관 리 번 호

사 본 번 호

고속도로 제32호선
옥산~오창 고속도로 민간투자사업
구 조 계 산 서 (Ⅷ)
(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

13. 산수교

시점 교대(옥산방향)

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약

■ 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

▣ 결과 요약

■ 단면 휨 설계

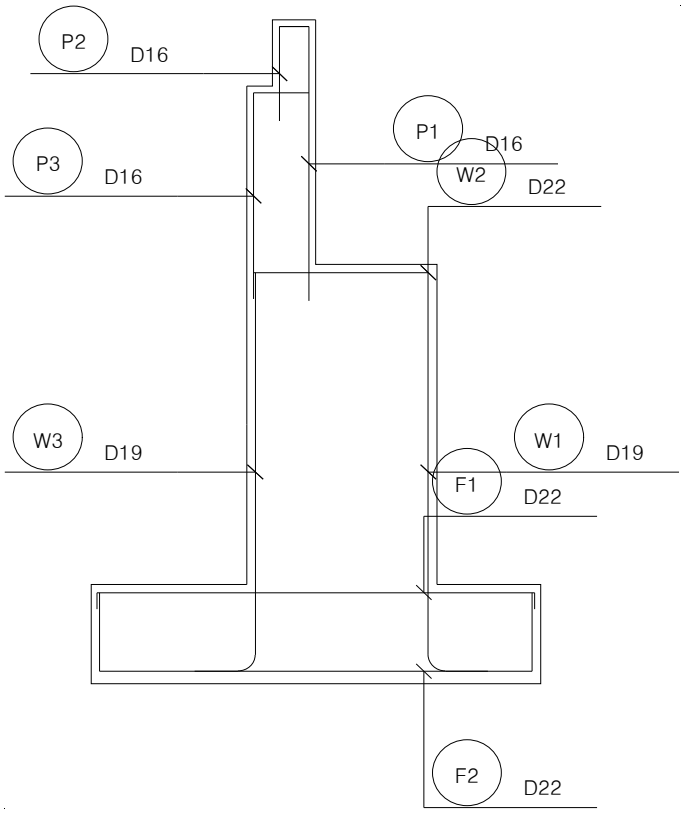
단면위치		깊이	dc	Req. As	사용철근량	Mu	ΦMn	안전도	비
		H(mm)	(mm)	(mm²)	(mm²)	(kN.m)	(kN.m)		
전면저판		1200	150	1282.65	3096.8	340.346	811.187	2.383	0.
후면저판		1200	100	942.887	3096.8	262.813	850.671	3.237	0.
벽체 : H=6.777		2200	100	1442.83	2292	768.731	1217.516	1.584	0.
흉벽		800	80	875.504	1588.8	159.305	286.971	1.801	0.
좌측날개벽	A(T=610 mm)	610	80	249.717	2292	33.632	299.914	8.917	0.
	B(T=610 mm)	610	80	462.039	2292	62.044	299.914	4.834	0.
	C(T=610 mm)	610	80	493.318	2292	66.216	299.914	4.529	0.
우측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	638.965	2292	87.22	305.759	3.506	0.
	A(T=620 mm)	620	80	2222.84	4053.6	296.821	527.371	1.777	0.
	B(T=620 mm)	620	80	929.877	2292	126.423	305.759	2.419	0.
	C(T=620 mm)	620	80	979.758	2292	133.113	305.759	2.297	0.

■ 사용성 검토

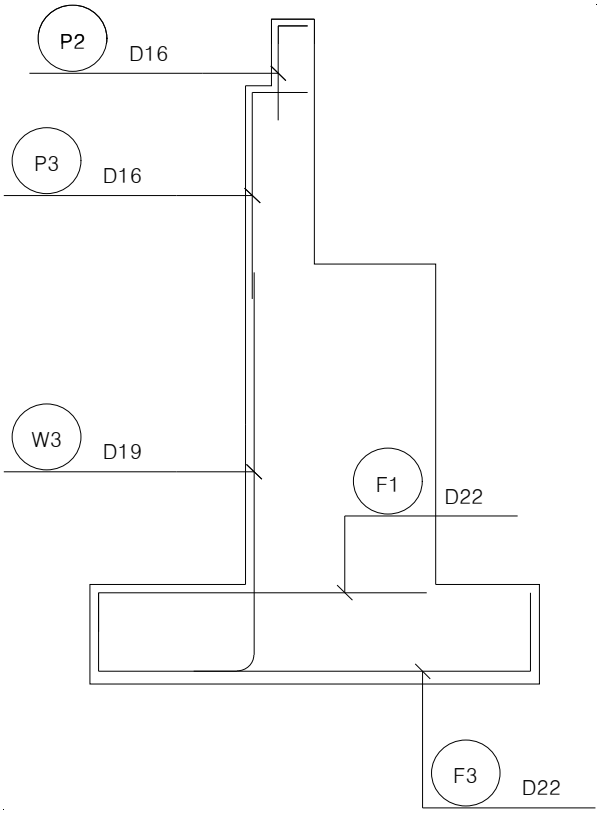
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		74.793	150	125	705.403	O.K
후면저판		39.541	150	125	1593.296	O.K
벽체 : H=6.777		78.814	150	125	772.933	O.K
흉벽		86.564	150	125	727.789	O.K
좌측날개벽	A(T=610 mm)	17.56	150	125	3587.694	O.K
	B(T=610 mm)	32.394	150	125	1944.781	O.K
	C(T=610 mm)	34.572	150	125	1822.266	O.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	44.667	150	125	1410.431	O.K
	A(T=620 mm)	87.842	150	125	717.195	O.K
	B(T=620 mm)	64.744	150	125	973.066	O.K
	C(T=620 mm)	68.17	150	125	924.162	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

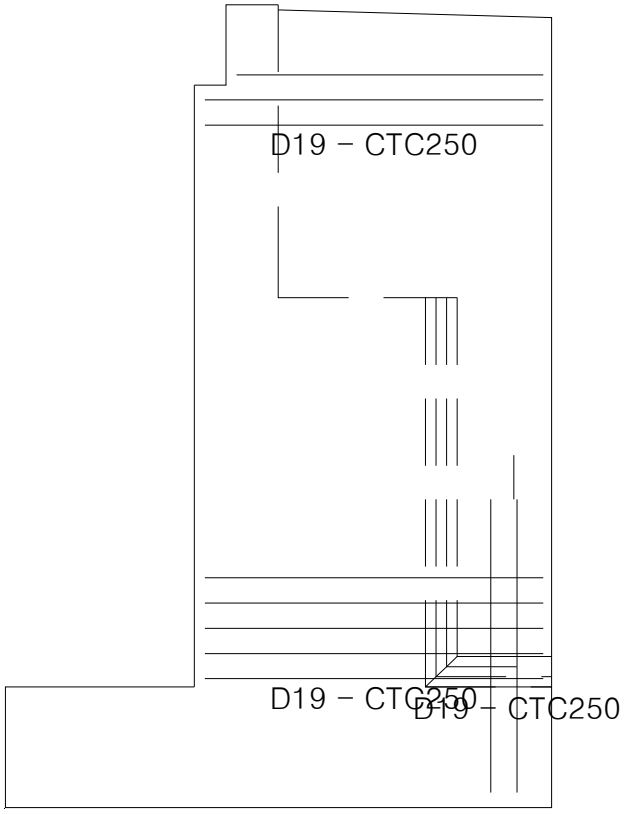


- ② Cycle (CTC = 250)

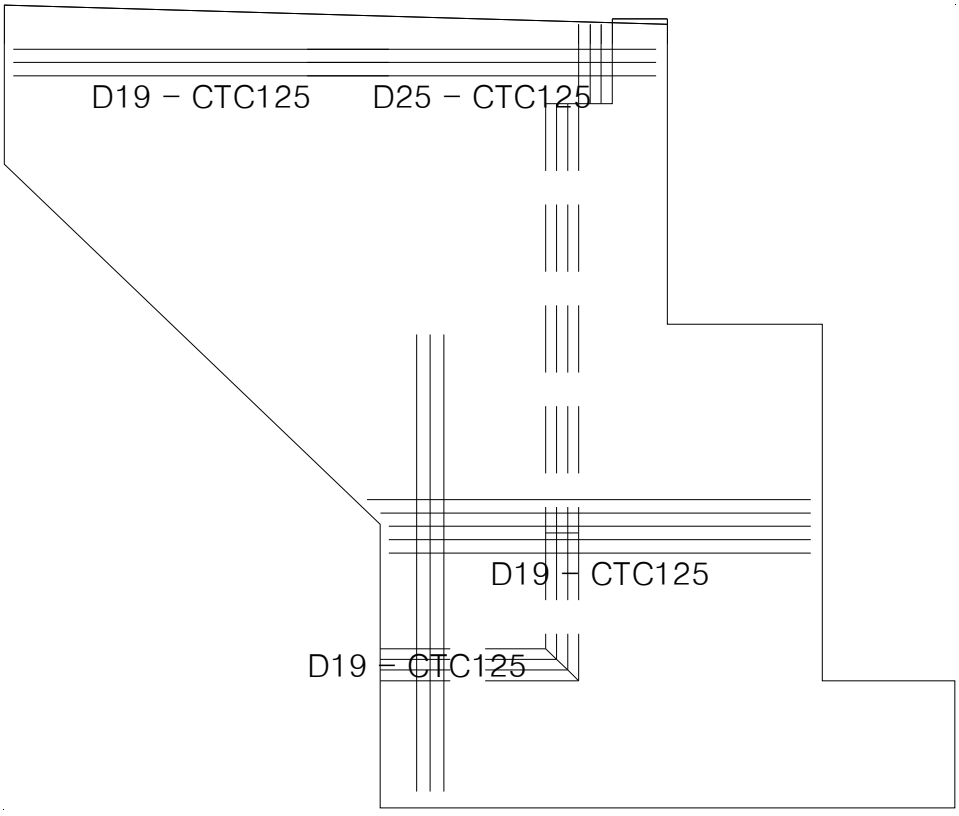


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : PSC BEAM
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 12.625 M
(5) 교 대 총높이 : H = 7.977 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 = 253.457 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 115.532 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 22.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : Φ2 = 33.166 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.406 ; TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
(6) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : Ⅰ등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : Ⅰ구역 - 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

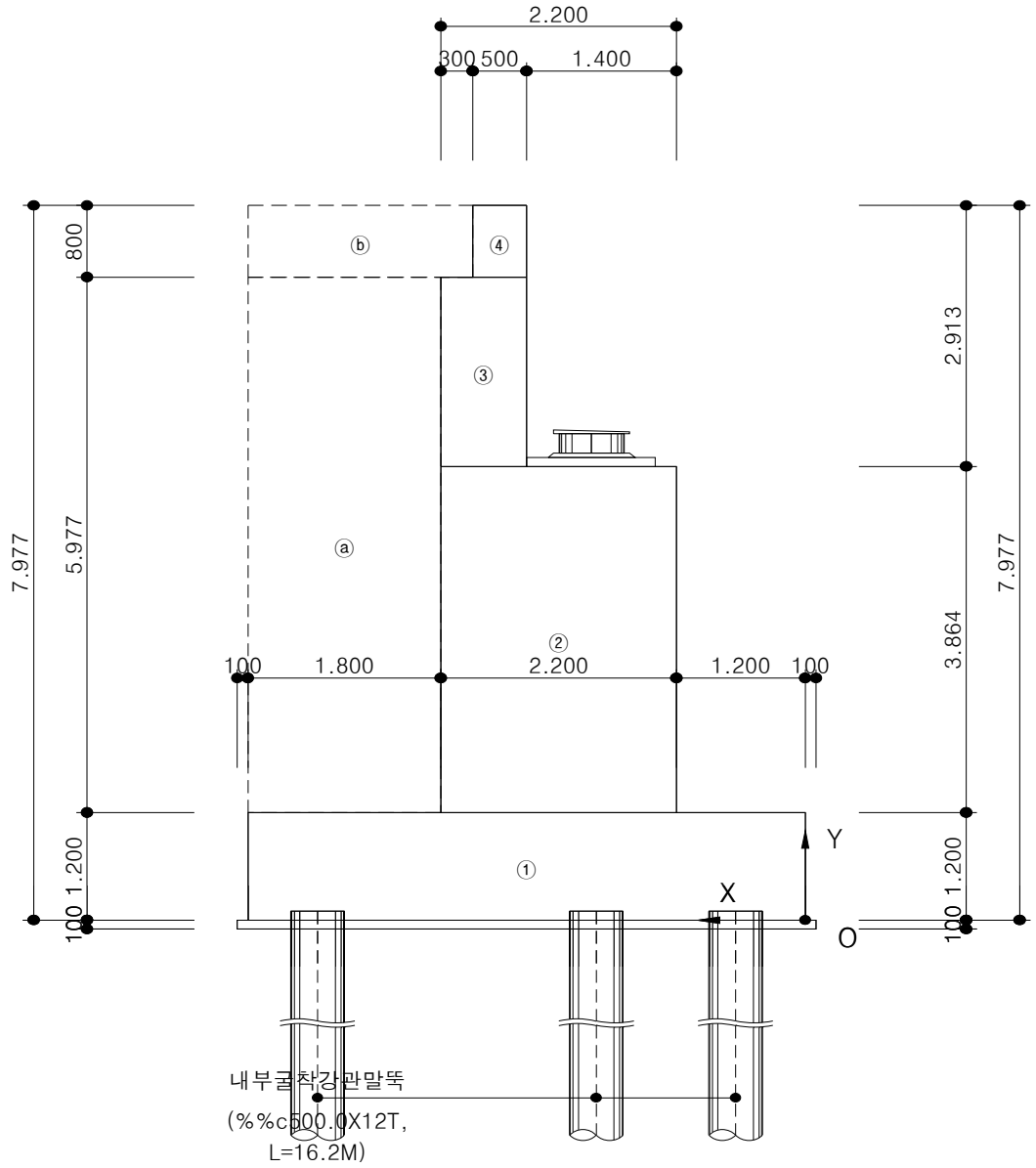
(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)

(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	계
고정하중	882.680	606.630	605.190	596.160	509.230	3199.890
활하중	78.218	284.598	386.641	384.862	324.276	1458.595

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
교축방향	135.890	135.200	134.520	133.940	134.190	673.740
직각방향	184.100	184.290	184.450	184.490	184.420	921.750

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	5.200 × 1.200	= 6.240	25.000	156.000	12.012
	②	2.200 × 3.864	= 8.500	25.000	212.499	16.362
	③	0.800 × 2.113	= 1.691	25.000	42.268	3.255
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 16.831		420.766	32.399
뒷채움재	ⓐ	1.800 × 5.977	= 10.759	20.000	215.172	16.568
	ⓑ	2.100 × 0.800	= 1.680	20.000	33.600	2.587
	소계		= 12.439		248.772	19.155
총 계					669.538	51.554

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	2.600	0.600	405.600	7.207
	②	2.300	3.132	488.747	51.244
	③	3.000	6.120	126.803	19.919
	④	2.850	7.577	28.500	5.834
	소 계			1049.650	84.205
뒷채움재	ⓐ	4.300	4.189	925.240	69.396
	ⓑ	4.150	7.577	139.440	19.603
	소 계			1064.680	88.999
총 계				2114.330	173.204

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1049.650 / 420.766 = 2.495 m
  Y = 84.205 / 32.399 = 2.599 m
- 뒷채움재 : X = 1064.680 / 248.772 = 4.280 m
  Y = 88.999 / 19.155 = 4.646 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)

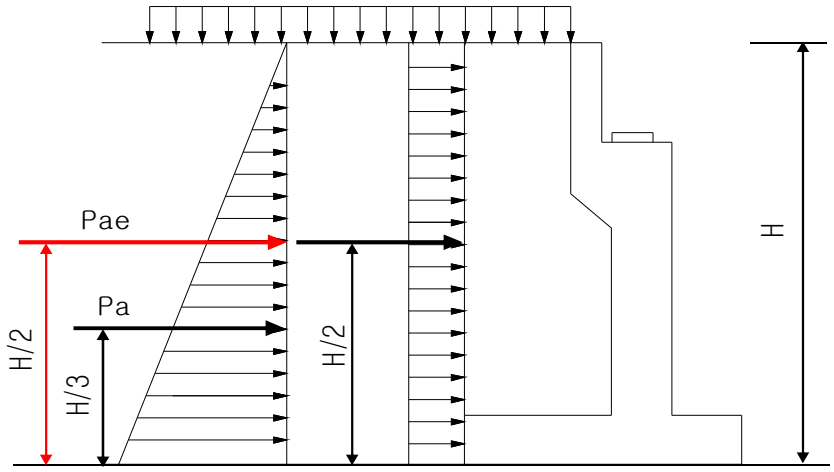
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 7.977 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 7.977² x cos(0.000)

= 172.444 kN

y = H / 3 = 2.659 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.977 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.977² x cos(0.000)

= 199.806 kN

y = H / 2 = 3.989 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.777 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 6.777² x cos(11.667 + 0.000)

= 112.897 kN

y = H / 3 = 2.259 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.777 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.777² x cos(0.000 + 0.000)

= 144.213 kN

y = H / 2 = 3.389 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 3199.890 ÷ 12.625 = 253.457 kN/m

- 활하중반력

Rl = 1458.595 ÷ 12.625 = 115.532 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 70.1

= 0.017520 m

교량받침의 개수 : N = 5 EA

교대의 폭원 : B = 12.625 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 1797.400 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

Ph = kH x δ x N / B

= 1797.400 x 0.017520 x 5 / 12.625

= 12.471 kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

Fm = Fm1 + Fm2

Fm1 = H1 x cosΘ

Fm2 = H2 x sinΘ (H2 ≤ kH x δ 일때)

∑(kH*δ) x sinΘ (H2 > kH x δ 일때)

구분	1	2	3	4	5
KH	1797.4	1797.4	1797.4	1797.4	1797.4
δ(m)	0.0895	0.08923	0.08917	0.08917	0.08901

Fm = 73.010 x cos90.0 + 53.366 x sin90.0

= 53.366 kN/m

H1 = 921.750 ÷ (12.625 / sin90.0) = 73.010 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 673.740 ÷ (12.625 / sin90.0) = 53.366 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 2.100 = 21.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 7.977 m)

Pa1 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.271 x 10.000 x 7.977 x cos0.000

= 21.618 kN

y = H / 2 = 3.989 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 6.777 m)

Pa2 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.251 x 10.000 x 6.777 x cos11.667

= 16.659 kN

y = H / 2 = 3.389 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)	420.766	-	2.495	2.599	1049.649	-
2. 교대구체(지진시)	420.766	32.399	2.495	2.599	1049.649	84.205
3. 뒷채움재(평상시)	248.772	-	4.280	4.646	1064.680	-
4. 뒷채움재(지진시)	248.772	19.155	4.280	4.646	1064.680	88.997
5. 배면토압(평상시)	-	172.444	-	2.659	-	458.529
6. 배면토압(지진시)	-	199.806	-	3.989	-	796.926
7. 뒷채움 상재하중	21.000	21.618	4.150	3.989	87.150	86.223
8. 상부 고정하중반력	253.457	-	1.994	-	505.393	-
9. 상부 활하중반력	115.532	-	1.994	-	230.371	-
10. 교량받침마찰력	-	12.471	-	5.464	-	68.137
11. 상부관성력	-	53.366	-	5.464	-	291.571

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)	690.538	194.062	2201.479	544.752
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	690.538	194.062	2201.479	544.752
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	669.538	251.360	2114.329	970.128
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	1059.527	194.062	2937.243	544.752
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9	1059.527	206.533	2937.243	612.889
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+1	922.995	304.726	2619.722	1261.699

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	8.000	5.200	-
2 열	1.950	8.000	15.600	-
3 열	4.550	8.000	36.400	-
계	-	24.000	57.200	2.383

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)	8718.042	2450.033	-0.016	-139.489
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7	8718.042	2450.033	-0.016	-139.489
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6	8452.917	3173.420	0.674	5697.266
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	13376.528	2450.033	0.125	1672.066
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7	13376.528	2607.479	0.190	2541.540
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6	11652.812	3847.166	0.912	10627.364

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

각 작용력은 교대의 전폭(12.625 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.

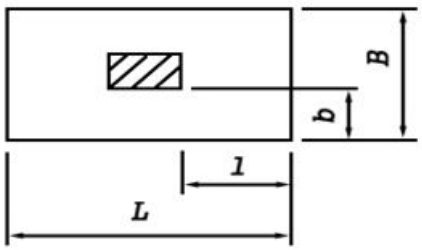
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 185071.222 x 24 / (12.625 x 5.200) = 67657.415 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 12.625 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.200 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 24 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

β = ⁴ √[(3 x 67657.415) / (26986000.000 x 1.200³)] = 0.257 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = MAX(l,b) = MAX(0.000, 1.800) = 1.800
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.600, 뒷굽기준으로 검토

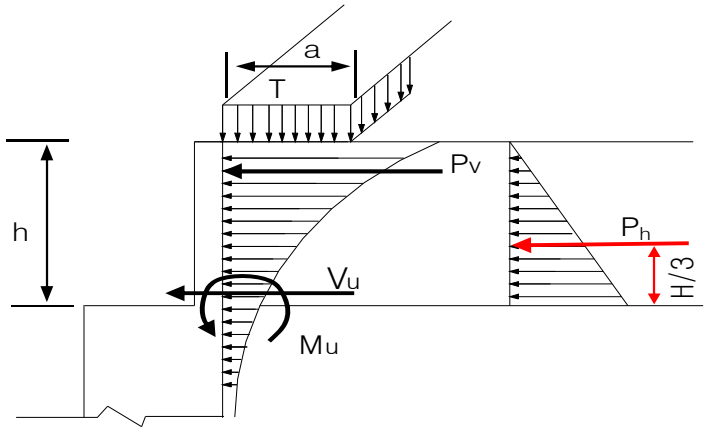


$\beta\lambda$ = 0.257 x 1.800 = 0.462 ≤ 1.0, ∴ O.K

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 (2.913 - 0.36) = 73.447 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 2.913^2 x cos11.667 = 20.864 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.913 x 20.864 = 20.262 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 20.864 = 84.369 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 73.447 + 1.70 x 20.262 = 159.305 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.113 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.255 kN

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

Pw = 3.255 + 0.770 = 4.025 kN

Mw = 3.255 x 2.113/2 + 0.770 x (2.113 + 0.800/2) = 5.374 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 2.913^2 x cos0.000 = 26.652 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 2.913 x 26.652 = 38.823 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.025 + 1.00 x 26.652 = 30.676 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 5.374 + 1.00 x 38.823 = 44.198 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	84.369	159.305	
지진시	30.676	44.198	
설계단면력	84.369	159.305	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.777 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	20.387	2.577	-	1.000	20.387	52.533
2. 배면토압(평상시)	112.897	2.259	1.700	-	191.925	433.558
3. 배면토압(지진시)	144.213	3.389	-	1.000	144.213	488.666
4. 뒷채움 상재하중	16.659	3.389	1.700	-	28.320	95.963
5. 교량받침마찰력	12.471	4.264	1.300	-	16.212	69.123
6. 상부관성력	53.366	4.264	-	1.000	53.366	227.532

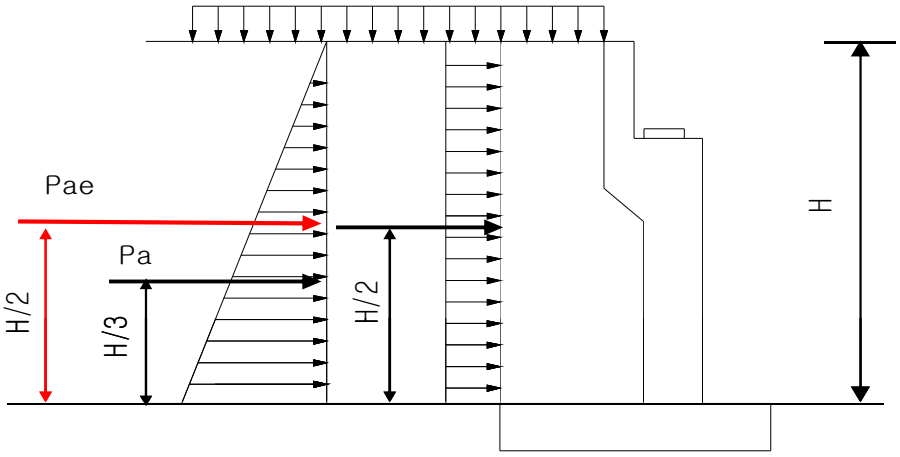
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 20.387 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 52.533 kN.m

y = Mo / Ho = 52.533 / 20.387 = 2.577



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 6.777 m)	236.457	598.644	
지진시(H = 6.777 m)	217.966	768.731	
설계단면력	236.457	768.731	

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)	420.766	-	2.495	2.599	1049.649	-
2. 교대구체(지진시)	420.766	32.399	2.495	2.599	1049.649	84.205
3. 뒷채움재(평상시)	248.772	-	4.280	4.646	1064.680	-
4. 뒷채움재(지진시)	248.772	19.155	4.280	4.646	1064.680	88.997
5. 배면토압(평상시)	-	172.444	-	2.659	-	458.529
6. 배면토압(지진시)	-	199.806	-	3.989	-	796.926
7. 토압의 연직분력	25.169	-	4.600	-	115.777	-
8. 뒷채움 상재하중	21.000	21.618	4.150	3.989	87.150	86.223
9. 상부 고정하중반력	253.457	-	1.994	-	505.393	-
10. 상부 활하중반력	115.532	-	1.994	-	230.371	-
11. 교량받침마찰력	-	12.471	-	5.464	-	68.137
12. 상부관성력	-	53.366	-	5.464	-	291.571

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	958.337	329.905	3132.821	926.078
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	940.487	329.905	3058.744	926.078
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	669.538	251.360	2114.329	970.128
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1536.225	329.905	4285.130	926.078
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9	1420.172	346.118	4015.237	1014.657
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+1	922.995	304.726	2619.722	1261.699

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

COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

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

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 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

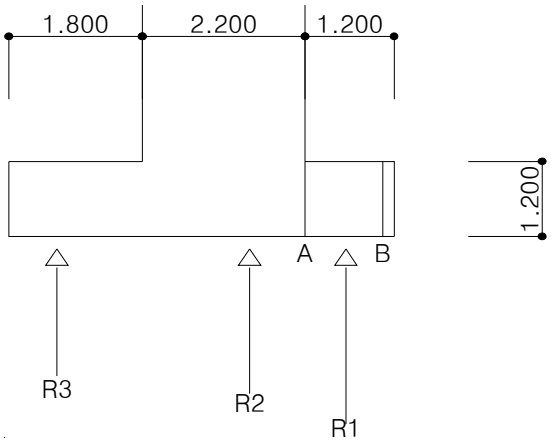
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	12099.001	4165.056	0.081	980.019
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7	11873.645	4165.056	0.116	1377.343
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6	8452.917	3173.420	0.674	5697.266
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	19394.836	4165.056	0.197	3820.783
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7	17929.677	4369.736	0.271	4858.942
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6	11652.812	3847.166	0.912	10627.364

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(12.625 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 12.625 (kN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 12.625 (kN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 12.625 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	680.030	548.100	470.470
COMB 2	680.870	541.270	447.440
COMB 3	590.470	411.770	156.560
COMB 4	1057.130	870.370	676.910
COMB 5	1030.200	817.850	580.210
COMB 6	868.860	581.370	120.580

- 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	237.001	5.850	208.921
COMB 2	0.000	237.293	5.850	209.213
COMB 3	0.000	205.788	4.500	184.188
COMB 4	0.000	368.426	5.850	340.346
COMB 5	0.000	359.040	5.850	330.960
COMB 6	0.000	302.811	4.500	281.211

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

COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

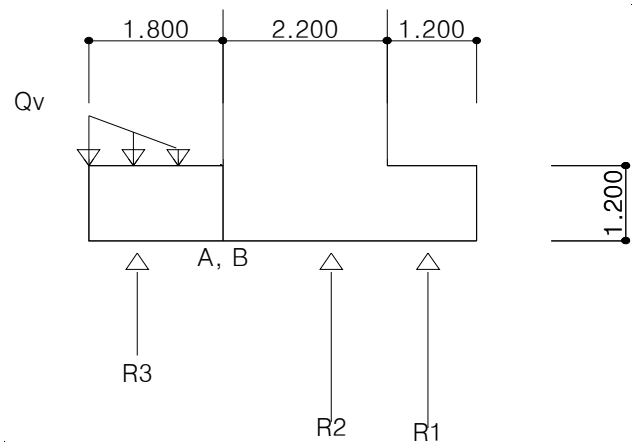
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 12.625 (kN/m)

R2 = Ru2 x 8본 / 12.625 (kN/m)

R3 = Ru3 x 8본 / 12.625 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	531.050	510.860	284.240
COMB 2	532.570	504.190	262.070
COMB 3	508.720	391.330	54.380
COMB 4	913.080	834.360	496.860
COMB 5	880.560	780.440	393.160
COMB 6	777.490	558.520	6.370

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 1.800 x 25.000 = 54.000 kN

Ma = 1.200 x 1.800 x 25.000 x 1.800 / 2 = 48.600 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 248.772 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 248.772 kN

Ma = 248.772 x (4.280 - 3.400) = 218.855 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.800 = 18.000 kN

Ma = 10.000 x 1.800 x 1.800 / 2 = 16.200 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 6.777^2 x sin11.667

= 25.169 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 25.169 / 1.800

= 27.965 kN

Vb = 27.965 x 1.800 / 2 = 25.169 kN

Ma = 27.965 x 1.800 x 1.800 / 3 = 30.203 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x 1.150

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	180.112	207.129	294.978	226.736
COMB 2	166.064	190.974	293.726	229.122
COMB 3	34.459	39.627	268.313	227.827
COMB 4	314.842	362.068	160.249	71.797
COMB 5	249.131	286.501	210.660	133.595
COMB 6	4.036	4.642	298.736	262.813

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

COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

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

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 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	340.35	5.85

* 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 (1050.00 - 53.578) / 53.578 = 0.05579

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1282.653 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 2.414]

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 = 1282.653 mm²

ρmin = Max(1282.653, 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 = 0.00295

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 (1050.00 - a/2) = 811.187 kN.m

≥ Mu (= 340.346 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.383]

* 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)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	262.81	298.74

* 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 (1100.00 - 53.578) / 53.578 = 0.05859

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 942.887 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.284]

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 = 942.887 mm²

ρmin = Max(942.887, 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 = 0.00282

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 (1100.00 - a/2) = 850.671 kN.m

≥ Mu (= 262.813 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.237]

* 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 (= 298.736 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=6.777

* 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	2200.00	2100.00	100.00	768.73	236.46

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1442.827 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.589]

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 (= 768.731 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.584]

* 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 (= 236.457 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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	159.31	84.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 875.504 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.815]

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 (= 159.305 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.801]

* 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 (= 84.369 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 (2.913 - 0.36) = 73.447 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 2.913^2 x cos11.667 = 20.864 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.913 x 20.864 = 20.262 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 20.864 = 49.629 kN

Ms = 73.447 + 20.262 = 93.709 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.777 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	20.387	2.577	-	1.000	20.387	52.533
2. 배면토압(평상시)	112.897	2.259	1.000	-	112.897	255.034
3. 배면토압(지진시)	144.213	3.389	-	1.000	144.213	488.666
4. 뒷채움 상재하중	16.659	3.389	1.000	-	16.659	56.449
5. 교량받침마찰력	12.471	4.264	1.000	-	12.471	53.172
6. 상부관성력	53.366	4.264	-	1.000	53.366	227.532

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 20.387 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 52.533 kN.m

y = Mo / Ho = 52.533 / 20.387 = 2.577

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	142.027	364.655	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	715.707	194.062	2317.256	544.752
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	715.707	194.062	2317.256	544.752
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	669.538	251.360	2114.329	970.128
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1084.696	194.062	3053.020	544.752
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9	1084.696	206.533	3053.020	612.889
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+1	922.995	304.726	2619.722	1261.699

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

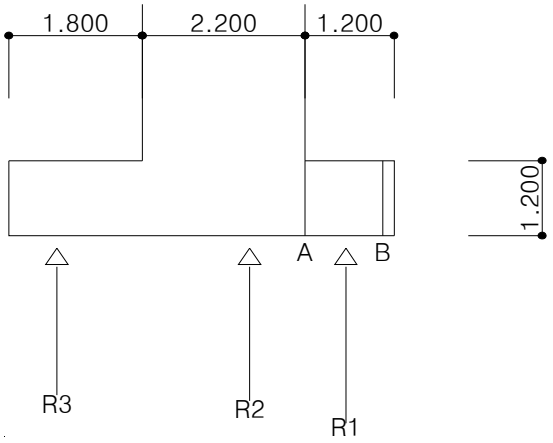
$Mc = V \times e$

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	9035.801	2450.033	-0.093	-840.329
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7	9035.801	2450.033	-0.093	-840.329
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6	8452.917	3173.420	0.674	5697.266
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	13694.287	2450.033	0.071	972.294
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7	13694.287	2607.479	0.134	1835.034
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6	11652.812	3847.166	0.912	10627.364

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(12.625 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 12.625 (kN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 12.625 (kN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 12.625 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	448.300	384.510	368.040
COMB 2	448.300	384.510	368.040
COMB 3	590.470	411.770	156.560
COMB 4	689.020	590.270	499.940
COMB 5	717.090	597.290	470.080
COMB 6	868.860	581.370	120.580

- 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

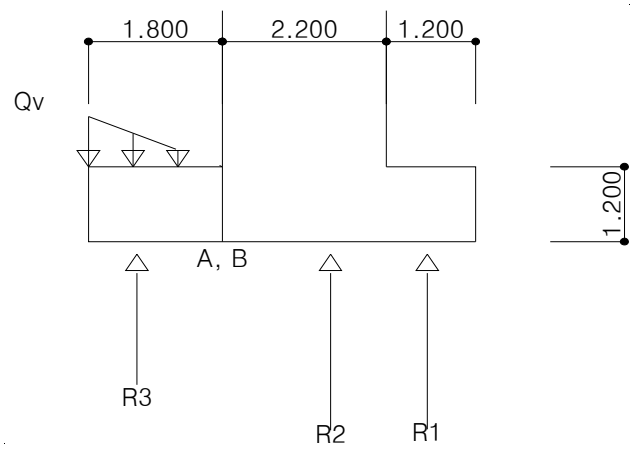
Ma = R1 x 0.550

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	156.239	4.500	134.639
COMB 2	0.000	156.239	4.500	134.639
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	240.134	4.500	218.534
COMB 5	0.000	249.917	4.500	228.317
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 12.625 (kN/m)

R2 = Ru2 x 8본 / 12.625 (kN/m)

R3 = Ru3 x 8본 / 12.625 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	359.420	362.290	256.940
COMB 2	359.420	362.290	256.940
COMB 3	508.720	391.330	54.380
COMB 4	603.290	568.840	392.770
COMB 5	627.180	574.810	357.680
COMB 6	777.490	558.520	6.370

- 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 1.150

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	162.813	187.235	183.127	126.622
COMB 2	162.813	187.235	183.127	126.622
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	248.884	286.217	97.057	27.641
COMB 5	226.649	260.646	119.292	53.211
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)] = 228.317 x 1000000 / [3096.800 x (1050.000 - 192.782/3)]
= 74.793 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1050.0/(7x3096.800)]
= 192.782 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 74.79) - 2.5 x 139.00 = 705.40 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 74.79) = 842.32 mm
Sa는 작은 값인 705.40 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 705.40 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 126.622 x 1000000 / [3096.800 x (1100.000 - 197.778/3)]
= 39.541 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x3096.800)]
= 197.778 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 39.54) - 2.5 x 89.00 = 1769.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 39.54) = 1593.30 mm
Sa는 작은 값인 1593.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1593.30 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=6.777

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 364.655 x 1000000 / [2292.000 x (2100.000 - 244.037/3)]
= 78.814 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 78.81) - 2.5 x 90.50 = 772.93 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 78.81) = 799.35 mm

Sa는 작은 값인 772.93 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 772.93 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 93.709 \times 1000000 / [1588.800 \times (720.000 - 115.917/3)]$
$= 86.564$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$
$= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x1588.800)]}$
$= 115.917$ mm

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 86.56) - 2.5 x 72.00 = 729.74 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 86.56) = 727.79 mm

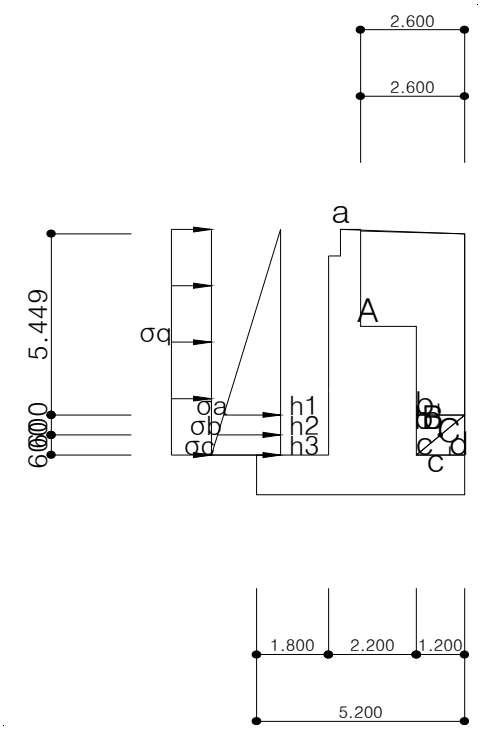
Sa는 작은 값인 727.79 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 727.79 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

① 단면 A

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 5.449 = 46.430 kN/m²

Pa = 1.700 x 1/2 · qa · h1 + 1.700 x qq · h1

= 1.700 x 1/2 x 46.430 x 5.449 + 1.700 x 4.260 x 5.449

= 254.531 kN/m

Va = Pa x L

= 254.531 x 1.200

= 305.437 kN

Ma = 1/2 · Pa · L²

= 1/2 x 254.531 x 1.200²

= 183.262 kN.m

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

Vu = 305.437 / 5.449 = 56.054 kN

Mu = 183.262 / 5.449 = 33.632 kN.m

② 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 5.449 = 46.430 kN/m²

qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 6.049 = 51.542 kN/m²

P1 = 1.700 x 46.430 + 1.700 x 4.260
= 86.173 kN/m²

P2 = 1.700 x 51.542 + 1.700 x 4.260
= 94.863 kN/m²

Vb = P1 x L = 86.173 x 1.200
= 103.407 kN

Mb = 1/2 · P1 · L² = 1/2 x 86.173 x 1.200²
= 62.044 kN.m

Vb' = P2 x L = 94.863 x 0.600
= 56.918 kN

Mb' = 1/2 · P2 · L² = 1/2 x 94.863 x 0.600²
= 17.075 kN.m

Vu = 103.407 kN

Mu = 62.044 kN.m

③ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 5.449 = 46.430 kN/m²

qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 6.049 = 51.542 kN/m²

qc = Ko x γt x h3 = 0.426 x 20.000 x 6.649 = 56.654 kN/m²

P1 = 1.700 x 46.430 + 1.700 x 4.260
= 86.173 kN/m²

P2 = 1.700 x 51.542 + 1.700 x 4.260
= 94.863 kN/m²

P3 = 1.700 x 56.654 + 1.700 x 4.260
= 103.553 kN/m²

Vd = (P1 + P3) / 2 x L = (86.173 + 103.553) / 2 x 1.200
= 113.836 kN
Md = 1/6 x (2P1 + P3) x L^2 = 1/6 x (2 x 86.173 + 103.553) x 1.200^2
= 66.216 kN.m

Vc' = (P2 + P3) / 2 x L = (94.863 + 103.553) / 2 x 0.600
= 59.525 kN
Mc' = 1/6 x (2P2 + P3) x L^2 = 1/6 x (2 x 94.863 + 103.553) x 0.600^2
= 17.597 kN.m

Vu = 113.836 kN
Mu = 66.216 kN.m

④ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	33.632	62.044	66.216
전단력(kN)	0.000	56.054	103.407	113.836

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	19.784	36.497	38.950
전단력(kN)	0.000	32.973	60.828	66.962

(2) 철근량 검토

① A(T=610 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	610.00	530.00	80.00	33.63	56.05

* 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 (530.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03710

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 249.717 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 9.178]

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 = 0.00432

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 (530.00 - a/2) = 299.914 kN.m

≥ Mu (= 33.632 kN.m) ∴ O.K [안전률 8.917]

* 전단에 대한 검토 (d = 530.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 530.00 = 346.195 kN

≥ Vu (= 56.054 kN) , 전단보강 불필요.

② B(T=610 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	610.00	530.00	80.00	62.04	103.41

* 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 (530.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03710

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 462.039 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.961]

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 = 0.00432

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 (530.00 - a/2) = 299.914 kN.m

≥ Mu (= 62.044 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.834]

* 전단에 대한 검토 (d = 530.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 530.00 = 346.195 kN

≥ Vu (= 103.407 kN) , 전단보강 불필요.

③ C(T=610 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	610.00	530.00	80.00	66.22	113.84

* 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 (530.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03710

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 493.318 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.646]

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 = 0.00432

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 (530.00 - a/2) = 299.914 kN.m

≥ Mu (= 66.216 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.529]

* 전단에 대한 검토 (d = 530.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 530.00 = 346.195 kN

≥ Vu (= 113.836 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=610 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19.784 x 1000000 / [2292.000 x (530.000 - 115.349/3)]

= 17.560 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x530.0/(7x2292.000)]

= 115.349 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 17.56) - 2.5 x 70.50 = 4308.37 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 17.56) = 3587.69 mm

Sa는 작은 값인 3587.69 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3587.69 mm) ∴ O.K

② B(T=610 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 36.497 x 1000000 / [2292.000 x (530.000 - 115.349/3)]

= 32.394 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x530.0/(7x2292.000)]

= 115.349 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 32.39) - 2.5 x 70.50 = 2254.73 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 32.39) = 1944.78 mm

Sa는 작은 값인 1944.78 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1944.78 mm) ∴ O.K

③ C(T=610 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 38.950 x 1000000 / [2292.000 x (530.000 - 115.349/3)]

= 34.572 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x530.0/(7x2292.000)]

= 115.349 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 34.57) - 2.5 x 70.50 = 2101.58 ㎜

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 34.57) = 1822.27 ㎜

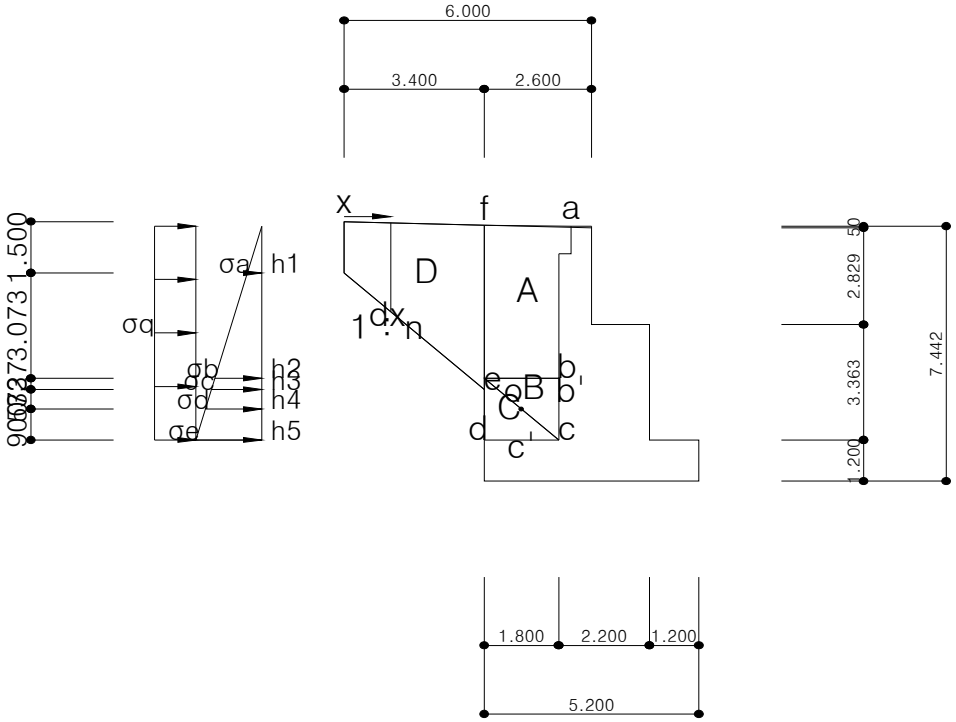
Sa는 작은 값인 1822.27 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1822.27 ㎜) ∴ 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

① 단면 D

- 상재하중에 의한 단면력

위치에 따른 날개벽 높이

h(x) = h1 + x/n n : 날개벽 경사 (1 : 1.0)

p(x) = Ko · q · h(x) q : 상재하중 (10.0 kN/m²)

작용 단면력

VI = ∫p(x)dx = Ko · q · ∫(h1 + x/n)dx = Ko · q · (h1 · L + L² /(2n))

= 0.426 x 10.000 x (1.500 x 3.400 + 3.400² / (2 x 1.000))

= 46.349 kN

MI = ∫(L - x)P(x)dx = Ko · q · ∫(L - x)(h1 + x/n)dx

= Ko · q · ((h1 · L²)/2 + L³ /(6n))

= 0.426 x 10.000 x ((1.500 x 3.400²) / 2 + 3.400³ / (6 x 1.000))

= 64.840 kN.m

- 토압에 의한 단면력

위치에 따른 작용토압

$p(x) = ½ \cdot Ko \cdot r \cdot h(x)^2$

작용단면력

$Vh = \int p(x)dx = ½ \cdot Ko \cdot r \cdot \int h(x)^2 \, dx = ½ \cdot Ko \cdot r \cdot \int (h1 + x/n)^2 \, dx$

$= ½ \cdot Ko \cdot r \cdot (h1^2 \cdot L + (h1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2))$

$= ½ \times 0.426 \times 20.000 \times (1.500^2 \times 3.400 + (1.500 \times 3.400^2) / 1.000 + 3.400^3 / (3 \times 1.000^2))$

$= 162.269$ kN

$Mh = \int (L - x)p(x)dx = ½ \cdot Ko \cdot r \cdot \int (L - x)(h1 + x/n)^2 \, dx$

$= ½ \cdot Ko \cdot r \cdot ((h1^2 \cdot L^2)/2 + (h1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/(12n^2))$

$= ½ \times 0.426 \times 20.000 \times ((1.500^2 \times 3.400^2) / 2 + (1.500 \times 3.400^3) / (3 \times 1.000) + 3.400^4 / (12 \times 1.000^2))$

$= 186.559$ kN.m

- 극한 단면력

$Vd = 1.700 \cdot Vh + 1.700 \cdot Vl$

$= 1.700 \times 162.269 + 1.700 \times 46.349 = 354.650$ kN

$Md = 1.700 \cdot Mh + 1.700 \cdot Ml$

$= 1.700 \times 186.559 + 1.700 \times 64.840 = 427.378$ kN.m

e - f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$Vu = 354.650 / 4.900 = 72.378$ kN

$Mu = 427.378 / 4.900 = 87.220$ kN.m

② 단면 A

$qq = Ko \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260$ kN/m²

$qb = Ko \times \gamma t \times h2 = 0.426 \times 20.000 \times 4.573 = 38.962$ kN/m²

$Pa = 1.700 \times 1/2 \cdot qb \cdot h2 + 1.700 \times qq \cdot h2$

$= 1.700 \times 1/2 \times 38.962 \times 4.573 + 1.700 \times 4.260 \times 4.573$

$= 184.568$ kN/m

* D구간 추가 부분 산정시 공제 부분

- 상재하중에 의한 단면력

$Vl = \int p(x)dx = Ko \cdot q \cdot \int (h1 + x/n)dx = Ko \cdot q \cdot (h1 \cdot L + L^2/(2n))$

$= 0.426 \times 10.000 \times (0.000 \times 0.327 + 0.327^2 / (2 \times 1.000))$

$= 0.228$ kN

$Ml = \int (L - x)P(x)dx = Ko \cdot q \cdot \int (L - x)(h1 + x/n)dx$

$= Ko \cdot q \cdot ((h1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n))$

$= 0.426 \times 10.000 \times ((0.000 \times 0.327^2)/2 + 0.327^3 / (6 \times 1.000))$

$= 0.025$ kN.m

- 토압에 의한 단면력

Vh = ∫p(x)dx = ½ · Ko · r · ∫(h1'+h2') · (h2'-h1') · dx
= ½ · Ko · r · ((h1 · L²)/n + L³ /(3n²))
= ½ x 0.426 x 20.000 x ((0.000 x 0.327²)/1.000 + 0.327³ /(3 x 1.000²))
= 0.050 kN
Mh = ∫(L - x)p(x)dx = ½ · Ko · r · ∫(L - x)(2h1/n · x + x² /n)dx
= ½ · Ko · r · (L⁴ / 12n + h1/3n · L³)
= ½ x 0.426 x 20.000 x (0.327⁴ / (12 x 1.000) + 0.000 / (3 x 1.000) x 0.327³)
= 0.004 kN.m

- 토피에 의한 단면력
Vh' = ∫p(x)dx = Ko · q · ∫(h1 + x/n)dx = Ko · q · (h1 · L + L² /(2n))
= 0.426 x (4.392 x 20.000) x (0.000 x 0.327 + 0.327² / (2 x 1.000))
= 2.000 kN
Mh' = ∫(L - x)P(x)dx = Ko · q · ∫(L - x)(h1 + x/n)dx
= Ko · q · ((h1 · L²)/2 + L³ /(6n))
= 0.426 x (4.392 x 20.000) x ((0.000 x 0.327²)/2 + 0.327³ / (6 x 1.000))
= 0.218 kN.m

Vd' = 1.700 x 0.228 + 1.700 x (0.050 + 2.000) = 3.872 kN
Md' = 1.700 x 0.025 + 1.700 x (0.004 + 0.218) = 0.420 kN.m

Va = (Vd - Vd') + Pa x L
= (354.650 - 3.872) + 184.568 x 1.800
= 683.001 kN
Ma = (Md - Md') + (Sd - Sd') x L + 1/2 · Pa · L²
= (427.378 - 0.420) + (354.650 - 3.872) x 1.800 + 1/2 x 184.568 x 1.800²
= 1357.361 kN.m

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면
Vu = 683.001 / 4.573 = 149.355 kN
Mu = 1357.361 / 4.573 = 296.821 kN.m

③ 단면 B
* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계
qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²
qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 4.573 = 38.962 kN/m²
qd = Ko x γt x h4 = 0.426 x 20.000 x 5.473 = 46.630 kN/m²

P1 = 1.700 x 38.962 + 1.700 x 4.260
= 73.478 kN/m²
P2 = 1.700 x 46.630 + 1.700 x 4.260
= 86.514 kN/m²

* D구간 단면력 추가 부분

- 상재하중에 의한 단면력

$Vl = \int p(x)dx = Ko \cdot q \cdot \int (h1 + x/n)dx = Ko \cdot q \cdot (h1 \cdot L + L^2 /(2n))$

$= 0.426 \times 10.000 \times (0.000 \times 0.327 + 0.327^2 / (2 \times 1.000))$

$= 0.228$ kN

$Ml = \int (L - x)P(x)dx = Ko \cdot q \cdot \int (L - x)(h1 + x/n)dx$

$= Ko \cdot q \cdot ((h1 \cdot L^2)/2 + L^3 /(6n))$

$= 0.426 \times 10.000 \times ((0.000 \times 0.327^2)/2 + 0.327^3 / (6 \times 1.000))$

$= 0.025$ kN.m

- 토압에 의한 단면력

$Vh = \int p(x)dx = ½ \cdot Ko \cdot r \cdot \int (h1'+h2') \cdot (h2'-h1') \cdot dx$

$= ½ \cdot Ko \cdot r \cdot ((h1 \cdot L^2)/n + L^3 /(3n^2))$

$= ½ \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.000 \times 0.327^2)/1.000 + 0.327^3 /(3 \times 1.000^2))$

$= 0.050$ kN

$Mh = \int (L - x)p(x)dx = ½ \cdot Ko \cdot r \cdot \int (L - x)(2h1/n \cdot x + x^2 /n)dx$

$= ½ \cdot Ko \cdot r \cdot (L^4 / 12n + h1/3n \cdot L^3)$

$= ½ \times 0.426 \times 20.000 \times (0.327^4 / (12 \times 1.000) + 0.000 / (3 \times 1.000) \times 0.327^3)$

$= 0.004$ kN.m

- 토피에 의한 단면력

$Vh' = \int p(x)dx = Ko \cdot q \cdot \int (h1 + x/n)dx = Ko \cdot q \cdot (h1 \cdot L + L^2 /(2n))$

$= 0.426 \times (4.392 \times 20.000) \times (0.000 \times 0.327 + 0.327^2 / (2 \times 1.000))$

$= 2.000$ kN

$Mh' = \int (L - x)P(x)dx = Ko \cdot q \cdot \int (L - x)(h1 + x/n)dx$

$= Ko \cdot q \cdot ((h1 \cdot L^2)/2 + L^3 /(6n))$

$= 0.426 \times (4.392 \times 20.000) \times ((0.000 \times 0.327^2)/2 + 0.327^3 / (6 \times 1.000))$

$= 0.218$ kN.m

$Vd' = 1.700 \times 0.228 + 1.700 \times (0.050 + 2.000) = 3.872$ kN

$Md' = 1.700 \times 0.025 + 1.700 \times (0.004 + 0.218) = 0.420$ kN.m

$Vb = Vd' + P1 \times L = 3.872 + 73.478 \times 1.800$

$= 136.132$ kN

$Mb = Md' + Vd' \times L + 1/2 \cdot P1 \cdot L^2$

$= 0.420 + (3.872 \times 1.800) + 1/2 \times 73.478 \times 1.800^2$

$= 126.423$ kN.m

$Vb' = Vd' + P2 \times L = 3.872 + 86.514 \times 0.900$

$= 81.734$ kN

$Mb' = Md' + Vd' \times L + 1/2 \cdot P2 \cdot L^2$

$= 0.420 + (3.872 \times 1.800) + 1/2 \times 86.514 \times 0.900^2$

$= 42.426$ kN.m

$Vu = 136.132$ kN

$Mu = 126.423$ kN.m

④ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 4.573 = 38.962 kN/m²

qd = Ko x γt x h4 = 0.426 x 20.000 x 5.473 = 46.630 kN/m²

qe = Ko x γt x h5 = 0.426 x 20.000 x 6.373 = 54.298 kN/m²

P1 = 1.700 x 38.962 + 1.700 x 4.260

= 73.478 kN/m²

P2 = 1.700 x 46.630 + 1.700 x 4.260

= 86.514 kN/m²

P3 = 1.700 x 54.298 + 1.700 x 4.260

= 99.549 kN/m²

Vd = (P1 + P3) / 2 x L = (73.478 + 99.549) / 2 x 1.800

= 155.724 kN

Md = 1/6 x (2P1 + P3) x L² = 1/6 x (2 x 73.478 + 99.549) x 1.800²

= 133.113 kN.m

Vc' = (P2 + P3) / 2 x L = (86.514 + 99.549) / 2 x 0.900

= 83.728 kN

Mc' = 1/6 x (2P2 + P3) x L² = 1/6 x (2 x 86.514 + 99.549) x 0.900²

= 36.798 kN.m

Vu = 155.724 kN

Mu = 133.113 kN.m

⑤ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	87.220	296.821	126.423	133.113
전단력(kN)	72.378	149.355	136.132	155.724

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	51.306	174.600	74.366	78.302
전단력(kN)	42.575	87.856	80.078	91.603

(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	87.22	72.38

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 638.965 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.587]

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 (= 87.220 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.506]

* 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 (= 72.378 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	296.82	149.36

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2222.839 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.824]

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 (= 296.821 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.777]

* 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 (= 149.355 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	126.42	136.13

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 929.877 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.465]

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 (= 126.423 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.419]

* 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 (= 136.132 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	133.11	155.72

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03785

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 979.758 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.339]

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 (= 133.113 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.297]

* 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 (= 155.724 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 51.306 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]
= 44.667 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 44.67) - 2.5 x 70.50 = 1586.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 44.67) = 1410.43 mm
Sa는 작은 값인 1410.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1410.43 mm) ∴ O.K

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 174.600 x 1000000 / [4053.600 x (540.000 - 148.967/3)]
= 87.842 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 87.84) - 2.5 x 67.50 = 727.74 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 87.84) = 717.20 mm
Sa는 작은 값인 717.20 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 717.20 mm) ∴ O.K

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 74.366 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]
= 64.744 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 64.74) - 2.5 x 70.50 = 1040.08 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 64.74) = 973.07 mm

Sa는 작은 값인 973.07 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 973.07 mm) ∴ O.K

④ C(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 78.302 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]

= 68.170 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 68.17) - 2.5 x 70.50 = 978.95 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 68.17) = 924.16 mm

Sa는 작은 값인 924.16 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 924.16 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 8.000 = 5.600 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

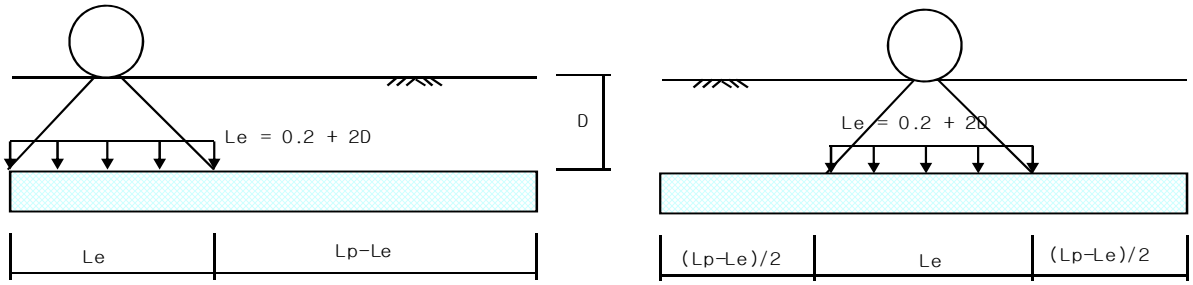
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 5.600 / 2 - 11.250 x 0.350 = 27.563 kN/m

Md = 11.250 x 5.600^2 / 8 = 44.100 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 Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200^2 + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.350) / (2 x 5.600)

= 76.514 kN.m

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

= 416.000 x 5.600/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 114.400 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 27.563 + 2.15 x 76.514

= 200.337 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 44.100 + 2.15 x 114.400

= 303.290 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	450.00	350.00	100.00	303.29	200.34

* 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 (350.00 - 63.500) / 63.500 = 0.01354

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2734.889\ mm^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.132]

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 = 0.00885

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 (350.00 - a/2) = 340.104 kN.m

≥ Mu (= 303.290 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.121]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 200.337 kN) , 전단보강 불필요.

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

55/√(5.600) = 23.24% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 2734.9 ㎟

필요 철근량 : 2734.9 x 0.232 = 635.6 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 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)] = 158.500 x 1000000 / [3096.800 x (350.000 - 103.399/3)]

= 162.207 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x3096.800)]

= 103.399 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)

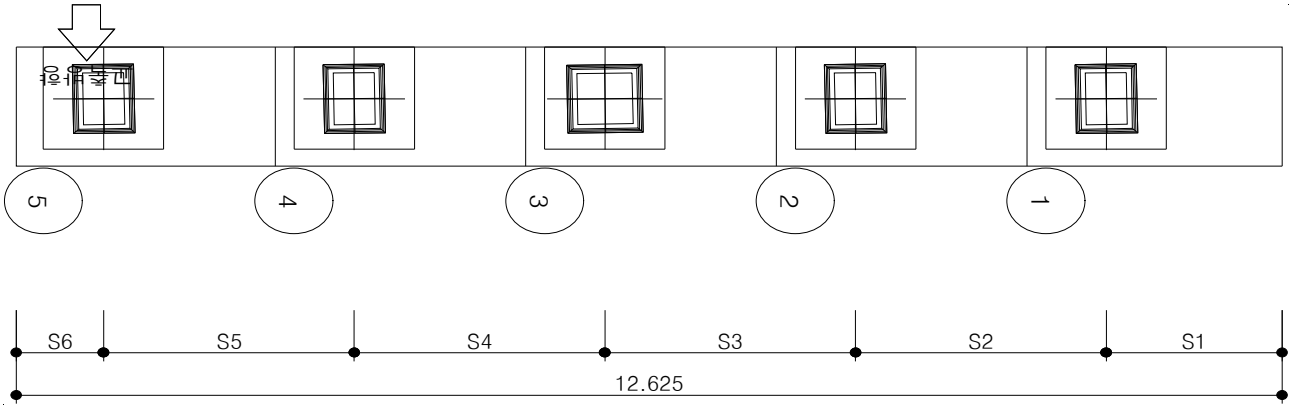
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.21) - 2.5 x 89.00 = 262.99 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 162.21) = 388.39 mm

Sa는 작은 값인 262.99 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 262.99 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 35.093 = 375.467 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	375.467	610.000	410.000	485.488	O.K
2	375.467	610.000	410.000	485.496	O.K
3	375.467	600.000	550.000	489.295	O.K
4	375.467	610.000	410.000	485.513	O.K
5	375.467	610.000	410.000	485.522	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

N = (200 + 1.67 x L + 6.66 x H) x (1 + 0.000125 x θ^2) mm

= (200 + 1.67 x 140.265 + 6.66 x 16.754) x (1 + 0.000125 x 0.00^2)

= 545.821 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1400 - 100 - 50 = 1250 mm ≥ 546 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1229.522	O.K	258.822	230.125	O.K
SHOE 2	1750.000	999.380	O.K	258.822	230.362	O.K
SHOE 3	1750.000	991.831	O.K	258.822	230.563	O.K
SHOE 4	1750.000	989.277	O.K	258.822	230.613	O.K
SHOE 5	1750.000	859.161	O.K	258.822	230.525	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(㎜)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1229.522	127.716	173.026	1204.000	1976.400	
2	999.380	127.068	173.205	1204.000	1724.000	
3	991.831	126.429	177.446	1344.000	1719.000	
4	989.277	125.883	173.393	1204.000	1724.000	
5	859.161	126.118	173.327	1204.000	1480.200	

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	2113.482	3972.000	O.K	2792.871	3972.000	O.K
2	1872.930	3972.000	O.K	2487.206	3972.000	O.K
3	1871.330	3972.000	O.K	2472.352	3972.000	O.K
4	1854.665	3972.000	O.K	2474.988	3972.000	O.K
5	1722.674	3972.000	O.K	2250.116	3972.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	851.441	7944.000	O.K	1153.509	7944.000	O.K
2	847.118	7944.000	O.K	1154.699	7944.000	O.K
3	842.857	7944.000	O.K	1182.972	7944.000	O.K
4	839.223	7944.000	O.K	1155.952	7944.000	O.K
5	840.789	7944.000	O.K	1155.514	7944.000	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 4

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 989.277 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  δ = α x ΔT x L

  = 0.000010 x 25.0 x 70.1

  = 0.017520 m

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

  = 1797.400 x 0.017520

  = 31.490 kN/m

  Hx1 = 31.490 / 1.15 = 27.383 kN

  Hx2 = 167.425 / 1.33 = 125.883 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 125.883 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 230.613 / 1.33 = 173.393 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 173.393 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 794.000 mm b2y = 1250.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1588.000 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2500.000 mm > 5 x b1y = 2050.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 610.000/1588.000) x 989.277 x 10^3 /150.000

= 1015.442 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 410.000/2050.000) x 989.277 x 10^3 /150.000

= 1319.036 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 125.883 x 10^3 / 150.000

= 839.223 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 173.393 x 10^3 / 150.000

= 1155.952 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 1250.000 = 1860.000 mm

  여기서, 교좌중심에서의 연단거리 794.000 mm가 Bxo/2 = 930.000 mm보다 작으므로 보정필요

  Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 794.000 + (610.000+1250.000)/2 = 1724.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 410.000 + 794.000 = 1204.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 1319.036 + 1155.952 = 2474.988 mm²

  Bxo = 1724.000 mm 범위내에서 D16 - 20 EA

  As = 198.600 x 20 = 3972.000 mm² ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 1015.442 + 839.223 = 1854.665 mm²

  Byo = 1204.000 mm 범위내에서 D16 - 20 EA

  As = 198.600 x 20 = 3972.000 mm² ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 4

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 173.393 x 10^3 / 150.000 = 1155.952 mm²

사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 20 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 20 = 7944.000 mm² ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 125.883 x 10^3 / 150.000 = 839.223 mm²

사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 20 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 20 = 7944.000 mm² ∴ O.K

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1643.500	719.001	O.K
	허용인발력(kN/EA)	328.820	-	O.K
	휨응력(MPa)	140.000	124.294	O.K
	전단응력(MPa)	80.000	14.228	O.K
	수평변위(mm)	15.000	13.063	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2465.250	874.343	O.K
	허용인발력(kN/EA)	493.230	-0.477	O.K
	휨응력(MPa)	210.000	138.693	O.K
	전단응력(MPa)	120.000	20.992	O.K
	수평변위(mm)	15.000	10.860	O.K

■ 단면 휨 설계

단면위치	깊이	dc	Req. As	사용철근량	Mu	ΦMn	안전도	비고
	H(mm)	(mm)	(mm²)	(mm²)	(kN.m)	(kN.m)		
전면저판	1200	150	1286.59	3096.8	341.381	811.187	2.376	O.K
후면저판	1200	100	959.65	3096.8	267.455	850.671	3.181	O.K

■ 사용성 검토

구 분	인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판	75.011	150	125.000	702.341	O.K
후면저판	39.830	150	125.000	1581.739	O.K

5. 기초의 설계

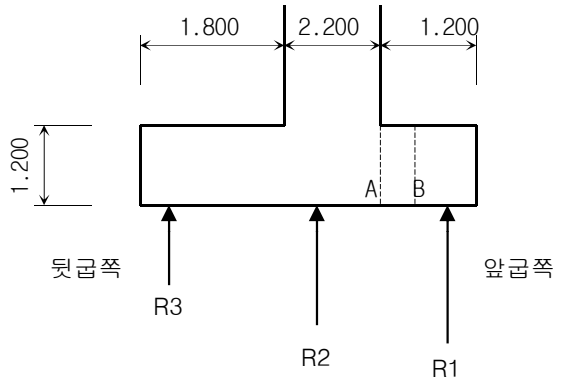
1) Pile 반력집계 (본당)

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	682.13	683.09	593.87	1060.10	1033.58	874.34	449.32	449.32	690.59	719.00
Ru2	510.86	504.19	391.33	834.36	780.44	558.52	362.29	362.29	568.84	574.81
Ru3	281.62	259.29	50.12	493.14	388.93	-0.48	255.67	255.67	390.81	355.30

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 8본 / 12.625m (kN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 12.625m (kN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 12.625m (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	682.130	548.630	470.470
COMB 2	683.090	541.820	447.440
COMB 3	593.870	412.620	156.560
COMB 4	1060.100	871.110	676.910
COMB 5	1033.580	818.700	580.210
COMB 6	874.340	582.740	120.580

- 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

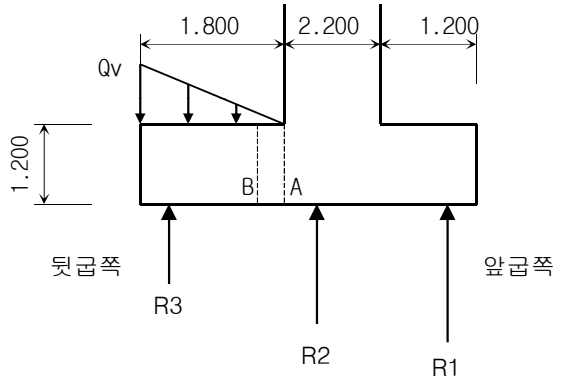
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	237.733	5.850	209.653
COMB 2	0.000	238.066	5.850	209.986
COMB 3	0.000	206.973	4.500	185.373
COMB 4	0.000	369.461	5.850	341.381
COMB 5	0.000	360.218	5.850	332.138
COMB 6	0.000	304.721	4.500	283.121

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
COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G
COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H
COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G
COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 12.625m (KN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 12.625m (KN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 12.625m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	531.050	510.860	281.620
COMB 2	532.570	504.190	259.290
COMB 3	508.720	391.330	50.120
COMB 4	913.080	834.360	493.140
COMB 5	880.560	780.440	388.930
COMB 6	777.490	558.520	-0.480

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 1.800 x 25.000 = 54.000 kN

Ma = 1.200 x 1.800 x 25.000 x 1.800 / 2 = 48.600 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 6.910 x 20.000 = 248.772 kN

Ma = 248.772 x (4.280 - 3.400) = 218.855 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.800 = 18.000 kN

Ma = 18.000 x (4.300 - 3.400) = 16.200 kN.m

- 토압의 연진분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 6.777^2 x sin11.667

= 25.169 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 25.169 / 1.800

= 27.965 kN

Vb = 27.965 x 1.800 / 2 - (1.800 - 1.800) / 1.800 x 27.965 / 2 = 25.169 kN

Ma = 27.965 x 1.800 x 1.800 / 3 = 30.202 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 1.150 + 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	178.451	205.218	296.640	228.647
COMB 2	164.305	188.951	295.485	231.144
COMB 3	31.759	36.523	271.013	230.932
COMB 4	312.485	359.358	162.605	74.507
COMB 5	246.452	283.420	213.338	136.675
COMB 6	0.000	0.000	0.000	267.455

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
COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G
COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H
COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 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	341.4	5.9

* 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 (1050.00 - 53.578) / 53.578 = 0.05579

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1286.589 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 2.407]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

As, temp = 0.00150 × 1,000.0 × 1,200.0 = 1,800.000 ㎟

As, req = 1,286.589 ㎟

ρmin = MAX(1,286.589, 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 = 0.00295

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (1050 - a/2) = 811.187 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

≥ Mu (= 341.381 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.376]

* 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	267.5	296.6

* 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 (1100.00 - 53.578) / 53.578 = 0.05859

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 959.650 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) [사용률 = 3.227]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

As, temp = 0.00150 × 1,000.0 × 1,200.0 = 1,800.000 ㎟

As, req = 959.650 ㎟

ρmin = MAX(959.650, 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 = 0.00282

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (1100 - a/2) = 850.671 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

≥ Mu (= 267.455 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.181]

* 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 (= 296.640 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

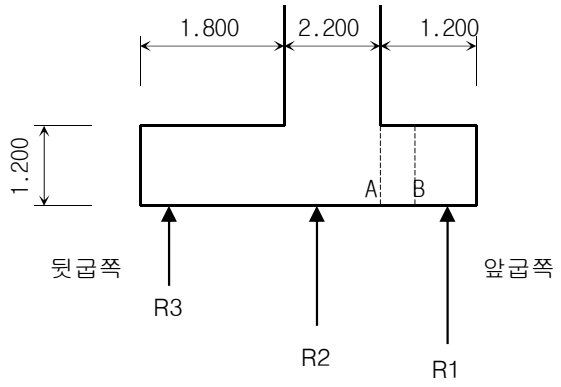
* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - C.T.C 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.000 ㎟ ∴ O.K

3) 기초 설계(사용하중)

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 12.625m (KN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 12.625m (KN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 12.625m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	449.320	384.770	368.040
COMB 2	449.320	384.770	368.040
COMB 3	593.870	412.620	156.560
COMB 4	690.590	590.670	499.940
COMB 5	719.000	597.770	470.080
COMB 6	874.340	582.740	120.580

- 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

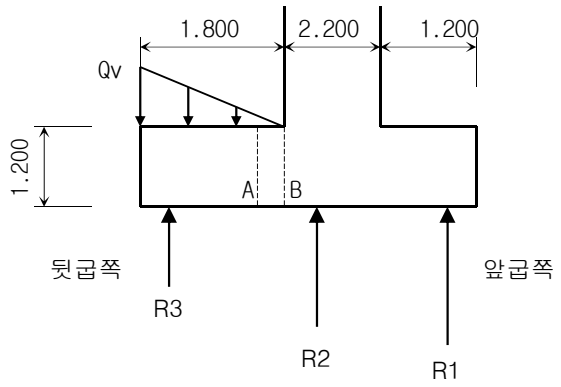
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	156.594	4.500	134.994
COMB 2	0.000	156.594	4.500	134.994
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	240.683	4.500	219.083
COMB 5	0.000	250.582	4.500	228.982
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 12.625m (KN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 12.625m (KN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 12.625m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	359.420	362.290	255.670
COMB 2	359.420	362.290	255.670
COMB 3	508.720	391.330	50.120
COMB 4	603.290	568.840	390.810
COMB 5	627.180	574.810	355.300
COMB 6	777.490	558.520	-0.480

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 -『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3 x 1.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

Ma = R3 x 1.150 + 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	162.009	186.310	183.932	127.547
COMB 2	162.009	186.310	183.932	127.547
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	247.640	284.785	98.301	29.072
COMB 5	225.140	258.911	120.801	54.947
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)] = 228.982 x 1000000 / [3096.800 x (1050.000 - 192.782/3)]
= 75.011 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1050.0/(7x3096.800)]
= 192.782 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 22.00/2 = 139.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 75.01) - 2.5 x 139.00 = 702.34 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 75.01) = 839.87 mm
Sa는 작은 값인 702.34 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 702.34 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 127.547 x 1000000 / [3096.800 x (1100.000 - 197.778/3)]
= 39.830 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x3096.800)]
= 197.778 mm

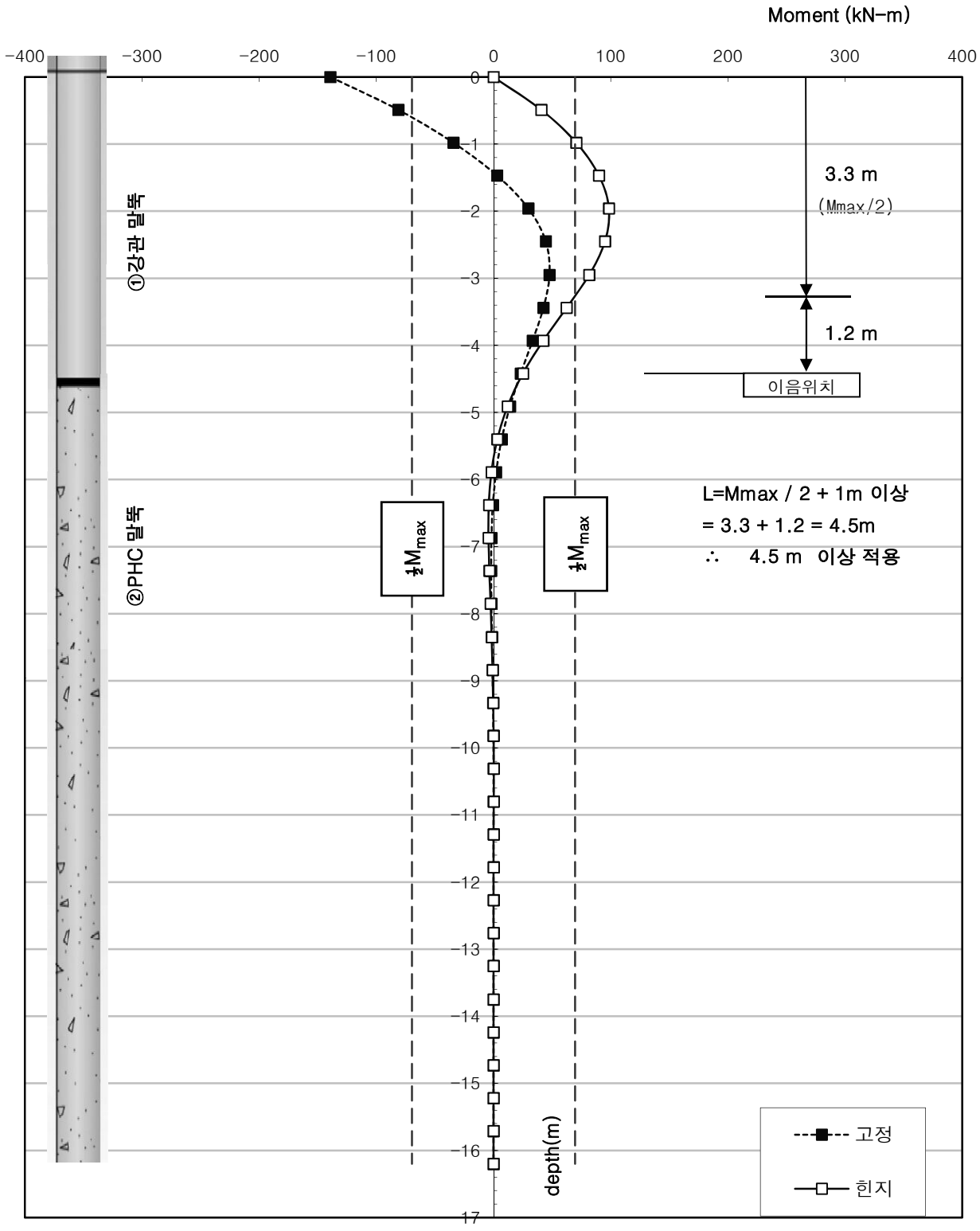
사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22.00/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 39.83) - 2.5 x 89.00 = 1754.67 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 39.83) = 1581.74 mm
Sa는 작은 값인 1581.74 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 1581.74 mm) ∴ O.K

11.HCP 말뚝검토

11.1 HCP 이음위치 검토



11.2 HCP 말뚝검토

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용	비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 HCP말뚝	
말뚝 머리의 평균 N치	NH	10	
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	16.1 m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Ds	500 mm	
말 뚝 두 께	ts	12 mm	
부 식 두 께	t1s	2 mm	
유 효 지 름	Des	496 mm	
말 뚝 길 이	Ls	4.5 m	
단면2차모멘트	Is	450975060 mm^4	
탄 성 계 수	Es	205000 MPa	
강재의 종류		SKK400	

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Dp	500 mm	
말 뚝 두 께	tp	80 mm	
부 식 두 께	t1p	0 mm	
유 효 지 름	Dep	500 mm	
말 뚝 길 이	Lp	11.6 m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176 mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000 MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

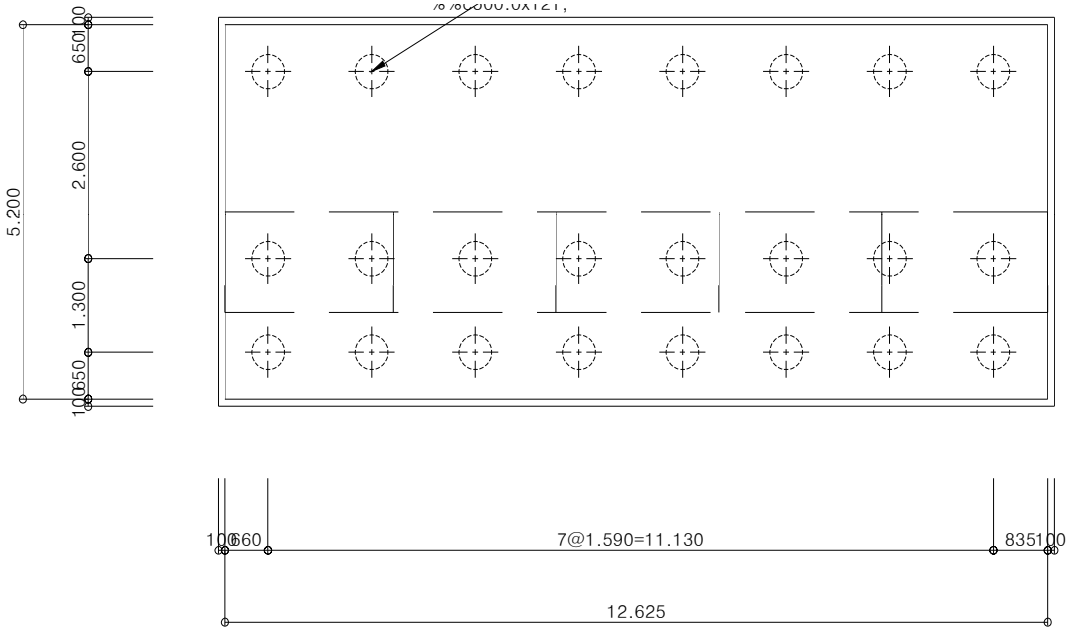
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	8718.042	2450.033	-139.489	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)
	COMBO 2	8718.042	2450.033	-139.489	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 3	8452.917	3173.420	5697.266	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	13376.528	2450.033	1672.066	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)
	COMBO 5	13376.528	2607.479	2541.540	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)
	COMBO 6	11652.812	3847.166	10627.364	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)
계수하중	COMBO 1	12099.001	4165.056	980.019	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)
	COMBO 2	11873.645	4165.056	1377.343	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)
	COMBO 3	8452.917	3173.420	5697.266	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	19394.836	4165.056	3820.783	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)
	COMBO 5	17929.677	4369.736	4858.942	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)
	COMBO 6	11652.812	3847.166	10627.364	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

3) 말뚝의 배치



※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용		비 고
말뚝의 최소중심간격	1.3	m	>	2.5・D = 1.25	m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.65	m	>	1.25・D = 0.625	m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 ・(L/D)+ 0.53	0.952
Kv	a・A・E / L	227472 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		10・N	10000		kN/m²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.181	1.073	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_O$	33333	66667	kN/m³
K_H		$k_{HO}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	11927	25628	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.356	0.431	m^{-1}
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	5.726 ≥ 3	6.932 ≥ 3	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4・E・I・β³	16635	29522	kN/m
	K2	2・E・I・β²	23387	34281	kN/rad
	K3	2・E・I・β²	23387	34281	kN.m/m
	K4	2・E・I・β	65758	79615	kN.m/rad
힌지	K1	2・E・I・β³	8317	14761	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	399229	708518
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-561277	-822741
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	5459318	5459318
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	15930144	16262698
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0064438	0.0015969	0.0002183	0.0110675	0.0022162	0.0004515
COMBO 2	0.0064438	0.0015969	0.0002183	0.0111043	0.0021749	0.0004777
COMBO 3	0.0051907	0.0015483	0.0006129	0.0051907	0.0015483	0.0006129
COMBO 4	0.0066120	0.0024502	0.0003379	0.0113312	0.0035526	0.0006391
COMBO 5	0.0071077	0.0024502	0.0004100	0.0119670	0.0032842	0.0007267
COMBO 6	0.0065750	0.0021345	0.0009861	0.0065750	0.0021345	0.0009861

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.108 ㎜ ≤ 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	0.0064438	0.0019753	0.0002183	449.317	102.085	-136.344
	2	0.0064438	0.0016915	0.0002183	384.768	102.085	-136.344
	3	0.0064438	0.0011240	0.0002183	255.670	102.085	-136.344
COMBO 2	1	0.0064438	0.0019753	0.0002183	449.317	102.085	-136.344
	2	0.0064438	0.0016915	0.0002183	384.768	102.085	-136.344
	3	0.0064438	0.0011240	0.0002183	255.670	102.085	-136.344
COMBO 3	1	0.0051907	0.0026108	0.0006129	593.873	132.226	-129.143
	2	0.0051907	0.0018139	0.0006129	412.622	132.226	-129.143
	3	0.0051907	0.0002203	0.0006129	50.120	132.226	-129.143
COMBO 4	1	0.0066120	0.0030360	0.0003379	690.595	102.085	-132.410
	2	0.0066120	0.0025967	0.0003379	590.665	102.085	-132.410
	3	0.0066120	0.0017180	0.0003379	390.806	102.085	-132.410
COMBO 5	1	0.0071077	0.0031608	0.0004100	719.001	108.645	-139.265
	2	0.0071077	0.0026279	0.0004100	597.767	108.645	-139.265
	3	0.0071077	0.0015619	0.0004100	355.299	108.645	-139.265
COMBO 6	1	0.0065750	0.0038437	0.0009861	874.343	160.299	-146.886
	2	0.0065750	0.0025618	0.0009861	582.736	160.299	-146.886
	3	0.0065750	-0.0000021	0.0009861	-0.477	160.299	-146.886

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0110675	0.0029988	0.0004515	682.131	173.544	-229.142
	2	0.0110675	0.0024118	0.0004515	548.627	173.544	-229.142
	3	0.0110675	0.0012380	0.0004515	281.617	173.544	-229.142
COMBO 2	1	0.0111043	0.0030030	0.0004777	683.088	173.544	-228.279
	2	0.0111043	0.0023819	0.0004777	541.823	173.544	-228.279
	3	0.0111043	0.0011399	0.0004777	259.294	173.544	-228.279
COMBO 3	1	0.0051907	0.0026108	0.0006129	593.873	132.226	-129.143
	2	0.0051907	0.0018139	0.0006129	412.622	132.226	-129.143
	3	0.0051907	0.0002203	0.0006129	50.120	132.226	-129.143
COMBO 4	1	0.0113312	0.0046604	0.0006391	1060.100	173.544	-222.973
	2	0.0113312	0.0038295	0.0006391	871.114	173.544	-222.973
	3	0.0113312	0.0021679	0.0006391	493.141	173.544	-222.973
COMBO 5	1	0.0119670	0.0045438	0.0007267	1033.580	182.072	-232.084
	2	0.0119670	0.0035991	0.0007267	818.697	182.072	-232.084
	3	0.0119670	0.0017098	0.0007267	388.933	182.072	-232.084
COMBO 6	1	0.0065750	0.0038437	0.0009861	874.343	160.299	-146.886
	2	0.0065750	0.0025618	0.0009861	582.736	160.299	-146.886
	3	0.0065750	-0.0000021	0.0009861	-0.477	160.299	-146.886

ⓒ 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	449.317	102.085	-136.344	8
	2	0.433	0	384.768	102.085	-136.344	8
	3	-2.167	0	255.670	102.085	-136.344	8
	계			8718.042	2450.033	-139.489	24
COMBO 2	1	1.733	0	449.317	102.085	-136.344	8
	2	0.433	0	384.768	102.085	-136.344	8
	3	-2.167	0	255.670	102.085	-136.344	8
	계			8718.042	2450.033	-139.489	24
COMBO 3	1	1.733	0	593.873	132.226	-129.143	8
	2	0.433	0	412.622	132.226	-129.143	8
	3	-2.167	0	50.120	132.226	-129.143	8
	계			8452.917	3173.420	5697.266	24
COMBO 4	1	1.733	0	690.595	102.085	-132.410	8
	2	0.433	0	590.665	102.085	-132.410	8
	3	-2.167	0	390.806	102.085	-132.410	8
	계			13376.528	2450.033	1672.066	24
COMBO 5	1	1.733	0	719.001	108.645	-139.265	8
	2	0.433	0	597.767	108.645	-139.265	8
	3	-2.167	0	355.299	108.645	-139.265	8
	계			13376.528	2607.479	2541.540	24
COMBO 6	1	1.733	0	874.343	160.299	-146.886	8
	2	0.433	0	582.736	160.299	-146.886	8
	3	-2.167	0	-0.477	160.299	-146.886	8
	계			11652.812	3847.166	10627.364	24

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	682.131	173.544	-229.142	8
	2	0.433	0	548.627	173.544	-229.142	8
	3	-2.167	0	281.617	173.544	-229.142	8
	계			12099.001	4165.056	980.019	24
COMBO 2	1	1.733	0	683.088	173.544	-228.279	8
	2	0.433	0	541.823	173.544	-228.279	8
	3	-2.167	0	259.294	173.544	-228.279	8
	계			11873.645	4165.056	1377.343	24
COMBO 3	1	1.733	0	593.873	132.226	-129.143	8
	2	0.433	0	412.622	132.226	-129.143	8
	3	-2.167	0	50.120	132.226	-129.143	8
	계			8452.917	3173.420	5697.266	24
COMBO 4	1	1.733	0	1060.100	173.544	-222.973	8
	2	0.433	0	871.114	173.544	-222.973	8
	3	-2.167	0	493.141	173.544	-222.973	8
	계			19394.836	4165.056	3820.783	24
COMBO 5	1	1.733	0	1033.580	182.072	-232.084	8
	2	0.433	0	818.697	182.072	-232.084	8
	3	-2.167	0	388.933	182.072	-232.084	8
	계			17929.677	4369.736	4858.942	24
COMBO 6	1	1.733	0	874.343	160.299	-146.886	8
	2	0.433	0	582.736	160.299	-146.886	8
	3	-2.167	0	-0.477	160.299	-146.886	8
	계			11652.812	3847.166	10627.364	24

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	199615	354259
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0	0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	5459318	5459318
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	14351941	14351941
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0122738	0.0015969	-0.0000097	0.0208655	0.0022162	0.0000683
COMBO 2	0.0122738	0.0015969	-0.0000097	0.0208655	0.0021749	0.0000960
COMBO 3	0.0089579	0.0015483	0.0003970	0.0089579	0.0015483	0.0003970
COMBO 4	0.0122738	0.0024502	0.0001165	0.0208655	0.0035526	0.0002662
COMBO 5	0.0130626	0.0024502	0.0001771	0.0218908	0.0032842	0.0003386
COMBO 6	0.0108598	0.0021345	0.0007405	0.0108598	0.0021345	0.0007405

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 13.063 ㎜ ≤ 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	0.0122738	0.0015801	-0.0000097	359.420	102.085	0.000
	2	0.0122738	0.0015927	-0.0000097	362.294	102.085	0.000
	3	0.0122738	0.0016180	-0.0000097	368.042	102.085	0.000
COMBO 2	1	0.0122738	0.0015801	-0.0000097	359.420	102.085	0.000
	2	0.0122738	0.0015927	-0.0000097	362.294	102.085	0.000
	3	0.0122738	0.0016180	-0.0000097	368.042	102.085	0.000
COMBO 3	1	0.0089579	0.0022364	0.0003970	508.723	132.226	0.000
	2	0.0089579	0.0017204	0.0003970	391.334	132.226	0.000
	3	0.0089579	0.0006882	0.0003970	156.557	132.226	0.000
COMBO 4	1	0.0122738	0.0026522	0.0001165	603.291	102.085	0.000
	2	0.0122738	0.0025007	0.0001165	568.839	102.085	0.000
	3	0.0122738	0.0021978	0.0001165	499.935	102.085	0.000
COMBO 5	1	0.0130626	0.0027572	0.0001771	627.178	108.645	0.000
	2	0.0130626	0.0025270	0.0001771	574.811	108.645	0.000
	3	0.0130626	0.0020665	0.0001771	470.077	108.645	0.000
COMBO 6	1	0.0108598	0.0034180	0.0007405	777.494	160.299	0.000
	2	0.0108598	0.0024554	0.0007405	558.524	160.299	0.000
	3	0.0108598	0.0005301	0.0007405	120.583	160.299	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0208655	0.0023346	0.0000683	531.049	173.544	0.000
	2	0.0208655	0.0022458	0.0000683	510.856	173.544	0.000
	3	0.0208655	0.0020683	0.0000683	470.471	173.544	0.000
COMBO 2	1	0.0208655	0.0023413	0.0000960	532.574	173.544	0.000
	2	0.0208655	0.0022165	0.0000960	504.195	173.544	0.000
	3	0.0208655	0.0019670	0.0000960	447.436	173.544	0.000
COMBO 3	1	0.0089579	0.0022364	0.0003970	508.723	132.226	0.000
	2	0.0089579	0.0017204	0.0003970	391.334	132.226	0.000
	3	0.0089579	0.0006882	0.0003970	156.557	132.226	0.000
COMBO 4	1	0.0208655	0.0040141	0.0002662	913.085	173.544	0.000
	2	0.0208655	0.0036680	0.0002662	834.360	173.544	0.000
	3	0.0208655	0.0029758	0.0002662	676.910	173.544	0.000
COMBO 5	1	0.0218908	0.0038711	0.0003386	880.557	182.072	0.000
	2	0.0218908	0.0034309	0.0003386	780.442	182.072	0.000
	3	0.0218908	0.0025507	0.0003386	580.211	182.072	0.000
COMBO 6	1	0.0108598	0.0034180	0.0007405	777.494	160.299	0.000
	2	0.0108598	0.0024554	0.0007405	558.524	160.299	0.000
	3	0.0108598	0.0005301	0.0007405	120.583	160.299	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	359.420	102.085	0.000	8
	2	0.433	0	362.294	102.085	0.000	8
	3	-2.167	0	368.042	102.085	0.000	8
	계			8718.042	2450.033	-139.489	24
COMBO 2	1	1.733	0	359.420	102.085	0.000	8
	2	0.433	0	362.294	102.085	0.000	8
	3	-2.167	0	368.042	102.085	0.000	8
	계			8718.042	2450.033	-139.489	24
COMBO 3	1	1.733	0	508.723	132.226	0.000	8
	2	0.433	0	391.334	132.226	0.000	8
	3	-2.167	0	156.557	132.226	0.000	8
	계			8452.917	3173.420	5697.266	24
COMBO 4	1	1.733	0	603.291	102.085	0.000	8
	2	0.433	0	568.839	102.085	0.000	8
	3	-2.167	0	499.935	102.085	0.000	8
	계			13376.528	2450.033	1672.066	24
COMBO 5	1	1.733	0	627.178	108.645	0.000	8
	2	0.433	0	574.811	108.645	0.000	8
	3	-2.167	0	470.077	108.645	0.000	8
	계			13376.528	2607.479	2541.540	24
COMBO 6	1	1.733	0	777.494	160.299	0.000	8
	2	0.433	0	558.524	160.299	0.000	8
	3	-2.167	0	120.583	160.299	0.000	8
	계			11652.812	3847.166	10627.364	24

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	531.049	173.544	0.000	8
	2	0.433	0	510.856	173.544	0.000	8
	3	-2.167	0	470.471	173.544	0.000	8
	계			12099.001	4165.056	980.019	24
COMBO 2	1	1.733	0	532.574	173.544	0.000	8
	2	0.433	0	504.195	173.544	0.000	8
	3	-2.167	0	447.436	173.544	0.000	8
	계			11873.645	4165.056	1377.343	24
COMBO 3	1	1.733	0	508.723	132.226	0.000	8
	2	0.433	0	391.334	132.226	0.000	8
	3	-2.167	0	156.557	132.226	0.000	8
	계			8452.917	3173.420	5697.266	24
COMBO 4	1	1.733	0	913.085	173.544	0.000	8
	2	0.433	0	834.360	173.544	0.000	8
	3	-2.167	0	676.910	173.544	0.000	8
	계			19394.836	4165.056	3820.783	24
COMBO 5	1	1.733	0	880.557	182.072	0.000	8
	2	0.433	0	780.442	182.072	0.000	8
	3	-2.167	0	580.211	182.072	0.000	8
	계			17929.677	4369.736	4858.942	24
COMBO 6	1	1.733	0	777.494	160.299	0.000	8
	2	0.433	0	558.524	160.299	0.000	8
	3	-2.167	0	120.583	160.299	0.000	8
	계			11652.812	3847.166	10627.364	24

11.3 말뚝머리 작용력 집계표

1) 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	449.317	102.085	-136.344	682.131	173.544	-229.142
	2	384.768	102.085	-136.344	548.627	173.544	-229.142
	3	255.670	102.085	-136.344	281.617	173.544	-229.142
COMBO 2	1	449.317	102.085	-136.344	683.088	173.544	-228.279
	2	384.768	102.085	-136.344	541.823	173.544	-228.279
	3	255.670	102.085	-136.344	259.294	173.544	-228.279
COMBO 3	1	593.873	132.226	-129.143	593.873	132.226	-129.143
	2	412.622	132.226	-129.143	412.622	132.226	-129.143
	3	50.120	132.226	-129.143	50.120	132.226	-129.143
COMBO 4	1	690.595	102.085	-132.410	1060.100	173.544	-222.973
	2	590.665	102.085	-132.410	871.114	173.544	-222.973
	3	390.806	102.085	-132.410	493.141	173.544	-222.973
COMBO 5	1	719.001	108.645	-139.265	1033.580	182.072	-232.084
	2	597.767	108.645	-139.265	818.697	182.072	-232.084
	3	355.299	108.645	-139.265	388.933	182.072	-232.084
COMBO 6	1	874.343	160.299	-146.886	874.343	160.299	-146.886
	2	582.736	160.299	-146.886	582.736	160.299	-146.886
	3	-0.477	160.299	-146.886	-0.477	160.299	-146.886

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	359.420	102.085	0.000	531.049	173.544	0.000
	2	362.294	102.085	0.000	510.856	173.544	0.000
	3	368.042	102.085	0.000	470.471	173.544	0.000
COMBO 2	1	359.420	102.085	0.000	532.574	173.544	0.000
	2	362.294	102.085	0.000	504.195	173.544	0.000
	3	368.042	102.085	0.000	447.436	173.544	0.000
COMBO 3	1	508.723	132.226	0.000	508.723	132.226	0.000
	2	391.334	132.226	0.000	391.334	132.226	0.000
	3	156.557	132.226	0.000	156.557	132.226	0.000
COMBO 4	1	603.291	102.085	0.000	913.085	173.544	0.000
	2	568.839	102.085	0.000	834.360	173.544	0.000
	3	499.935	102.085	0.000	676.910	173.544	0.000
COMBO 5	1	627.178	108.645	0.000	880.557	182.072	0.000
	2	574.811	108.645	0.000	780.442	182.072	0.000
	3	470.077	108.645	0.000	580.211	182.072	0.000
COMBO 6	1	777.494	160.299	0.000	777.494	160.299	0.000
	2	558.524	160.299	0.000	558.524	160.299	0.000
	3	120.583	160.299	0.000	120.583	160.299	0.000

11.4 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 1643.500 kN(평상시)

Ra2 = 2465.250 kN(지진시)

② 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 13.063 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 10.860 mm ∴ O.K

③ 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 328.820 kN(평상시)

Pa2 = 493.230 kN(지진시)

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	449.317	255.670	1643.500	328.820	O.K
	HINGE	368.042	359.420	1643.500	328.820	O.K
COMBO 2	FIX	449.317	255.670	1643.500	328.820	O.K
	HINGE	368.042	359.420	1643.500	328.820	O.K
COMBO 3	FIX	593.873	50.120	2465.250	493.230	O.K
	HINGE	508.723	156.557	2465.250	493.230	O.K
COMBO 4	FIX	690.595	390.806	1643.500	328.820	O.K
	HINGE	603.291	499.935	1643.500	328.820	O.K
COMBO 5	FIX	719.001	355.299	1643.500	328.820	O.K
	HINGE	627.178	470.077	1643.500	328.820	O.K
COMBO 6	FIX	874.343	-0.477	2465.250	493.230	O.K
	HINGE	777.494	120.583	2465.250	493.230	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	449.317	136.344	105.011	140	O.K
	HINGE	368.042	92.542	75.407	140	O.K
COMBO 2	FIX	449.317	136.344	105.011	140	O.K
	HINGE	368.042	92.542	75.407	140	O.K
COMBO 3	FIX	593.873	129.143	110.487	210	O.K
	HINGE	508.723	99.004	88.203	210	O.K
COMBO 4	FIX	690.595	132.410	118.633	140	O.K
	HINGE	603.291	92.542	90.814	140	O.K
COMBO 5	FIX	719.001	139.265	124.294	140	O.K
	HINGE	627.178	98.489	95.676	140	O.K
COMBO 6	FIX	874.343	146.886	138.693	210	O.K
	HINGE	777.494	120.024	117.458	210	O.K

② 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80 MPa (평상시)

= 120 MPa (지진시)

τ = α × Ho / Ap

α = 4 × (D² + D×d + d²) / (3 × (D² + d²))

= 4 × (496.000² + 496.000 × 476.000 + 476.000²) ÷

(3 × (496.000² + 476.000²))

= 1.999 ; 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	102.085	13.368	80	O.K
	HINGE	102.085	13.368	80	O.K
COMBO 2	FIX	102.085	13.368	80	O.K
	HINGE	102.085	13.368	80	O.K
COMBO 3	FIX	132.226	17.316	120	O.K
	HINGE	132.226	17.316	120	O.K
COMBO 4	FIX	102.085	13.368	80	O.K
	HINGE	102.085	13.368	80	O.K
COMBO 5	FIX	108.645	14.228	80	O.K
	HINGE	108.645	14.228	80	O.K
COMBO 6	FIX	160.299	20.992	120	O.K
	HINGE	160.299	20.992	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	719.001	21.681	13.059	8.564	20	0	**O.K**
	HINGE	627.178	23.026	12.328	7.555	20	0	**O.K**
지진시 최대	FIX	874.343	28.546	15.242	9.324	26.60	-3	**O.K**
	HINGE	777.494	34.702	14.962	7.769	26.60	-3	**O.K**
지진시 최소	FIX	-0.477	28.546	6.954	1.037	26.60	-3	**O.K**
	HINGE	120.583	34.702	8.739	1.546	26.60	-3	**O.K**

④ PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_0 / M

= 1.285 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 1.285 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_0 : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_0 = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 1.09 MPa (평상시)

※ τpa = 1.090 MPa (평상시) 적용

= 1.450 MPa (지진시)

$\tau p = \alpha \times Ho / Ap$

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

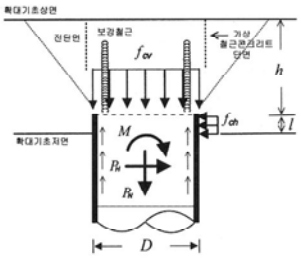
구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	17.864	0.331	1.090	**O.K**
	HINGE	39.472	0.730	1.090	**O.K**
지진시최대	FIX	31.627	0.585	1.450	**O.K**
	HINGE	68.066	1.260	1.450	**O.K**

11.5 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

11.5.1 설계조건

1) 말뚝머리 작용 사용하중

구 분	상 시		지진시	
	MAX	MIN	MAX	MIN
V(kN)	719.001	255.670	874.343	0.477
H(kN)	108.645		160.299	
M(kN)	139.265		146.886	



2) 강관말뚝 제원

말뚝직경 (D) 500.0㎜ 말뚝두께 (t') 12.0㎜ , 부식두께 2.0㎜

3) 확대기초 제원

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}) 24.0 MPa 기초두께 (H) 1200.0㎜

수직 유효두께 (h) 1100.0㎜

수평 유효두께 (h') 400.0㎜

말뚝 매입길이 (l) 100.0㎜

4) 보강철근 제원

보강철근 H22(SD40) 10.0EA

5) 고장력볼트 제원

고장력 볼트 M16(L50) 12.0EA

11.5.2 확대기초에 대한 검토

1) 수직지압응력(f_{cv}) 검토

$$\text{상 시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{719000.7}{\pi/4 \times 500.0^2} = 3.66\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.00\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{874342.5}{\pi/4 \times 500.0^2} = 4.45\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 7.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 수직압발전단응력(τ_u) 검토

$$\text{상 시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{719000.7}{\pi \times (500.0 + 1100) \times 1100} = 0.13\ \text{MPa} \le \tau_{a3} = 0.90\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{874342.5}{\pi \times (500.0 + 1100) \times 1100} = 0.16\ \text{MPa} \le \tau_{a3}' = 1.20\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 수평지압응력(f_{ch})검토

$$\text{상 시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{108645.0}{500.0 \times 100} = 2.17\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.00\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{160298.6}{500.0 \times 100} = 3.21\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 7.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 수평압발전단응력(τ_h) 검토

상 시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{108645.0}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} =$ 0.18 MPa ≤ τ_{a3} = 0.90 MPa ∴ **O.K**

지진시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{160298.6}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} =$ 0.27 MPa ≤ τ_{a3}' = 1.20 MPa ∴ **O.K**

11.5.3 덮개판과 속채움 콘크리트의 결합부 수직지압응력(fcs)검토

D' { 강관의 내경 = D500.0 - 2(부식두께) × 12t' }	=	476.0㎜
t' { 강관의 두께 = 12.0t' - 2(부식두께) }	=	10.0㎜
α (속채움 콘크리트의 지압응력 보정계수)	=	6.0EA
n_1 (덮개판의 계수)	=	1.0EA
S'{지압력 = π×(D500.0-10t')×10t'×12.0(fcsa)}	=	184.726 kN (상시)
S'{지압력 = π×(D500.0-10t')×10t'×16.0(fcsa')}	=	245.685 kN (지진시)

상 시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{719000.7 - 184725.6}{6\times1\times\pi\times(476.0-12)\times12} =$ 5.09 MPa ≤ f_{csa} = 12.00 MPa ∴ **O.K**

지진시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{874342.5 - 245685.1}{6\times1\times\pi\times(476.0-12)\times12} =$ 5.99 MPa ≤ f_{csa}' = 15.96 MPa ∴ **O.K**

11.5.4 확대기초내의 보강철근의 정착길이(L0)

$$L_0 = \frac{f_{sa1}\times A_{st}}{\tau_{oa}\times U} = \frac{180.0\times387.1}{1.6\times70.0} = 622.1㎜ \geq L0min=35d_1 = 35\times22.2 = 777.0㎜$$

Max(622.1㎜ , 777.0㎜) = 777.0㎜

∴ 보강철근의 정착장은 777.0㎜ 이상으로 한다.

※ 일반적으로, $L_0 \geq L_{0min} = 35d_1$(35×$d_1$공칭지름)로 하는 것이 좋다.
만약, L_0값이 L_{0min}값보다 작으면 L_{0min}값을 사용한다.

11.5.5 가상 철근콘크리트 단면의 휨응력 검토

r { 가상단면의 반경 = (D500.0 + 200)/ 2 }	=	350.0㎜
rs {가상단면중심에서 보강철근중심까지거리 = 350.0(r)-(30+100)}	=	220.0㎜
p {가상단면의 철근비 = 3871.0(As) / π × 350(r)² }	=	0.0101
np = 탄성계수(n=15) × 0.0101	=	0.151
rs / r (220.0 / 350.0)	=	0.629

1) 최대 압입력(Pn,max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최대 압입력(Pn,max)	=	719.001 kN
최대 모멘트(M max)	=	139.265 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	390.915 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	193.692㎜
e/r = 193.692 / 350.0	=	0.553

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.697 , 휨인장응력계수 (S) = 0.255

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{390914837.6}{350^3} \times 0.697 = 6.36\ MPa < f_{ca} = 9.60\ MPa \quad \therefore \mathbf{O.K}$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{390914837.6}{350^3} \times 0.255 \times 15 = 34.8\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore \mathbf{O.K}$$

(2) 지진시

최대 압입력(Pn,max)	=	874.343 kN
최대 모멘트(M max)	=	146.886 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	452.906 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	167.996㎜
e/r = 167.996 / 350.0	=	0.480

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.625 , 휨인장응력계수 (S) = 0.146

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{452906207.5}{350^3} \times 0.625 = 6.60\ MPa < f_{ca} = 12.77\ MPa \quad \therefore \mathbf{O.K}$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{452906207.5}{350^3} \times 0.146 \times 15 = 23.11\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore \mathbf{O.K}$$

2) 최소 압입력(Pn,min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최소 압입력(Pn,min)	=	255.670 kN
최대 모멘트(M max)	=	139.265 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	228.749 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	544.704㎜
e/r = 544.704 / 350.0	=	1.556

이므로, 휨압축응력계수(c) = 1.412 , 휨인장응력계수 (S) = 1.686

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{228749223.6}{350^3} \times 1.412 = 7.53\ MPa < f_{ca} = 9.60\ MPa \quad \therefore \mathbf{O.K}$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{228749223.6}{350^3} \times 1.686 \times 15 = 135.0\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore \mathbf{O.K}$$

(2) 지진시

최소 압입력(Pn,min)	=	0.477 kN
최대 모멘트(M max)	=	146.886 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	147.053 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	307928.546㎜
e/r = 307928.546 / 350.0	=	879.796

이므로, 휨압축응력계수(c) = 2.496 , 휨인장응력계수 (S) = 4.333

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{147053283.5}{350^3} \times 1.412 = 8.56\ MPa < f_{ca} = 12.77\ MPa \quad \therefore \mathbf{O.K}$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{147053283.5}{350^3} \times 4.333 \times 15 = 222.93\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore \mathbf{O.K}$$

종점 교대(옥산방향)

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- ■ 안정검토 및 응력검토
- ■ 단면 휨 설계
- ■ 사용성 검토
- ■ 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정
- 5) 기초 중앙 작용력 산정

5. 단 면 설 계
- 1) 흉벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
- 1.1 흉벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

▣ 결과 요약

■ 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	전도에 대한 안정	1714.436	369.821	O.K
	활동에 대한 안정	325.412	150.036	O.K
	지지력에 대한 안정	720	239.684	O.K
지진시	전도에 대한 안정	2196.927	921.627	O.K
	활동에 대한 안정	315.212	192.448	O.K
	지지력에 대한 안정	1080	325.909	O.K

■ 단면 휨 설계

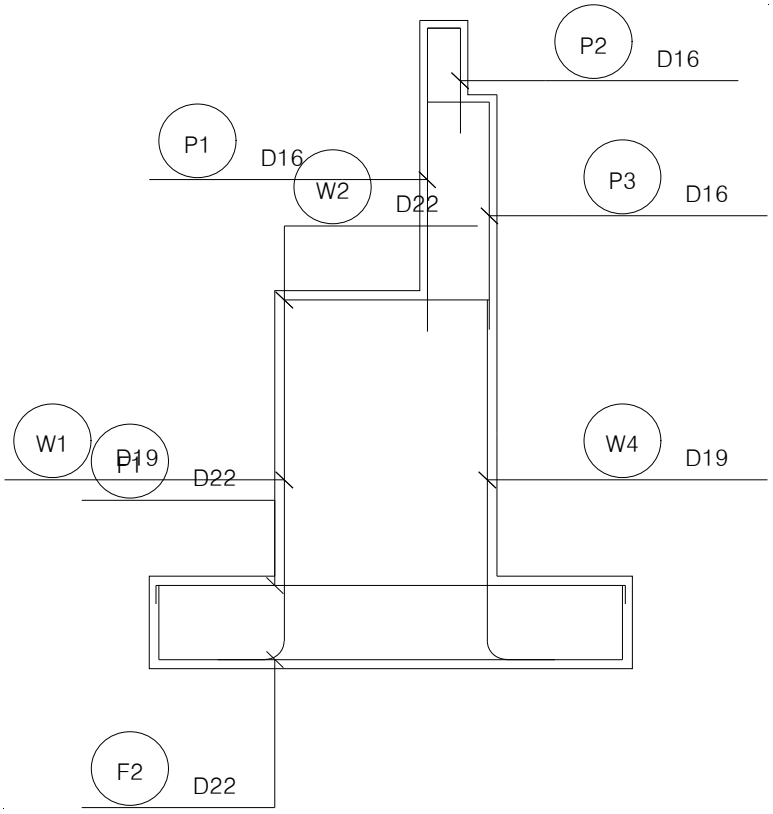
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (㎟)	사용철근량 (㎟)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비
전면저판		1000	100	1119.66	3096.8	254.612	692.734	2.721	O.
후면저판		1000	100	520.25	3096.8	118.89	692.734	5.827	O.
벽체 : H=5.957		2300	100	1049.6	2292	586.761	1275.962	2.175	O.
흉벽		800	80	857.619	1588.8	156.08	286.971	1.839	O.
좌측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	613.026	2292	57.134	206.4	3.613	O.
	A(T=450 mm)	450	80	2050.72	2292	185.601	206.4	1.112	O.
	B(T=450 mm)	450	80	817.41	2292	75.87	206.4	2.72	O.
	C(T=450 mm)	450	80	736.707	2292	68.491	206.4	3.014	O.
우측날개벽	A(T=450 mm)	450	80	423.621	2292	39.632	206.4	5.208	O.
	B(T=450 mm)	450	80	775.397	2292	72.031	206.4	2.865	O.
	C(T=450 mm)	450	80	850.686	2292	78.905	206.4	2.616	O.

■ 사용성 검토

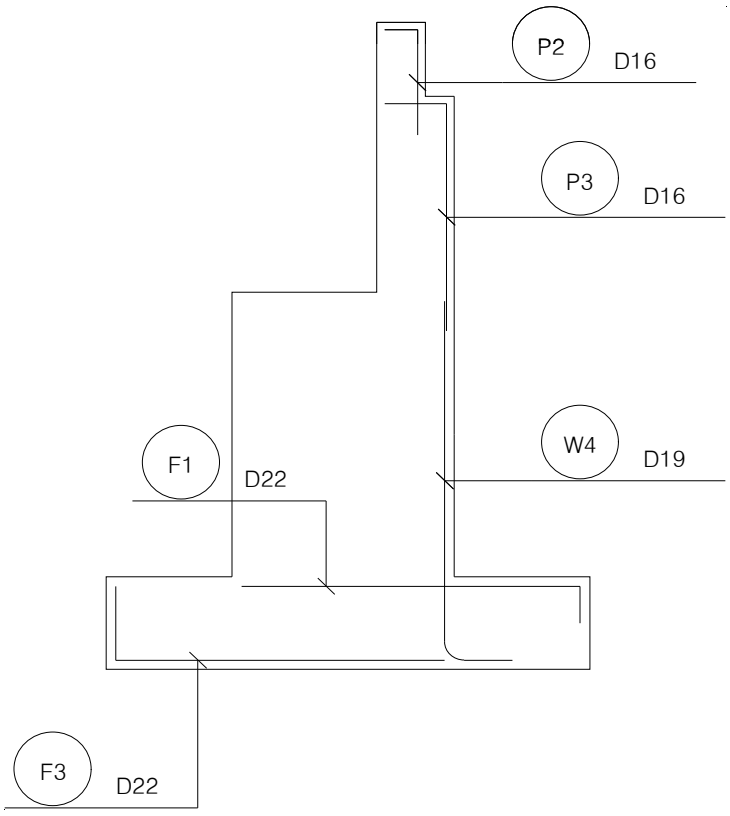
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		65.319	150	125	964.503	O.K
후면저판		20.341	150	125	3097.166	O.K
벽체 : H=5.957		54.052	150	125	1165.544	O.K
흉벽		84.811	150	125	742.829	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	43.301	150	125	1454.921	O.K
	A(T=450 mm)	140.664	150	125	383.595	O.K
	B(T=450 mm)	57.501	150	125	1095.64	O.K
	C(T=450 mm)	51.908	150	125	1213.684	O.K
우측날개벽	A(T=450 mm)	30.037	150	125	2097.439	O.K
	B(T=450 mm)	54.592	150	125	1154.026	O.K
	C(T=450 mm)	59.801	150	125	1053.491	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

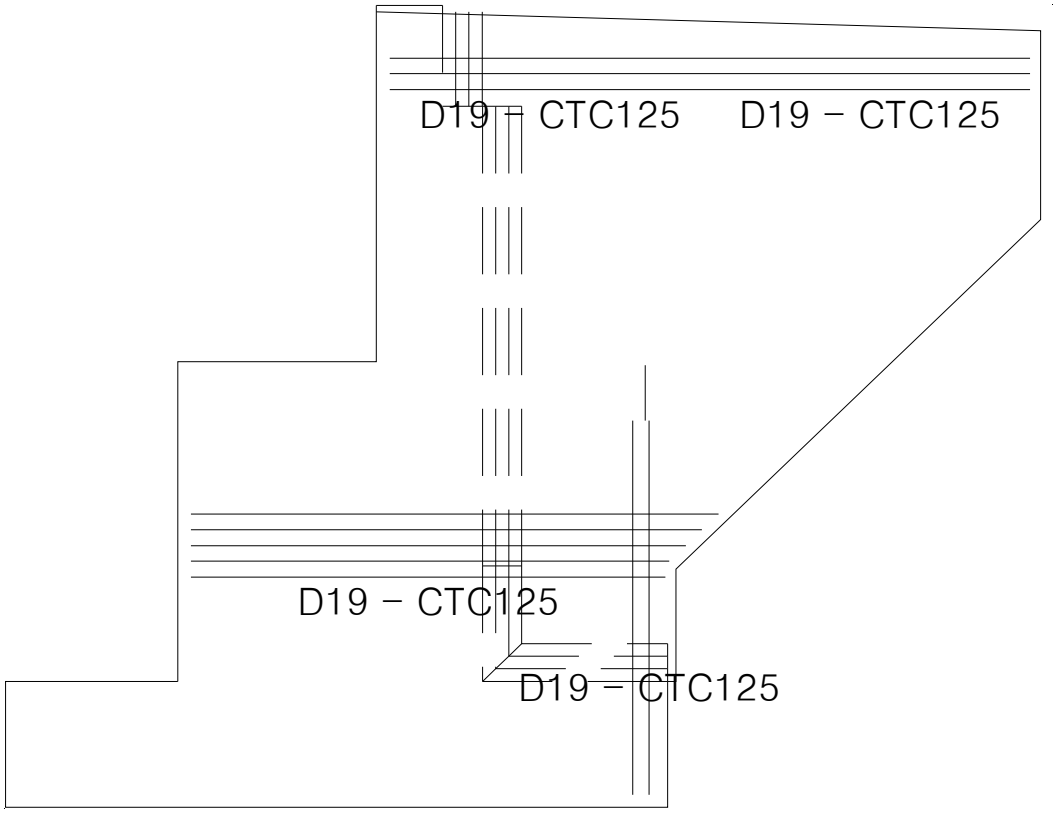


- ② Cycle (CTC = 250)

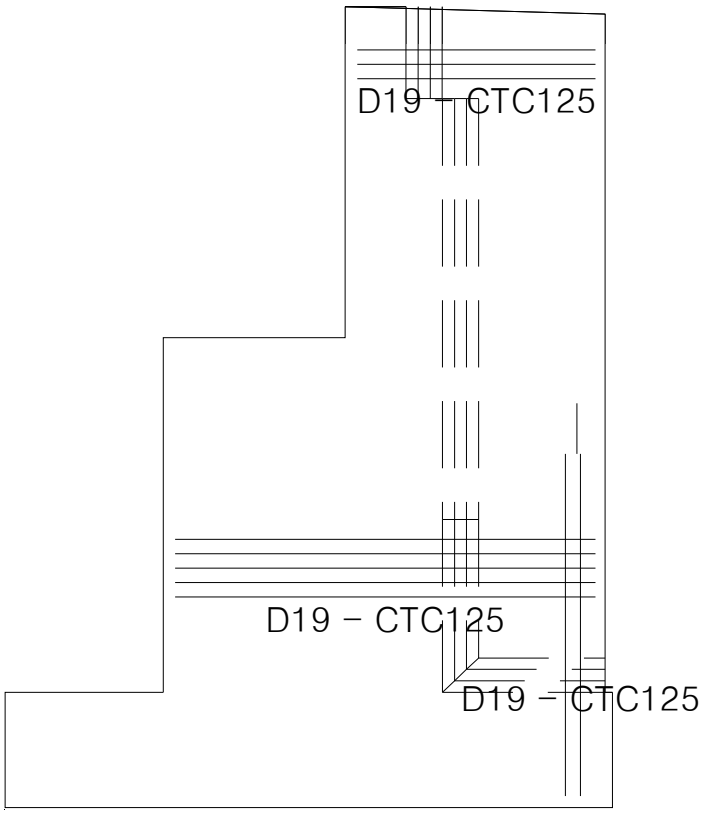


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : PSC BEAM
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 12.108 M
(5) 교 대 총높이 : H = 6.957 M
(6) 기 초 형 식 : 직접기초
(7) SKEW : 82.208 °

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 = 264.234 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 120.403 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 50.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : Φ2 = 42.386 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.030 kN/m²
(5) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 600.00 kN/m²
(6) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.600 ; tanΦb = 0.60, Cb = 0 : 암과 콘크리트
(7) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : Ⅰ 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : Ⅰ 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도 : fck = 24.000 MPa
- 탄성계수 : Ec = 26986.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300) : fy = 300.000 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

5) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

6) 참 고 문 헌

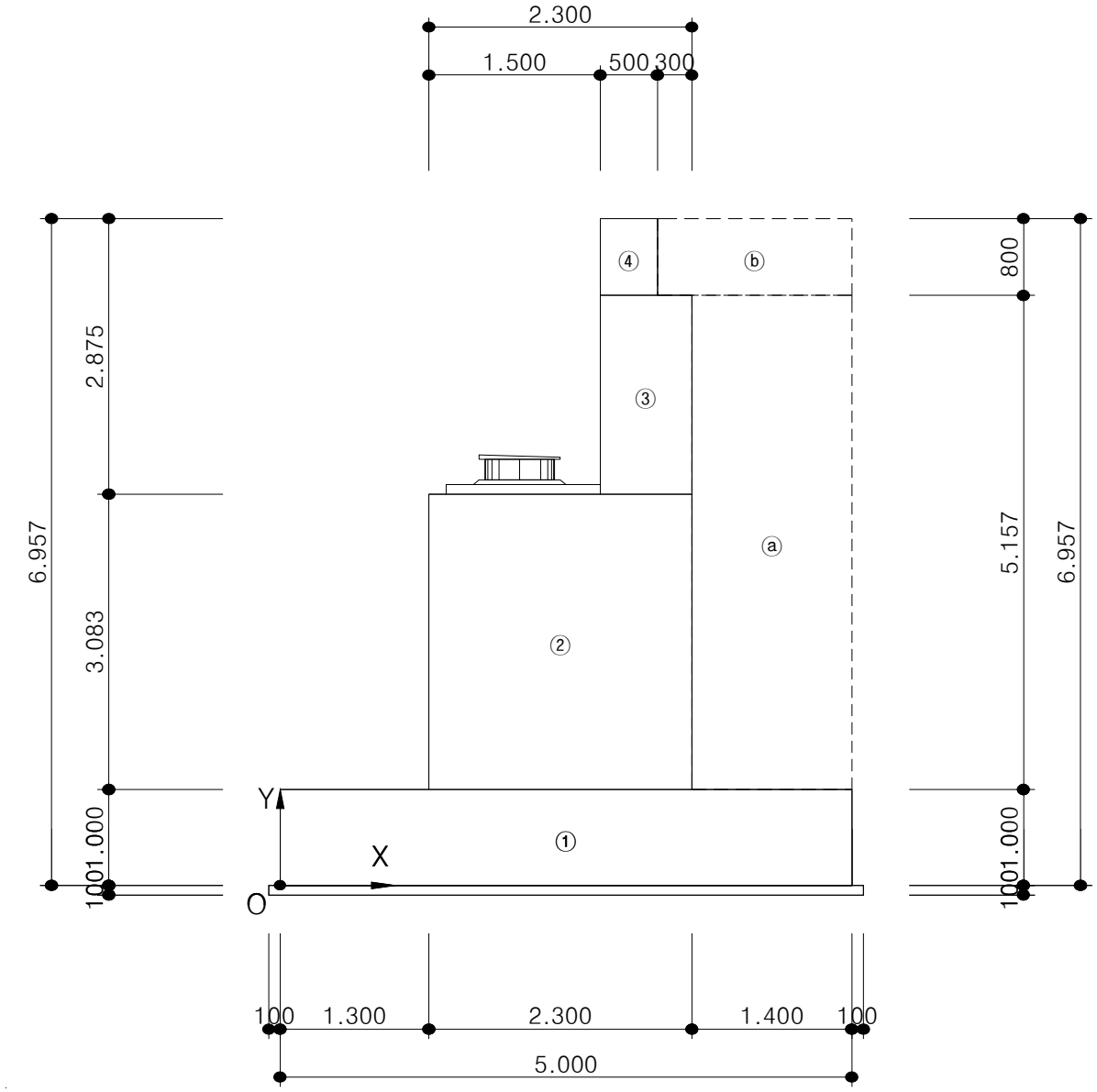
(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)

(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)

(3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)

(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
고정하중	880.600	607.690	605.250	595.860	510.030	3199.430
활하중	320.716	385.286	386.552	287.269	78.049	1457.872

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
교축방향	136.750	135.660	134.630	133.650	134.010	674.700
직각방향	123.510	123.520	123.470	123.350	123.190	617.040

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	5.000 × 1.000	= 5.000	25.000	125.000	9.625
	②	2.300 × 3.083	= 7.090	25.000	177.245	13.648
	③	0.800 × 2.075	= 1.660	25.000	41.499	3.195
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 14.150		353.744	27.238
뒷채움재	ⓐ	1.400 × 5.157	= 7.220	20.000	144.409	11.119
	ⓑ	1.700 × 0.800	= 1.360	20.000	27.200	2.094
	소계		= 8.580		171.609	13.214
총 계					525.353	40.452

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	2.500	0.500	312.500	4.813
	②	2.450	2.541	434.250	34.683
	③	3.200	5.120	132.796	16.360
	④	3.050	6.557	30.500	5.049
	소 계			910.047	60.905
뒷채움재	ⓐ	4.300	3.579	620.959	39.794
	ⓑ	4.150	6.557	112.880	13.734
	소 계			733.839	53.528
총 계				1643.885	114.433

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 910.047 / 353.744 = 2.573 m
  Y = 60.905 / 27.238 = 2.236 m
- 뒷채움재 : X = 733.839 / 171.609 = 4.276 m
  Y = 53.528 / 13.214 = 4.051 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta * \cos(\beta + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta + \theta + \beta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

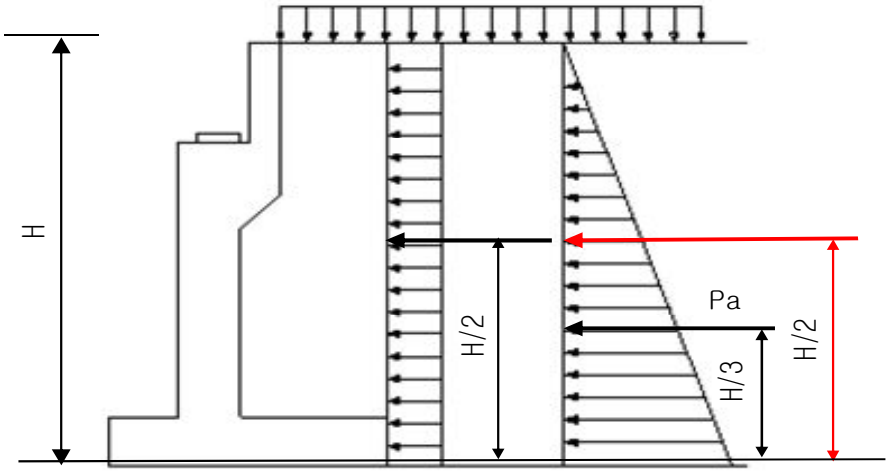
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
Θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
Ka,Kae	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.957 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 6.957² x cos(0.000)

= 131.181 kN

y = H / 3 = 2.319 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.957 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.957² x cos(0.000)

= 151.996 kN

y = H / 2 = 3.479 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 5.957 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 5.957² x cos(11.667 + 0.000)

= 87.243 kN

y = H / 3 = 1.986 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 5.957 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 5.957² x cos(0.000 + 0.000)

= 111.443 kN

y = H / 2 = 2.979 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 3199.430 ÷ (11.995 / sin82.208) = 264.234 kN/m

- 활하중반력

Rl = 1457.872 ÷ (11.995 / sin82.208) = 120.403 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 70.2

= 0.017546 m

교량받침의 개수 : N = 5 EA

교대의 폭원 : B = 12.108 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 1797.375 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

Ph = kH x δ x N / B

= 1797.375 x 0.017546 x 5 / 12.108

= 13.023 kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

Fm = Fm1 + Fm2

Fm1 = H1 x cosΘ

Fm2 = H2 x sinΘ (H2 ≤ kH x δ 일때)

∑(kH*δ) x sinΘ (H2 > kH x δ 일때)

구분	1	2	3	4	5
KH	1797.38	1797.38	1797.38	1797.38	1797.38
δ(m)	0.04126	0.09046	0.08981	0.08932	0.08887

Fm = 50.960 x cos82.2 + 55.722 x sin82.2

= 62.117 kN/m

H1 = 617.040 ÷ (11.995 / sin82.2) = 50.960 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 674.700 ÷ (11.995 / sin82.2) = 55.722 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 1.700 = 17.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 6.957 m)

Pa1 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.271 x 10.000 x 6.957 x cos0.000

= 18.855 kN

y = H / 2 = 3.479 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 5.957 m)

Pa2 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.251 x 10.000 x 5.957 x cos11.667

= 14.644 kN

y = H / 2 = 2.979 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)	353.744	-	2.573	2.236	910.047	-
2. 교대구체(지진시)	353.744	27.238	2.573	2.236	910.047	60.904
3. 뒷채움재(평상시)	171.609	-	4.276	4.051	733.839	-
4. 뒷채움재(지진시)	171.609	13.214	4.276	4.051	733.839	53.528
5. 배면토압(평상시)	-	131.181	-	2.319	-	304.229
6. 배면토압(지진시)	-	151.996	-	3.479	-	528.753
7. 뒷채움 상재하중	17.000	18.855	4.150	3.479	70.550	65.591
8. 상부 고정하중반력	264.234	-	2.093	-	553.042	-
9. 상부 활하중반력	120.403	-	2.093	-	252.003	-
10. 교량받침마찰력	-	13.023	-	4.483	-	58.376
11. 상부관성력	-	62.117	-	4.483	-	278.441

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)	542.353	150.036	1714.436	369.820
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	542.353	150.036	1714.436	369.820
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	525.353	192.448	1643.886	643.185
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	926.990	150.036	2519.481	369.820
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9	926.990	163.059	2519.481	428.196
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+1	789.587	254.565	2196.928	921.626

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비 고
COMB 1	1714.436	369.820	542.353	4.636	0.021	0.833	O.K
COMB 2	1714.436	369.820	542.353	4.636	0.021	0.833	O.K
COMB 3	1643.886	643.185	525.353	2.556	0.595	1.667	O.K
COMB 4	2519.481	369.820	926.990	6.813	0.181	0.833	O.K
COMB 5	2519.481	428.196	926.990	5.884	0.244	0.833	O.K
COMB 6	2196.928	921.626	789.587	2.384	0.885	1.667	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V
S.F = Mr / Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시)

3) 활동에 대한 안정

- 직접기초바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다.
  [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전율	비 고
COMB 1	542.353	325.412	150.036	2.169	1.500	O.K
COMB 2	542.353	325.412	150.036	2.169	1.500	O.K
COMB 3	525.353	315.212	192.448	1.638	1.200	O.K
COMB 4	926.990	556.194	150.036	3.707	1.500	O.K
COMB 5	926.990	556.194	163.059	3.411	1.500	O.K
COMB 6	789.587	473.752	254.565	1.861	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

4) 지지력에 대한 안정

- 직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다.
  [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmin(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비 고
COMB 1	542.353	1344.616	0.021	111.175	105.767	720.000	O.K
COMB 2	542.353	1344.616	0.021	111.175	105.767	720.000	O.K
COMB 3	525.353	1000.701	0.595	180.114	30.027	1080.000	O.K
COMB 4	926.990	2149.661	0.181	225.673	145.123	720.000	O.K
COMB 5	926.990	2091.285	0.244	239.684	131.112	720.000	O.K
COMB 6	789.587	1275.302	0.885	325.908	0.000	1080.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 6

지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}}(m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√(5.000 x 12.108) / 0.3)^-¾) = 290.030 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3*α*Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 12.108 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.000 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

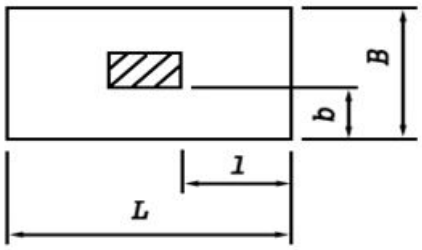
β = ⁴ √[(3 x 290.030) / (26986000.000 x 1.000³)] = 0.075 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = MAX(l,b) = MAX(0.000, 1.400) = 1.400

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.500, 뒷굽기준으로 검토

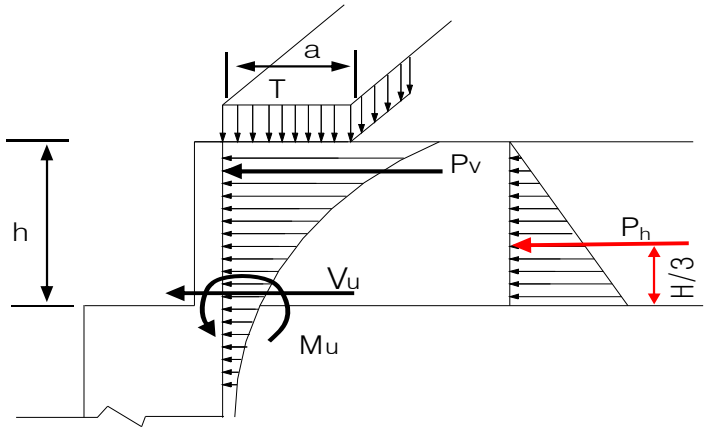


βλ = 0.075 x 1.400 = 0.105 ≤ 1.0, ∴ O.K

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 (2.875 - 0.36) = 72.341 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 2.875^2 x cos11.667 = 20.317 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.875 x 20.317 = 19.470 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 20.317 = 83.439 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 72.341 + 1.70 x 19.470 = 156.080 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.075 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.195 kN

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

Pw = 3.195 + 0.770 = 3.965 kN

Mw = 3.195 x 2.075/2 + 0.770 x (2.075 + 0.800/2) = 5.221 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 2.875^2 x cos0.000 = 25.953 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 2.875 x 25.953 = 37.307 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.965 + 1.00 x 25.953 = 29.918 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 5.221 + 1.00 x 37.307 = 42.528 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	83.439	156.080	
지진시	29.918	42.528	
설계단면력	83.439	156.080	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.957 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	17.613	2.185	-	1.000	17.613	38.479
2. 배면토압(평상시)	87.243	1.986	1.700	-	148.313	294.523
3. 배면토압(지진시)	111.443	2.979	-	1.000	111.443	331.959
4. 뒷채움 상재하중	14.644	2.979	1.700	-	24.895	74.155
5. 교량받침마찰력	13.023	3.483	1.300	-	16.930	58.959
6. 상부관성력	62.117	3.483	-	1.000	62.117	216.324

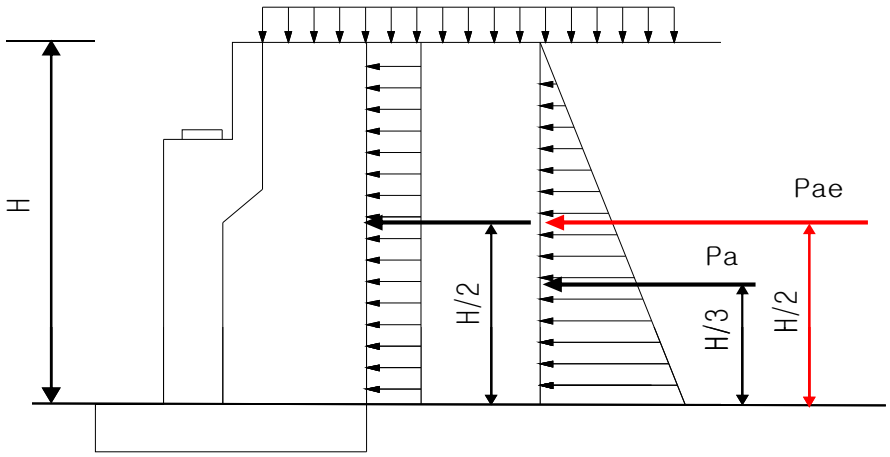
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.000 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 17.613 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.000) ~ H④ x (y④ - 1.000)] = 38.479 kN.m

y = Mo / Ho = 38.479 / 17.613 = 2.185



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 5.957 m)	190.138	427.637	
지진시(H = 5.957 m)	191.173	586.762	
설계단면력	191.173	586.761	

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)	353.744	-	2.573	2.236	910.047	-
2. 교대구체(지진시)	353.744	27.238	2.573	2.236	910.047	60.904
3. 뒷채움재(평상시)	171.609	-	4.276	4.051	733.839	-
4. 뒷채움재(지진시)	171.609	13.214	4.276	4.051	733.839	53.528
5. 배면토압(평상시)	-	131.181	-	2.319	-	304.229
6. 배면토압(지진시)	-	151.996	-	3.479	-	528.753
7. 토압의 연직분력	19.450	-	4.533	-	88.173	-
8. 뒷채움 상재하중	17.000	18.855	4.150	3.479	70.550	65.591
9. 상부 고정하중반력	264.234	-	2.093	-	553.042	-
10. 상부 활하중반력	120.403	-	2.093	-	252.003	-
11. 교량받침마찰력	-	13.023	-	4.483	-	58.376
12. 상부관성력	-	62.117	-	4.483	-	278.441

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	752.574	255.061	2438.628	628.694
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	738.124	255.061	2378.661	628.694
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	525.353	192.448	1643.886	643.185
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1354.945	255.061	3699.389	628.694
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9	1238.152	271.991	3425.219	704.583
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+1	789.587	254.565	2196.928	921.626

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

COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

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

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)
COMB 1	752.574	1809.934	0.095	167.675	133.355	158.752	164.929
COMB 2	738.124	1749.966	0.129	170.507	124.742	158.608	166.846
COMB 3	525.353	1000.700	0.595	180.114	30.027	141.092	168.107
COMB 4	1354.945	3070.695	0.234	346.989	194.989	307.469	334.829
COMB 5	1238.152	2720.636	0.303	337.569	157.692	290.801	323.179
COMB 6	789.587	1275.301	0.885	325.909	0.000	238.470	299.004

註) B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

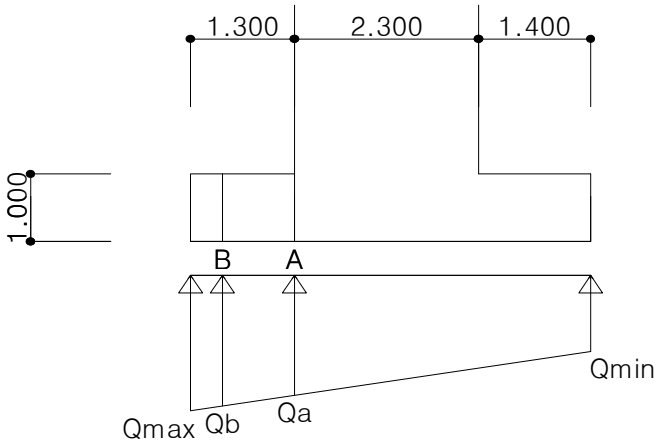
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 0.400 x 25.000 = 10.000 kN

Ma = 1.000 x 1.300 x 25.000 x 1.300 / 2 = 21.125 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.400 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.400

Ma = Qa x 1.300² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.300² x 2/3

- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	167.675	158.752	164.929	66.521	139.172	53.521	111.710
COMB 2	170.507	158.608	166.846	67.471	140.727	54.471	113.265
COMB 3	180.114	141.092	168.107	69.644	141.205	59.644	120.080
COMB 4	346.989	307.469	334.829	136.364	282.074	123.364	254.612
COMB 5	337.569	290.801	323.179	132.150	272.073	119.150	244.610
COMB 6	325.909	238.470	299.004	124.983	250.764	114.983	229.639

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

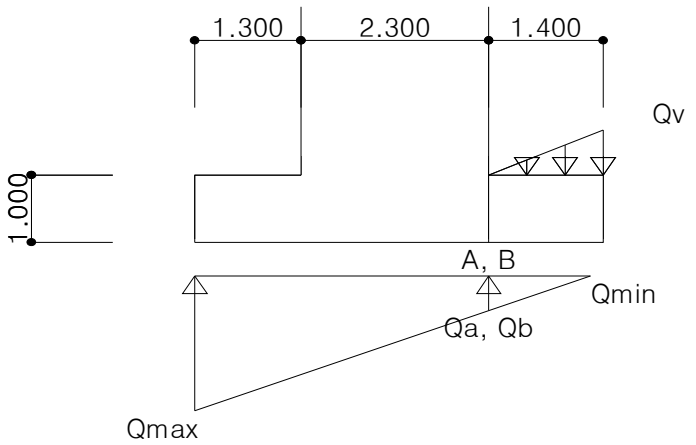
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 1.400 x 25.000 = 35.000 kN

Ma = 1.000 x 1.400 x 25.000 x 1.400 / 2 = 24.500 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 171.609 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 171.609 kN

Ma = 171.609 x (4.276 - 3.600) = 116.046 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.400 = 14.000 kN

Ma = 10.000 x 1.400 x 1.400 / 2 = 9.800 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 5.957^2 x sin11.667

= 19.450 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 19.450 / 1.400

= 27.785 kN

Vb = 27.785 x 1.400 / 2 = 19.450 kN

Ma = 27.785 x 1.400 x 1.400 / 3 = 18.153 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,3,4,5,

Vb = Qmin x 1.400 + (Qb - Qmin) / 2 x 1.400

Ma = Qmin x 1.400^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 1.400^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 3.600)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 3.600)^2 / 3

여기서, 반력의 작용폭 χ = 3[B/2 - e]

- 계수단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	133.355	142.964	142.964	193.423	133.827	138.333	100.814
COMB 2	124.742	137.556	137.556	183.609	126.433	136.247	99.877
COMB 3	30.027	72.051	72.051	71.455	43.154	135.154	97.392
COMB 4	194.989	237.549	237.549	302.777	204.992	28.979	29.648
COMB 5	157.692	208.057	208.057	256.025	170.991	63.831	55.319
COMB 6	0.000	83.770	83.770	52.165	21.656	154.444	118.890

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

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

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 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	1000.00	900.00	100.00	254.61	123.36

* 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 (900.00 - 53.578) / 53.578 = 0.04739

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1119.661 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.766]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 mm²

As,req = 1119.661 mm²

ρmin = Max(1119.661, 1500.000) / bd = 0.00167

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

ρuse = As / bd = 0.00344

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 (900.00 - a/2) = 692.734 kN.m

≥ Mu (= 254.612 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.721]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 900.00 = 587.878 kN

≥ Vu (= 123.364 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 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 ㎟ < 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	1000.00	900.00	100.00	118.89	154.44

* 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 (900.00 - 53.578) / 53.578 = 0.04739

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 520.250 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 5.953]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 mm²

As,req = 520.250 mm²

ρmin = Max(520.250, 1500.000) / bd = 0.00167

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

ρuse = As / bd = 0.00344

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 (900.00 - a/2) = 692.734 kN.m

≥ Mu (= 118.890 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.827]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 900.00 = 587.878 kN

≥ Vu (= 154.444 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 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 ㎟ < 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

3) 벽체 : H=5.957

* 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	2300.00	2200.00	100.00	586.76	191.17

* 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 (2200.00 - 39.654) / 39.654 = 0.16344

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1049.602 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.184]

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 = 0.00104

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 (2200.00 - a/2) = 1275.962 kN.m

≥ Mu (= 586.761 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.175]

* 전단에 대한 검토 (d = 2200.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2200.00 = 1437.034 kN

≥ Vu (= 191.173 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 2300.0 x 1000.0 = 3450.000 ㎟ > 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	156.08	83.44

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 857.619 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.853]

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 (= 156.080 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.839]

* 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 (= 83.439 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 (2.875 - 0.36) = 72.341 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cosδ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.875^2 x cos11.667 = 20.317 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.875 x 20.317 = 19.470 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 20.317 = 49.082 kN

Ms = 72.341 + 19.470 = 91.812 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.957 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	17.613	2.185	-	1.000	17.613	38.479
2. 배면토압(평상시)	87.243	1.986	1.000	-	87.243	173.249
3. 배면토압(지진시)	111.443	2.979	-	1.000	111.443	331.959
4. 뒷채움 상재하중	14.644	2.979	1.000	-	14.644	43.621
5. 교량받침마찰력	13.023	3.483	1.000	-	13.023	45.353
6. 상부관성력	62.117	3.483	-	1.000	62.117	216.324

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.000 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 17.613 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.000) ~ H④ x (y④ - 1.000)] = 38.479 kN.m

y = Mo / Ho = 38.479 / 17.613 = 2.185

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	114.910	262.222	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	561.803	150.036	1802.609	369.821
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	561.803	150.036	1802.609	369.821
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	525.353	192.448	1643.886	643.186
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	946.440	150.036	2607.654	369.821
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9	946.440	163.059	2607.654	428.196
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+1	789.587	254.565	2196.927	921.627

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

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

② 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)
COMB 1	561.803	1432.788	-0.050	105.573	119.148	109.103	106.659
COMB 2	561.803	1432.788	-0.050	105.573	119.148	109.103	106.659
COMB 3	525.353	1000.700	0.595	180.114	30.027	141.092	168.107
COMB 4	946.440	2237.834	0.136	220.072	158.504	204.064	215.146
COMB 5	946.440	2179.458	0.197	234.082	144.494	210.789	226.915
COMB 6	789.587	1275.301	0.885	325.909	0.000	238.470	299.004

註) B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

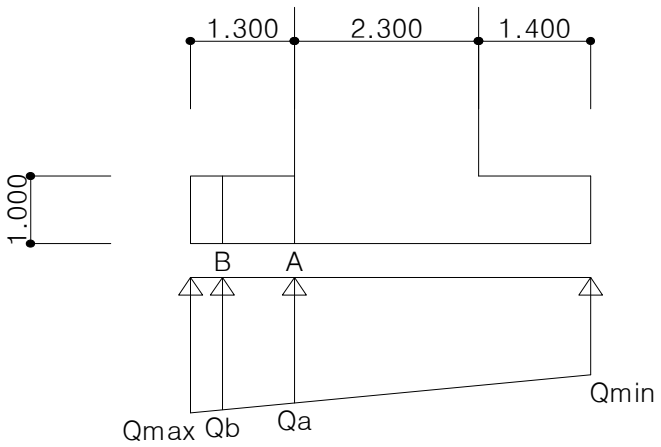
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 0.400 x 25.000 = 10.000 kN

Ma = 1.000 x 1.300 x 25.000 x 1.300 / 2 = 21.125 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.400 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.400

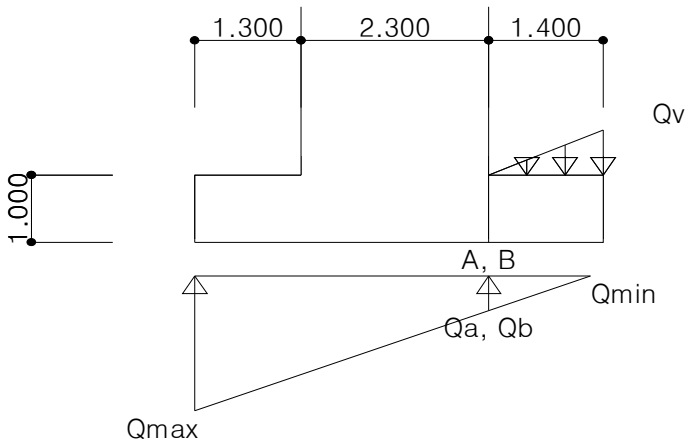
Ma = Qa x 1.300² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.300² x 2/3

- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	105.573	109.103	106.659	42.446	90.203	32.446	69.078
COMB 2	105.573	109.103	106.659	42.446	90.203	32.446	69.078
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	220.072	204.064	215.146	87.044	181.452	77.044	160.327
COMB 5	234.082	210.789	226.915	92.199	191.239	82.199	170.114
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3,6)은 고려하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 -『단면설계』 참조

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,3,4,5,

Vb = Qmin x 1.400 + (Qb - Qmin) / 2 x 1.400

Ma = Qmin x 1.400² / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 1.400² / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 3.600)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 3.600)² / 3

여기서, 반력의 작용폭 χ = 3[B/2 - e]

- 계수단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	119.148	115.347	115.347	164.147	115.523	75.912	52.976
COMB 2	119.148	115.347	115.347	164.147	115.523	75.912	52.976
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	158.504	175.743	175.743	233.973	160.965	6.086	7.534
COMB 5	144.494	169.579	169.579	219.851	149.798	20.208	18.701
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3,6)은 고려하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 170.114 x 1000000 / [3096.800 x (900.000 - 177.042/3)]
= 65.319 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x3096.800)]
= 177.042 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 65.32) - 2.5 x 89.00 = 983.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 65.32) = 964.50 mm
Sa는 작은 값인 964.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 964.50 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 52.976 x 1000000 / [3096.800 x (900.000 - 177.042/3)]
= 20.341 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x3096.800)]
= 177.042 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 20.34) - 2.5 x 89.00 = 3648.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 20.34) = 3097.17 mm
Sa는 작은 값인 3097.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3097.17 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=5.957

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 262.222 x 1000000 / [2292.000 x (2200.000 - 250.135/3)]
= 54.052 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2200.0/(7x2292.000)]
= 250.135 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 54.05) - 2.5 x 90.50 = 1230.68 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 54.05) = 1165.54 mm

Sa는 작은 값인 1165.54 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1165.54 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 91.812 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]

= 84.811 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 84.81) - 2.5 x 72.00 = 748.54 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 84.81) = 742.83 mm

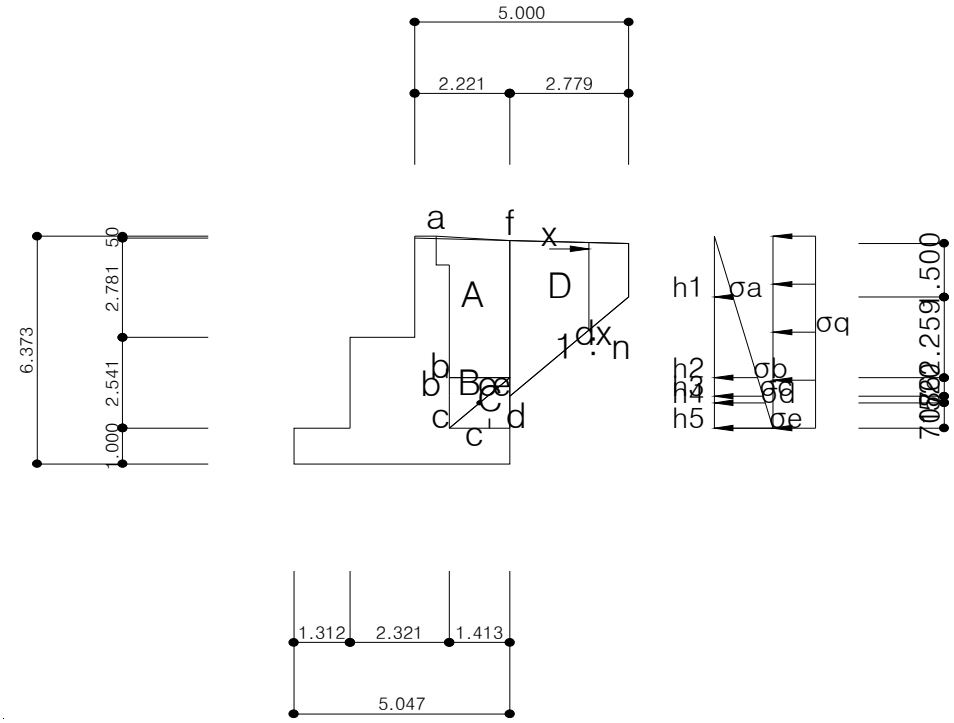
Sa는 작은 값인 742.83 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 742.83 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

① 단면 D

- 상재하중에 의한 단면력

위치에 따른 날개벽 높이

h(x) = h1 + x/n n : 날개벽 경사 (1 : 1.0)

p(x) = Ko · q · h(x) q : 상재하중 (10.0 kN/m²)

작용 단면력

VI = ∫p(x)dx = Ko · q · ∫(h1 + x/n)dx = Ko · q · (h1 · L + L² /(2n))

= 0.426 x 10.000 x (1.500 x 2.779 + 2.779² / (2 x 1.000))

= 34.207 kN

MI = ∫(L - x)P(x)dx = Ko · q · ∫(L - x)(h1 + x/n)dx

= Ko · q · ((h1 · L²)/2 + L³ /(6n))

= 0.426 x 10.000 x ((1.500 x 2.779²) / 2 + 2.779³ / (6 x 1.000))

= 39.912 kN.m

- 토압에 의한 단면력

위치에 따른 작용토압

$p(x) = ½ \cdot Ko \cdot r \cdot h(x)^2$

작용단면력

$Vh = \int p(x)dx = ½ \cdot Ko \cdot r \cdot \int h(x)^2 \, dx = ½ \cdot Ko \cdot r \cdot \int (h1 + x/n)^2 \, dx$

$= ½ \cdot Ko \cdot r \cdot (h1^2 \cdot L + (h1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2))$

$= ½ \times 0.426 \times 20.000 \times (1.500^2 \times 2.779 + (1.500 \times 2.779^2) / 1.000 + 2.779^3 / (3 \times 1.000^2))$

$= 106.461$ kN

$Mh = \int (L - x)p(x)dx = ½ \cdot Ko \cdot r \cdot \int (L - x)(h1 + x/n)^2 \, dx$

$= ½ \cdot Ko \cdot r \cdot ((h1^2 \cdot L^2)/2 + (h1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/(12n^2))$

$= ½ \times 0.426 \times 20.000 \times ((1.500^2 \times 2.779^2) / 2 + (1.500 \times 2.779^3) / (3 \times 1.000) + 2.779^4 / (12 \times 1.000^2))$

$= 103.898$ kN.m

- 극한 단면력

$Vd = 1.700 \cdot Vh + 1.700 \cdot Vl$

$= 1.700 \times 106.461 + 1.700 \times 34.207 = 239.137$ kN

$Md = 1.700 \cdot Mh + 1.700 \cdot Ml$

$= 1.700 \times 103.898 + 1.700 \times 39.912 = 244.478$ kN.m

e - f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$Vu = 239.137 / 4.279 = 55.886$ kN

$Mu = 244.478 / 4.279 = 57.134$ kN.m

② 단면 A

$qq = Ko \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260$ kN/m²

$qb = Ko \times \gamma t \times h2 = 0.426 \times 20.000 \times 3.759 = 32.024$ kN/m²

$Pa = 1.700 \times 1/2 \cdot qb \cdot h2 + 1.700 \times qq \cdot h2$

$= 1.700 \times 1/2 \times 32.024 \times 3.759 + 1.700 \times 4.260 \times 3.759$

$= 129.532$ kN/m

* D구간 추가 부분 산정시 공제 부분

- 상재하중에 의한 단면력

$Vl = \int p(x)dx = Ko \cdot q \cdot \int (h1 + x/n)dx = Ko \cdot q \cdot (h1 \cdot L + L^2/(2n))$

$= 0.426 \times 10.000 \times (0.000 \times 0.520 + 0.520^2 / (2 \times 1.000))$

$= 0.577$ kN

$Ml = \int (L - x)P(x)dx = Ko \cdot q \cdot \int (L - x)(h1 + x/n)dx$

$= Ko \cdot q \cdot ((h1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n))$

$= 0.426 \times 10.000 \times ((0.000 \times 0.520^2)/2 + 0.520^3 / (6 \times 1.000))$

$= 0.100$ kN.m

- 토압에 의한 단면력

Vh = ∫p(x)dx = ½ · Ko · r · ∫(h1'+h2') · (h2'-h1') · dx
= ½ · Ko · r · ((h1 · L²)/n + L³ /(3n²))
= ½ x 0.426 x 20.000 x ((0.000 x 0.520²)/1.000 + 0.520³ /(3 x 1.000²))
= 0.200 kN
Mh = ∫(L - x)p(x)dx = ½ · Ko · r · ∫(L - x)(2h1/n · x + x² /n)dx
= ½ · Ko · r · (L⁴ / 12n + h1/3n · L³)
= ½ x 0.426 x 20.000 x (0.520⁴ / (12 x 1.000) + 0.000 / (3 x 1.000) x 0.520³)
= 0.026 kN.m

- 토피에 의한 단면력
Vh' = ∫p(x)dx = Ko · q · ∫(h1 + x/n)dx = Ko · q · (h1 · L + L² /(2n))
= 0.426 x (3.909 x 20.000) x (0.000 x 0.520 + 0.520² / (2 x 1.000))
= 4.509 kN
Mh' = ∫(L - x)P(x)dx = Ko · q · ∫(L - x)(h1 + x/n)dx
= Ko · q · ((h1 · L²)/2 + L³ /(6n))
= 0.426 x (3.909 x 20.000) x ((0.000 x 0.520²)/2 + 0.520³ / (6 x 1.000))
= 0.782 kN.m

Vd' = 1.700 x 0.577 + 1.700 x (0.200 + 4.509) = 8.986 kN
Md' = 1.700 x 0.100 + 1.700 x (0.026 + 0.782) = 1.544 kN.m

Va = (Vd - Vd') + Pa x L
= (239.137 - 8.986) + 129.532 x 1.414
= 413.250 kN
Ma = (Md - Md') + (Sd - Sd') x L + 1/2 · Pa · L²
= (244.478 - 1.544) + (239.137 - 8.986) x 1.414 + 1/2 x 129.532 x 1.414²
= 697.673 kN.m

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면
Vu = 413.250 / 3.759 = 109.936 kN
Mu = 697.673 / 3.759 = 185.601 kN.m

③ 단면 B
* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계
qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²
qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 3.759 = 32.024 kN/m²
qd = Ko x γt x h4 = 0.426 x 20.000 x 4.465 = 38.045 kN/m²

P1 = 1.700 x 32.024 + 1.700 x 4.260
= 61.682 kN/m²
P2 = 1.700 x 38.045 + 1.700 x 4.260
= 71.919 kN/m²

* D구간 단면력 추가 부분

- 상재하중에 의한 단면력

Vl = ∫p(x)dx = Ko · q · ∫(h1 + x/n)dx = Ko · q · (h1 · L + L² /(2n))

= 0.426 x 10.000 x (0.000 x 0.520 + 0.520² / (2 x 1.000))

= 0.577 kN

Ml = ∫(L − x)P(x)dx = Ko · q · ∫(L − x)(h1 + x/n)dx

= Ko · q · ((h1 · L²)/2 + L³ /(6n))

= 0.426 x 10.000 x ((0.000 x 0.520²)/2 + 0.520³ / (6 x 1.000))

= 0.100 kN.m

- 토압에 의한 단면력

Vh = ∫p(x)dx = ½ · Ko · r · ∫(h1'+h2') · (h2'−h1') · dx

= ½ · Ko · r · ((h1 · L²)/n + L³ /(3n²))

= ½ x 0.426 x 20.000 x ((0.000 x 0.520²)/1.000 + 0.520³ /(3 x 1.000²))

= 0.200 kN

Mh = ∫(L − x)p(x)dx = ½ · Ko · r · ∫(L − x)(2h1/n · x + x² /n)dx

= ½ · Ko · r · (L⁴ / 12n + h1/3n · L³)

= ½ x 0.426 x 20.000 x (0.520⁴ / (12 x 1.000) + 0.000 / (3 x 1.000) x 0.520³)

= 0.026 kN.m

- 토피에 의한 단면력

Vh' = ∫p(x)dx = Ko · q · ∫(h1 + x/n)dx = Ko · q · (h1 · L + L² /(2n))

= 0.426 x (3.909 x 20.000) x (0.000 x 0.520 + 0.520² / (2 x 1.000))

= 4.509 kN

Mh' = ∫(L − x)P(x)dx = Ko · q · ∫(L − x)(h1 + x/n)dx

= Ko · q · ((h1 · L²)/2 + L³ /(6n))

= 0.426 x (3.909 x 20.000) x ((0.000 x 0.520²)/2 + 0.520³ / (6 x 1.000))

= 0.782 kN.m

Vd' = 1.700 x 0.577 + 1.700 x (0.200 + 4.509) = 8.986 kN

Md' = 1.700 x 0.100 + 1.700 x (0.026 + 0.782) = 1.544 kN.m

Vb = Vd' + P1 x L = 8.986 + 61.682 x 1.414

= 96.177 kN

Mb = Md' + Vd' x L + 1/2 · P1 · L²

= 1.544 + (8.986 x 1.414) + 1/2 x 61.682 x 1.414²

= 75.870 kN.m

Vb' = Vd' + P2 x L = 8.986 + 71.919 x 0.707

= 59.816 kN

Mb' = Md' + Vd' x L + 1/2 · P2 · L²

= 1.544 + (8.986 x 1.414) + 1/2 x 71.919 x 0.707²

= 32.209 kN.m

Vu = 96.177 kN

Mu = 75.870 kN.m

④ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 3.759 = 32.024 kN/m²

qd = Ko x γt x h4 = 0.426 x 20.000 x 4.465 = 38.045 kN/m²

qe = Ko x γt x h5 = 0.426 x 20.000 x 5.172 = 44.067 kN/m²

P1 = 1.700 x 32.024 + 1.700 x 4.260

= 61.682 kN/m²

P2 = 1.700 x 38.045 + 1.700 x 4.260

= 71.919 kN/m²

P3 = 1.700 x 44.067 + 1.700 x 4.260

= 82.156 kN/m²

Vd = (P1 + P3) / 2 x L = (61.682 + 82.156) / 2 x 1.414

= 101.661 kN

Md = 1/6 x (2P1 + P3) x L² = 1/6 x (2 x 61.682 + 82.156) x 1.414²

= 68.442 kN.m

Vc' = (P2 + P3) / 2 x L = (71.919 + 82.156) / 2 x 0.707

= 54.448 kN

Mc' = 1/6 x (2P2 + P3) x L² = 1/6 x (2 x 71.919 + 82.156) x 0.707²

= 18.815 kN.m

Vu = 101.661 x 1.414 / 1.413 = 101.733 kN : 계산폭 / 지지폭

Mu = 68.442 x 1.414 / 1.413 = 68.491 kN.m

⑤ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	57.134	185.601	75.870	68.491
전단력(kN)	55.886	109.936	96.177	101.733

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	33.608	109.177	44.629	40.289
전단력(kN)	32.874	64.668	56.575	59.843

(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	57.13	55.89

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 613.026 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.739]

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 (= 57.134 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.613]

* 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 (= 55.886 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)
1000.00	450.00	370.00	80.00	185.60	109.94

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2050.724 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.118]

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 (= 185.601 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.112]

* 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 (= 109.936 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)
1000.00	450.00	370.00	80.00	75.87	96.18

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 817.410 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.804]

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 (= 75.870 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.720]

* 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 (= 96.177 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)
1000.00	450.00	370.00	80.00	68.49	101.73

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 736.707 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.111]

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 (= 68.491 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.014]

* 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 (= 101.733 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 33.608 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 43.301 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 43.30) - 2.5 x 70.50 = 1642.40 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 43.30) = 1454.92 mm
Sa는 작은 값인 1454.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1454.92 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 109.177 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 140.664 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 140.66) - 2.5 x 70.50 = 383.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 140.66) = 447.88 mm
Sa는 작은 값인 383.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 383.60 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 44.629 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 57.501 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 57.50) - 2.5 x 70.50 = 1193.30 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 57.50) = 1095.64 mm

Sa는 작은 값인 1095.64 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1095.64 mm) ∴ O.K

④ C(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 40.289 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 51.908 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.91) - 2.5 x 70.50 = 1340.86 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 51.91) = 1213.68 mm

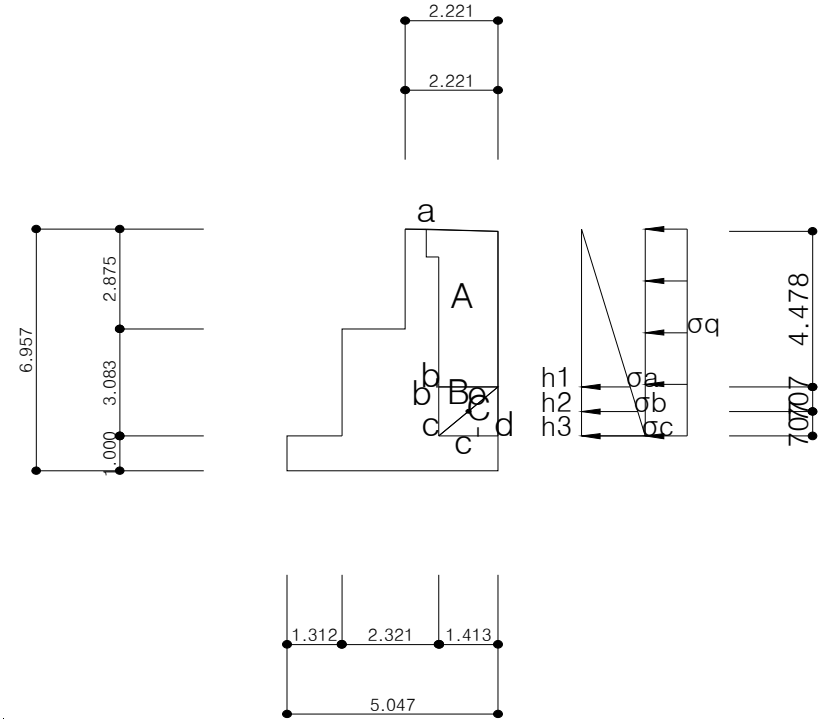
Sa는 작은 값인 1213.68 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1213.68 mm) ∴ 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

① 단면 A

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 4.478 = 38.152 kN/m²

Pa = 1.700 x 1/2 · qa · h1 + 1.700 x qq · h1

= 1.700 x 1/2 x 38.152 x 4.478 + 1.700 x 4.260 x 4.478

= 177.641 kN/m

Va = Pa x L

= 177.641 x 1.414

= 251.103 kN

Ma = 1/2 · Pa · L²

= 1/2 x 177.641 x 1.414²

= 177.473 kN.m

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

Vu = 251.103 / 4.478 = 56.075 kN

Mu = 177.473 / 4.478 = 39.632 kN.m

② 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 4.478 = 38.152 kN/m²

qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 5.185 = 44.173 kN/m²

P1 = 1.700 x 38.152 + 1.700 x 4.260
= 72.100 kN/m²

P2 = 1.700 x 44.173 + 1.700 x 4.260
= 82.336 kN/m²

Vb = P1 x L = 72.100 x 1.414
= 101.916 kN

Mb = 1/2 · P1 · L² = 1/2 x 72.100 x 1.414²
= 72.031 kN.m

Vb' = P2 x L = 82.336 x 0.707
= 58.193 kN

Mb' = 1/2 · P2 · L² = 1/2 x 82.336 x 0.707²
= 20.565 kN.m

Vu = 101.916 kN

Mu = 72.031 kN.m

③ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 4.478 = 38.152 kN/m²

qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 5.185 = 44.173 kN/m²

qc = Ko x γt x h3 = 0.426 x 20.000 x 5.891 = 50.195 kN/m²

P1 = 1.700 x 38.152 + 1.700 x 4.260
= 72.100 kN/m²

P2 = 1.700 x 44.173 + 1.700 x 4.260
= 82.336 kN/m²

P3 = 1.700 x 50.195 + 1.700 x 4.260
= 92.573 kN/m²

Vd = (P1 + P3) / 2 x L = (72.100 + 92.573) / 2 x 1.414
= 116.386 kN
Md = 1/6 x (2P1 + P3) x L^2 = 1/6 x (2 x 72.100 + 92.573) x 1.414^2
= 78.850 kN.m

Vc' = (P2 + P3) / 2 x L = (82.336 + 92.573) / 2 x 0.707
= 61.811 kN
Mc' = 1/6 x (2P2 + P3) x L^2 = 1/6 x (2 x 82.336 + 92.573) x 0.707^2
= 21.417 kN.m

Vu = 116.386 x 1.414 / 1.413 = 116.469 kN : 계산폭 / 지지폭
Mu = 78.850 x 1.414 / 1.413 = 78.905 kN.m

④ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	39.632	72.031	78.905
전단력(kN)	0.000	56.075	101.916	116.469

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	23.313	42.371	46.415
전단력(kN)	0.000	32.985	59.951	68.511

(2) 철근량 검토

① 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)
1000.00	450.00	370.00	80.00	39.63	56.08

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 423.621 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.410]

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 (= 39.632 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.208]

* 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 (= 56.075 kN) , 전단보강 불필요.

② 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)
1000.00	450.00	370.00	80.00	72.03	101.92

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 775.397 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.956]

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 (= 72.031 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.865]

* 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 (= 101.916 kN) , 전단보강 불필요.

③ 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)
1000.00	450.00	370.00	80.00	78.91	116.47

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 850.686 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.694]

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 (= 78.905 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.616]

* 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 (= 116.469 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 23.313 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 30.037 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 30.04) - 2.5 x 70.50 = 2445.55 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 30.04) = 2097.44 mm

Sa는 작은 값인 2097.44 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2097.44 mm) ∴ O.K

② B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 42.371 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 54.592 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 54.59) - 2.5 x 70.50 = 1266.28 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 54.59) = 1154.03 mm

Sa는 작은 값인 1154.03 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1154.03 mm) ∴ O.K

③ C(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 46.415 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 59.801 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 59.80) - 2.5 x 70.50 = 1140.61 ㎜

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 59.80) = 1053.49 ㎜

Sa는 작은 값인 1053.49 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1053.49 ㎜) ∴ 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 8.516 = 5.961 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

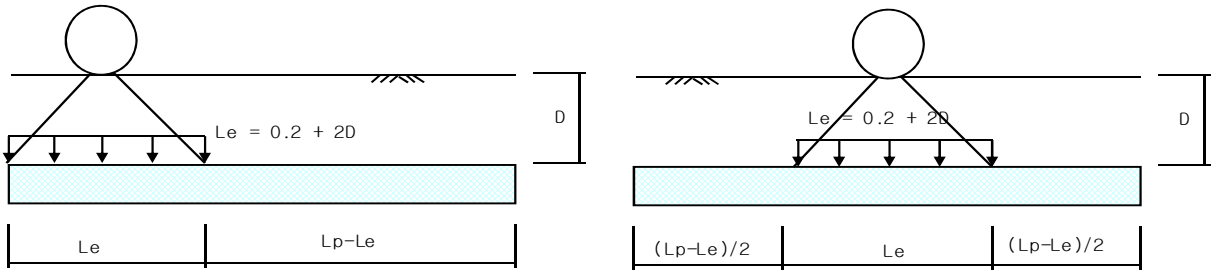
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 5.961 / 2 - 11.250 x 0.35(= 29.593 kN/m

Md = 11.250 x 5.961² / 8 = 49.969 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 0.350) / (2 x 5.961)

= 76.919 kN.m

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

= 416.000 x 5.961/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 121.909 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 29.593 + 2.15 x 76.919

= 203.847 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 49.969 + 2.15 x 121.909

= 327.064 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	450.00	350.00	100.00	327.06	203.85

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2967.730 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.366]

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 (= 327.064 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.326]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 203.847 kN) , 전단보강 불필요.

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

55/√(4.900) = 24.85% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 2967.7 ㎟

필요 철근량 : 2967.7 x 0.248 = 737.4 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 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)] = 171.878 x 1000000 / [4053.600 x (350.000 - 115.388/3)]

= 136.103 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)

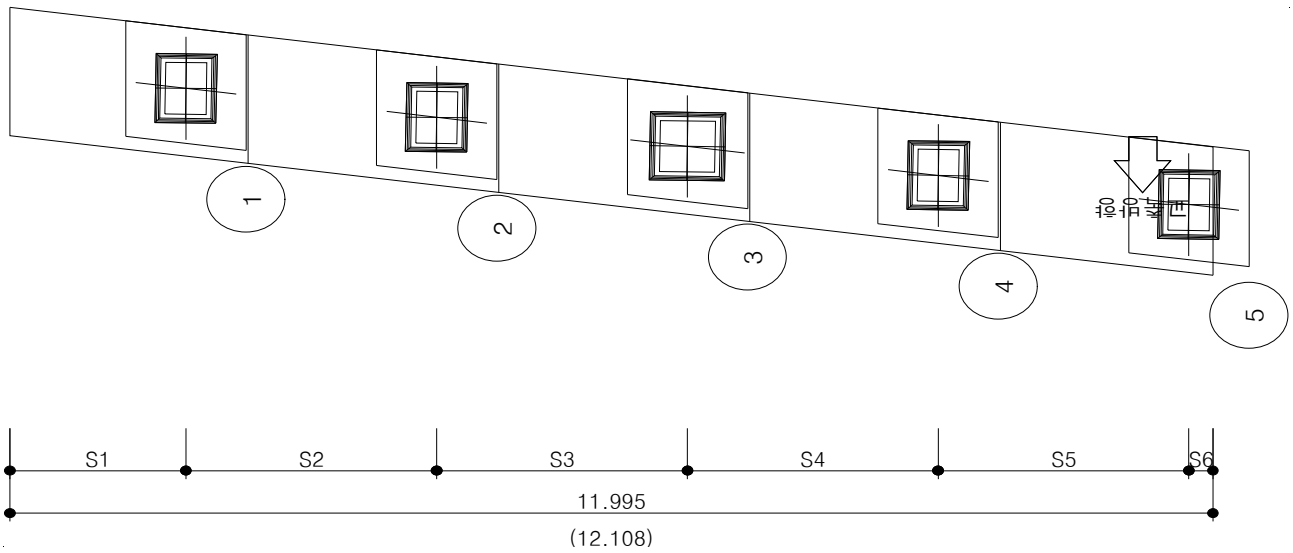
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 136.10) - 2.5 x 87.50 = 359.85 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 136.10) = 462.88 mm

Sa는 작은 값인 359.85 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 359.85 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 35.198 = 375.989 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	375.989	610.000	410.000	465.649	O.K
2	375.989	610.000	410.000	465.698	O.K
3	375.989	600.000	550.000	463.372	O.K
4	375.989	610.000	410.000	466.797	O.K
5	375.989	610.000	410.000	29.904	N.G

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 82.2° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 7.79°

N = (200 + 1.67 x L + 6.66 x H) x (1 + 0.000125 x θ^2) mm

= (200 + 1.67 x 140.265 + 6.66 x 16.754) x (1 + 0.000125 x 7.79^2)

= 549.964 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1514 - 100 - 50 = 1364 mm ≥ 550 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1226.619	O.K	258.822	170.938	O.K
SHOE 2	1750.000	1002.221	O.K	258.822	169.575	O.K
SHOE 3	1750.000	991.802	O.K	258.822	168.287	O.K
SHOE 4	1750.000	988.983	O.K	258.822	167.063	O.K
SHOE 5	1750.000	861.093	O.K	258.822	167.512	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(㎜)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1226.619	128.524	116.081	1203.000	1976.100	
2	1002.221	127.500	116.090	1203.000	1723.050	
3	991.802	126.532	177.974	1344.000	1719.025	
4	988.983	125.611	115.930	1204.000	1724.000	
5	861.093	125.949	115.780	1204.000	848.600	

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	2114.900	3972.000	O.K	2409.364	4369.200	O.K
2	1877.919	3972.000	O.K	2110.230	4369.200	O.K
3	1871.989	3972.000	O.K	2475.852	4369.200	O.K
4	1852.546	3972.000	O.K	2091.514	4369.200	O.K
5	1723.529	3972.000	O.K	973.968	4369.200	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	856.830	8341.200	O.K	773.872	8341.200	O.K
2	850.000	8341.200	O.K	773.935	8341.200	O.K
3	843.546	8341.200	O.K	1186.494	8341.200	O.K
4	837.406	8341.200	O.K	772.870	8341.200	O.K
5	839.662	8341.200	O.K	771.867	8341.200	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 3

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 991.802 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  δ = α x ΔT x L

  = 0.000010 x 25.0 x 70.2

  = 0.017546 m

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

  = 1797.375 x 0.017546

  = 31.537 kN/m

  Hx1 = 31.537 / 1.15 = 27.423 kN

  Hx2 = 168.287 / 1.33 = 126.532 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 126.532 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 11.995 / 3.760 = 3.190 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (11.995 / 3.760)] x 3.760 = 12.6 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 12.641 x 35.198 / 2 / 1EA / 1.25 = 177.974 kN

  Hy2 = 154.337 / 1.33 = 116.043 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 177.974 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 600.000 mm b1y = 550.000 mm

b2x = 794.000 mm b2y = 1250.050 mm

bcx = 2 x b2x = 1588.000 mm < 5 x b1x = 3000.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2500.100 mm < 5 x b1y = 2750.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 600.000/1588.000) x 991.802 x 10^3 /150.000

= 1028.443 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 550.000/2500.100) x 991.802 x 10^3 /150.000

= 1289.357 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 126.532 x 10^3 / 150.000

= 843.546 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 177.974 x 10^3 / 150.000

= 1186.494 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 600.000 + 1250.050 = 1850.050 mm

  여기서, 교좌중심에서의 연단거리 794.000 mm가 Bxo/2 = 925.025 mm보다 작으므로 보정필요

  Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 794.000 + (600.000+1250.050)/2 = 1719.025 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 550.000 + 794.000 = 1344.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 1289.357 + 1186.494 = 2475.852 mm²

  Bxo = 1719.025 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

  As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm² ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 1028.443 + 843.546 = 1871.989 mm²

  Byo = 1344.000 mm 범위내에서 D16 - 20 EA

  As = 198.600 x 20 = 3972.000 mm² ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 3

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 177.974 x 10^3 / 150.000 = 1186.494 mm²

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 20 EA

As = 198.600 x 22 + 198.600 x 20 = 8341.200 mm² ∴ O.K

② 교축방향

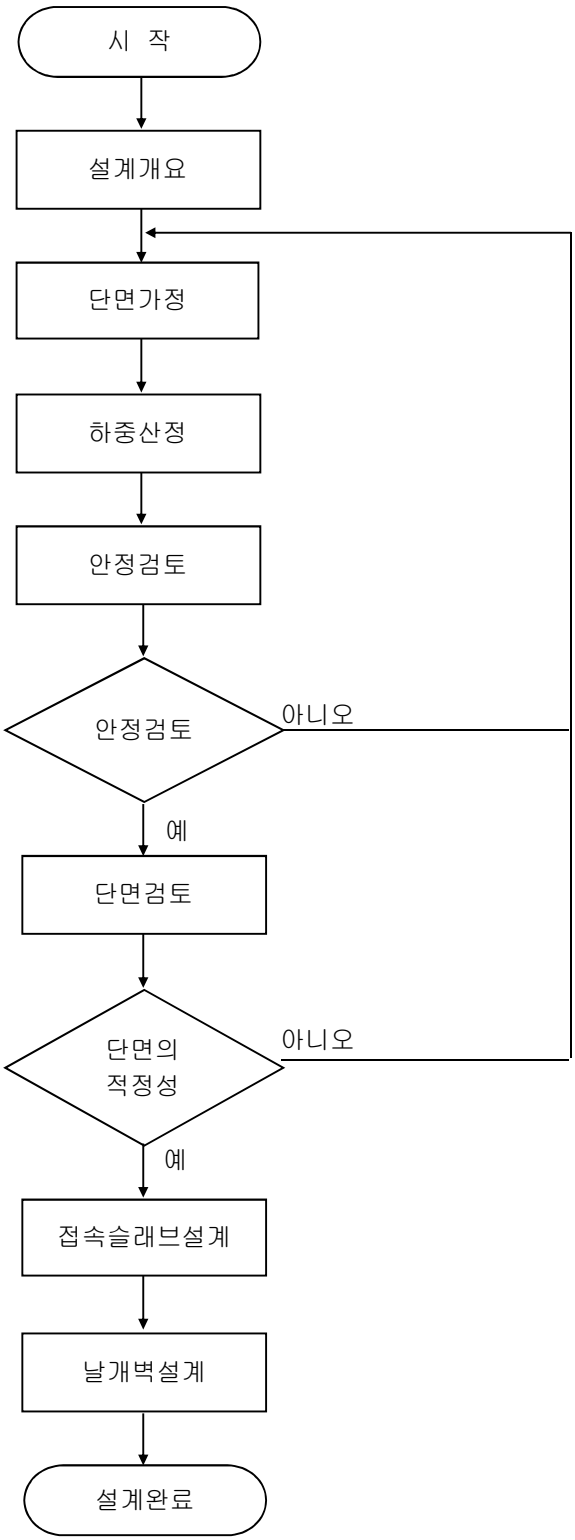
As1 = Hx/fsa = 126.532 x 10^3 / 150.000 = 843.546 mm²

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 20 EA

As = 198.600 x 22 + 198.600 x 20 = 8341.200 mm² ∴ O.K

시점 교대(오창방향)

▣ 설계단계 흐름도


시 작
설계개요
단면가정
하중산정
안정검토
안정검토
아니오
예
단면검토
단면의
적정성
아니오
예
접속슬래브설계
날개벽설계
설계완료

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. HCP 말뚝검토
- 1) HCP 이음위치 검토
- 2) HCP 말뚝 검토
- 3) 말뚝머리 작용력 집계표
- 4) 말뚝의 안정성 검토
- 5) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1643.500	776.122	O.K
	허용인발력(kN/EA)	366.520	-	O.K
	휨응력(MPa)	140.000	128.395	O.K
	전단응력(MPa)	80.000	14.460	O.K
	수평변위(mm)	15.000	13.276	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2465.250	947.383	O.K
	허용인발력(kN/EA)	549.780	-	O.K
	휨응력(MPa)	210.000	144.116	O.K
	전단응력(MPa)	120.000	21.691	O.K
	수평변위(mm)	15.000	11.221	O.K

■ 단면 휨 설계

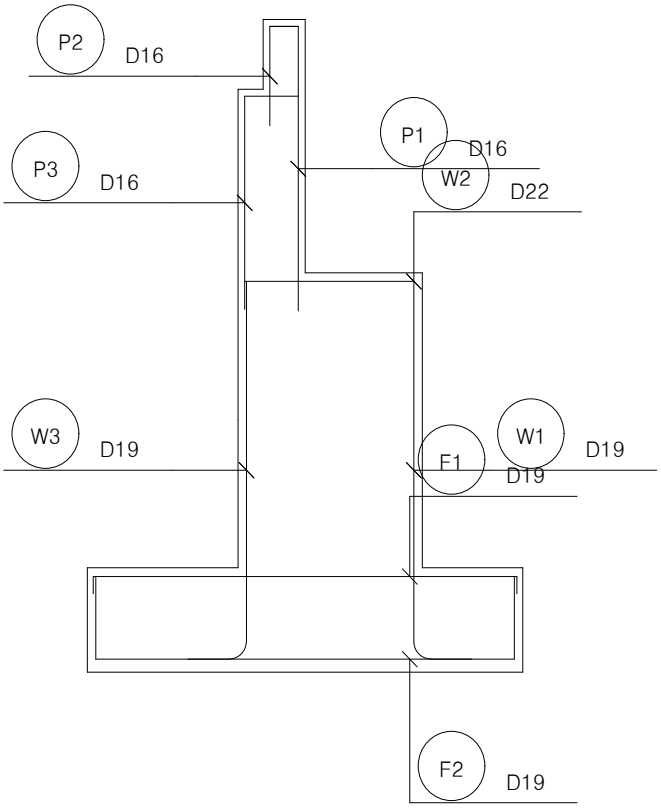
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1388.44	2292	368.139	603.833	1.640	O.K
후면저판		1200	100	954.077	2292	265.912	633.056	2.381	O.K
벽체 : H=6.850		2200	100	1526.32	2292	812.975	1217.516	1.498	O.K
흉벽		800	80	899.436	1588.8	163.62	286.971	1.754	O.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	781.12	1588.8	106.416	214.045	2.011	O.K
	A(T=620 mm)	620	80	2226.75	3096.8	297.326	408.448	1.374	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	647.434	1588.8	88.366	214.045	2.422	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	1033.36	1588.8	140.291	214.045	1.526	O.K
우측날개벽	A(T=610 mm)	610	80	405.966	1588.8	54.557	209.993	3.849	O.K
	B(T=610 mm)	610	80	294.425	1588.8	39.629	209.993	5.299	O.K
	C(T=610 mm)	610	80	406.286	1588.8	54.6	209.993	3.846	O.K

■ 사용성 검토

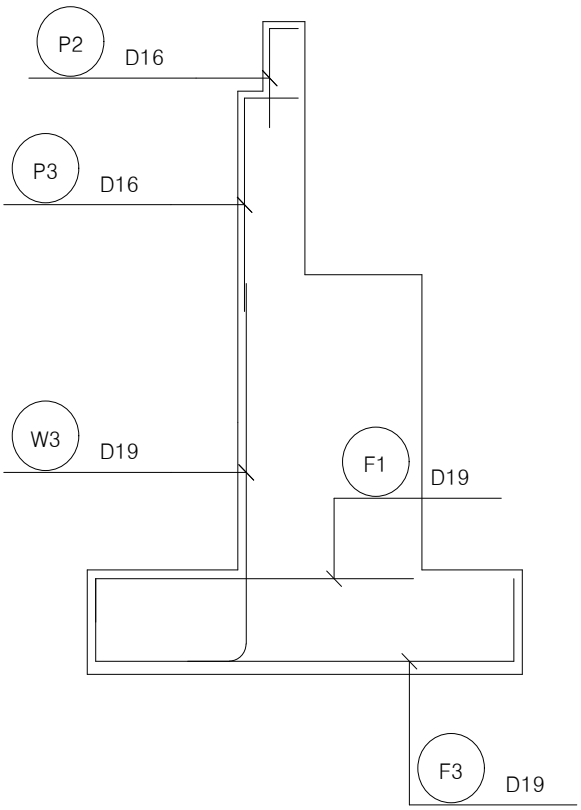
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		109.254	150	125.000	369.547	O.K
후면저판		55.496	150	125.000	1135.226	O.K
벽체 : H=6.850		69.394	150	125	907.857	O.K
흉벽		88.908	150	125	705.749	O.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	77.713	150	125	810.678	O.K
	A(T=620 mm)	113.931	150	125	518.71	O.K
	B(T=620 mm)	64.531	150	125	976.275	O.K
	C(T=620 mm)	102.451	150	125	588.661	O.K
우측날개벽	A(T=610 mm)	40.616	150	125	1551.123	O.K
	B(T=610 mm)	29.502	150	125	2135.434	O.K
	C(T=610 mm)	40.647	150	125	1549.911	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

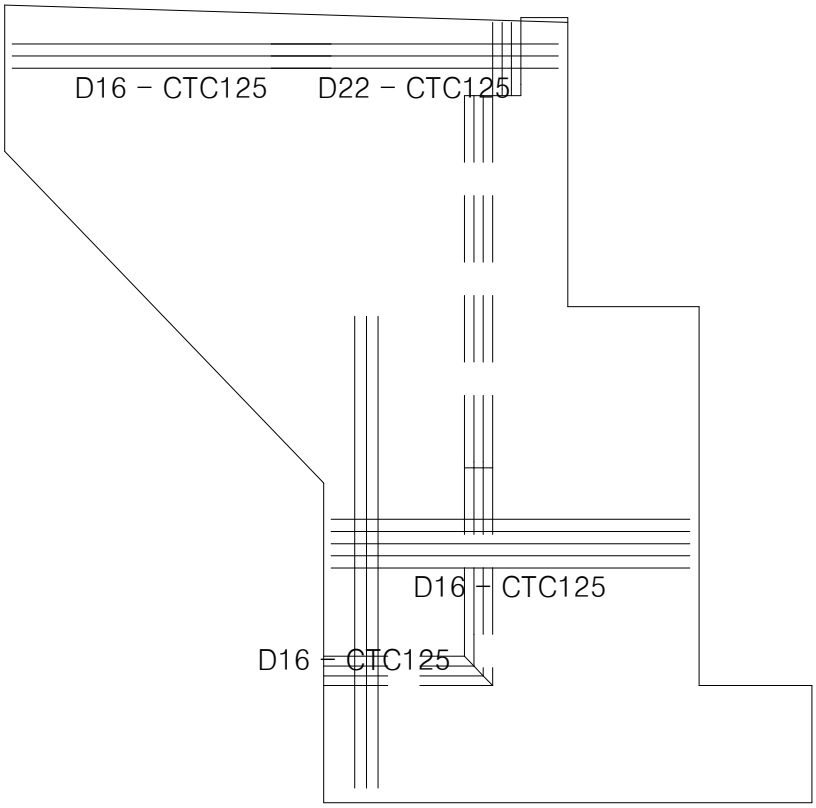


- ② Cycle (CTC = 250)

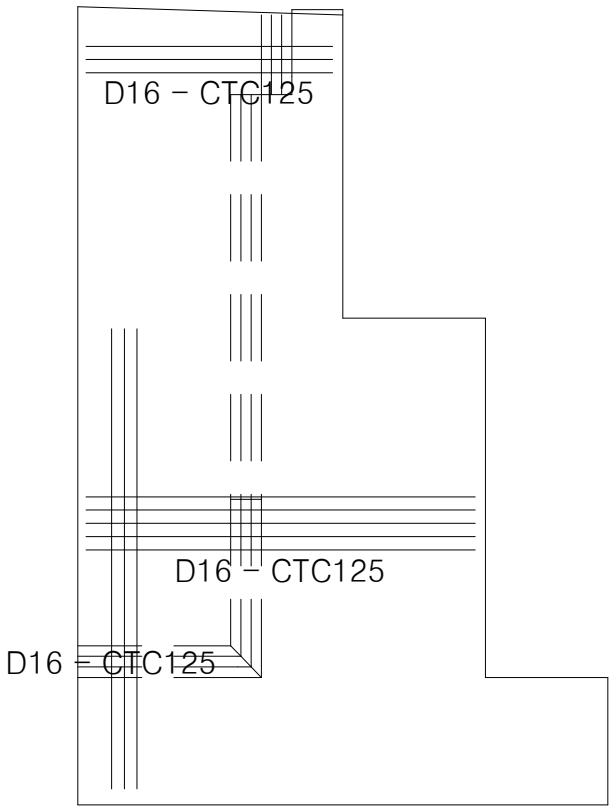


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : PSC BEAM
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 12.625 M
(5) 교 대 총높이 : H = 8.050 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 = 330.649 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 115.844 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 12.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : Φ2 = 28.416 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.343 ; 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]

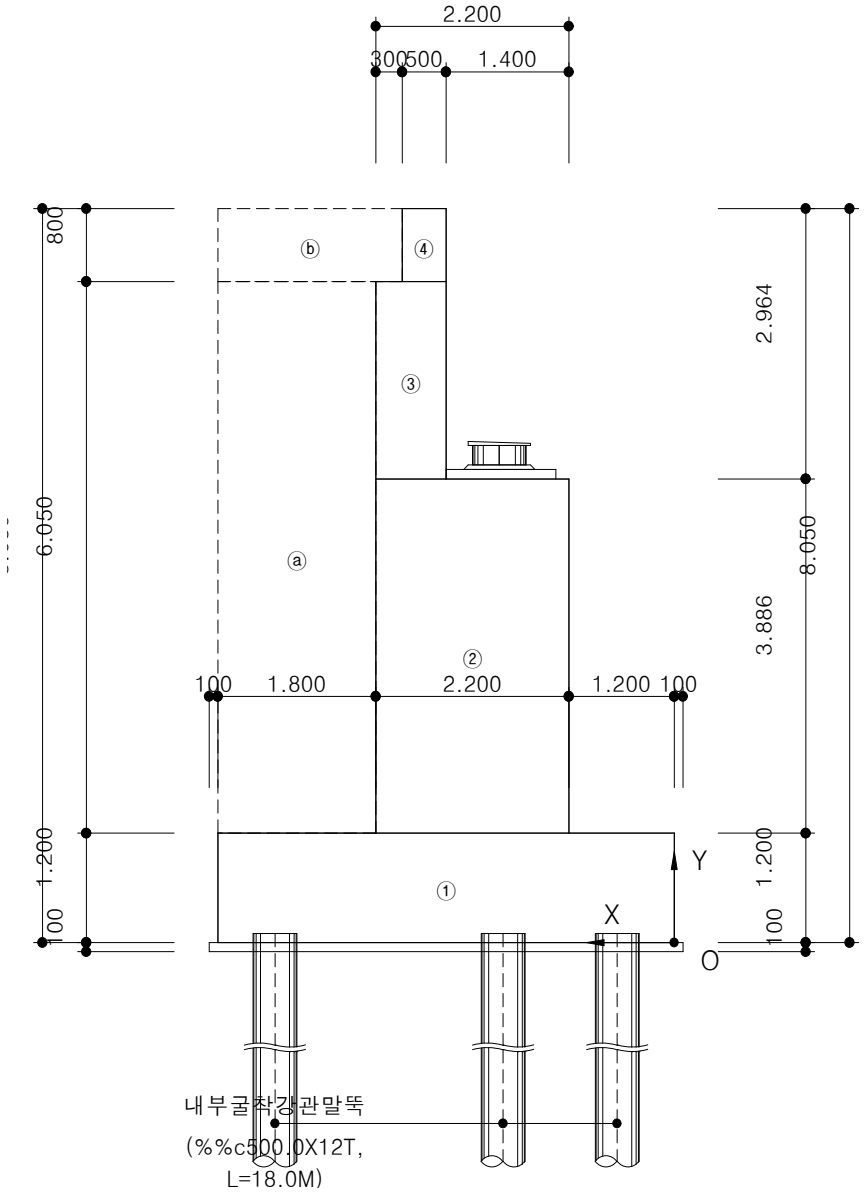
5) 설 계 방 법

(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	계
고정하중	993.350	631.659	832.829	573.586	1143.024	4174.448
활하중	315.502	392.996	391.393	285.253	77.388	1462.532

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
교축방향	151.270	150.530	149.830	149.340	149.530	750.500
직각방향	203.720	203.940	204.130	204.180	204.090	1020.060

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	5.200 × 1.200	= 6.240	25.000	156.000	12.012
	②	2.200 × 3.886	= 8.549	25.000	213.736	16.458
	③	0.800 × 2.164	= 1.731	25.000	43.283	3.333
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 16.921		423.019	32.572
뒷채움재	ⓐ	1.800 × 6.050	= 10.890	20.000	217.809	16.771
	ⓑ	2.100 × 0.800	= 1.680	20.000	33.600	2.587
	소계		= 12.570		251.409	19.358
총 계					674.428	51.931

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	2.600	0.600	405.600	7.207
	②	2.300	3.143	491.592	51.727
	③	3.000	6.168	129.849	20.557
	④	2.850	7.650	28.500	5.891
	소 계			1055.541	85.382
뒷채움재	ⓐ	4.300	4.225	936.579	70.861
	ⓑ	4.150	7.650	139.440	19.793
	소 계			1076.019	90.654
총 계				2131.559	176.036

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1055.541 / 423.019 = 2.495 m
  Y = 85.382 / 32.572 = 2.621 m
- 뒷채움재 : X = 1076.019 / 251.409 = 4.280 m
  Y = 90.654 / 19.358 = 4.683 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)

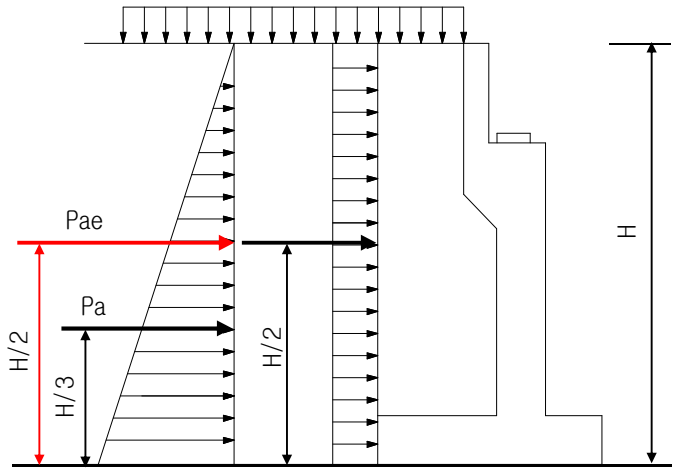
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 8.050 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 8.050² x cos(0.000)

= 175.626 kN

y = H / 3 = 2.683 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 8.050 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 8.050² x cos(0.000)

= 203.492 kN

y = H / 2 = 4.025 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.850 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 6.850² x cos(11.667 + 0.000)

= 115.351 kN

y = H / 3 = 2.283 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.850 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.850² x cos(0.000 + 0.000)

= 147.347 kN

y = H / 2 = 3.425 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 4174.448 ÷ 12.625 = 330.649 kN/m

- 활하중반력

Rl = 1462.532 ÷ 12.625 = 115.844 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

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

$= 0.000010 \times 25.0 \times 70.1$

$= 0.017520$ m

교량받침의 개수 : N = 5 EA

교대의 폭원 : B = 12.625 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 1797.400 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

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

$= 1797.400 \times 0.017520 \times 5 / 12.625$

$= 12.471$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

$Fm = Fm1 + Fm2$

$Fm1 = H1 \times \cos\theta$

$Fm2 = H2 \times \sin\theta$ (H2 ≤ kH x δ 일때)

$\sum(kH*\delta) \times \sin\theta$ (H2 > kH x δ 일때)

구분	1	2	3	4	5
KH	1797.4	1797.4	1797.4	1797.4	1797.4
δ(m)	0.09832	0.09803	0.09798	0.098	0.09784

$Fm = 80.797 \times \cos90.0 + 59.446 \times \sin90.0$

$= 59.446$ kN/m

H1 = 1020.060 ÷ (12.625 / sin90.0) = 80.797 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 750.500 ÷ (12.625 / sin90.0) = 59.446 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 2.100 = 21.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 8.050 m)

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

$= 0.271 \times 10.000 \times 8.050 \times \cos0.000$

$= 21.816$ kN

$y = H / 2 = 4.025$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 6.850 m)

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

$= 0.251 \times 10.000 \times 6.850 \times \cos11.667$

$= 16.839$ kN

$y = H / 2 = 3.425$ 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)	423.019	-	2.495	2.621	1055.542	-
2. 교대구체(지진시)	423.019	32.572	2.495	2.621	1055.542	85.381
3. 뒷채움재(평상시)	251.409	-	4.280	4.683	1076.019	-
4. 뒷채움재(지진시)	251.409	19.358	4.280	4.683	1076.019	90.651
5. 배면토압(평상시)	-	175.626	-	2.683	-	471.278
6. 배면토압(지진시)	-	203.492	-	4.025	-	819.081
7. 뒷채움 상재하중	21.000	21.816	4.150	4.025	87.150	87.812
8. 상부 고정하중반력	330.649	-	1.994	-	659.314	-
9. 상부 활하중반력	115.844	-	1.994	-	230.993	-
10. 교량받침마찰력	-	12.471	-	5.486	-	68.417
11. 상부관성력	-	59.446	-	5.486	-	326.127

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)	695.428	197.442	2218.711	559.090
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	695.428	197.442	2218.711	559.090
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	674.428	255.422	2131.561	995.113
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	1141.921	197.442	3109.018	559.090
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1141.921	209.913	3109.018	627.507
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1005.077	314.868	2790.875	1321.240

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

∑M = ∑Mr - ∑Mo

e = 말뚝도심(= 2.383) - ∑M / ∑V

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	8.000	5.200	-
2 열	1.950	8.000	15.600	-
3 열	4.550	8.000	36.400	-
계	-	24.000	57.200	2.383

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)	8779.779	2492.705	-0.003	-26.339
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	8779.779	2492.705	-0.003	-26.339
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	8514.654	3224.703	0.698	5943.228
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	14416.753	2492.705	0.150	2162.513
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	14416.753	2650.152	0.210	3027.518
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	12689.097	3975.209	0.921	11686.658

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

각 작용력은 교대의 전폭 12.625 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.

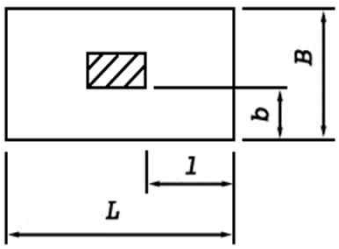
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 174710.063 x 24 / (12.625 x 5.200) = 63869.635 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 12.625 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.200 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 24 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

β = ⁴ √[(3 x 63869.635) / (26986000.000 x 1.200³)] = 0.253 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = max(l,b) = max(0.000, 1.800) = 1.800
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.600, 뒷굽기준으로 검토

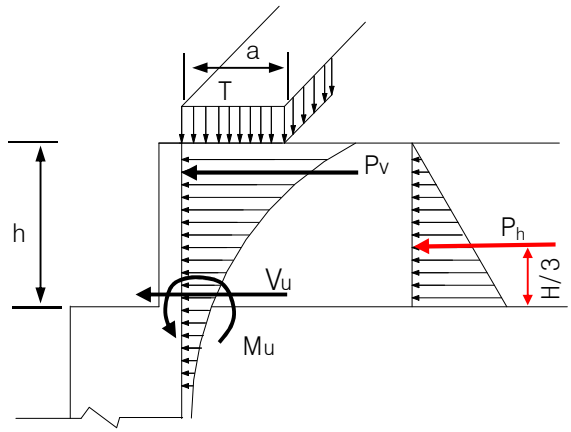


βλ = 0.253 x 1.800 = 0.456 ≤ 1.0, ∴ O.K

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 (2.964 - 0.36) = 74.907 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 2.964^2 x cos11.667 = 21.598 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.964 x 21.598 = 21.340 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 21.598 = 85.616 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 74.907 + 1.70 x 21.340 = 163.620 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.164 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.333 kN

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

Pw = 3.333 + 0.770 = 4.103 kN

Mw = 3.333 x 2.164/2 + 0.770 x (2.164 + 0.800/2) = 5.581 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 2.964^2 x cos0.000 = 27.589 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 2.964 x 27.589 = 40.888 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.103 + 1.00 x 27.589 = 31.691 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 5.581 + 1.00 x 40.888 = 46.469 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	85.616	163.620	
지진시	31.691	46.469	
설계단면력	85.616	163.620	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.850 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	20.560	2.602	-	1.000	20.560	53.501
2. 배면토압(평상시)	115.351	2.283	1.700	-	196.097	447.770
3. 배면토압(지진시)	147.347	3.425	-	1.000	147.347	504.682
4. 뒷채움 상재하중	16.839	3.425	1.700	-	28.626	98.049
5. 교량받침마찰력	12.471	4.286	-	-	-	-
6. 상부관성력	59.446	4.286	-	1.000	59.446	254.792

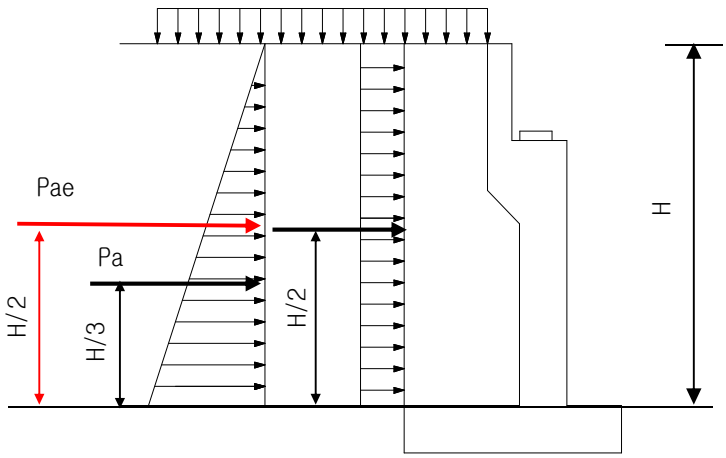
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 20.560 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 53.501 kN.m

y = Mo / Ho = 53.501 / 20.560 = 2.602



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 6.850 m)	224.723	545.819	
지진시(H = 6.850 m)	227.353	812.975	
설계단면력	227.353	812.975	

3) 기초 설계

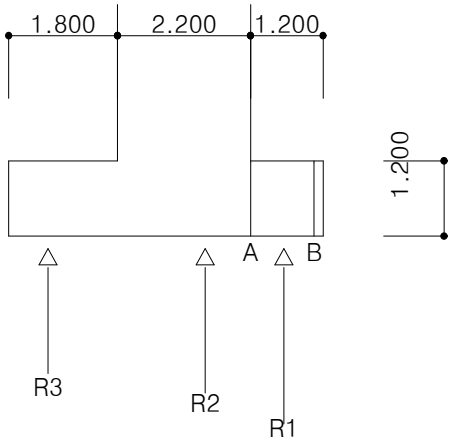
(1) Pile 반력집계 (본당)

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	693.11	694.04	603.57	1136.88	1109.97	947.38	456.17	456.17	747.90	776.12
Ru2	516.00	509.33	395.60	896.04	841.94	608.98	365.64	365.64	615.55	621.49
Ru3	276.51	254.23	43.79	525.36	421.32	5.37	252.89	252.89	416.69	381.42

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMBO 3,COMBO 6)은 고려하지 않는다.

(2) 기초 설계(계수하중)

① 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 12.625 (kN/m)

R2 = Ru2 x 8본 / 12.625 (kN/m)

R3 = Ru3 x 8본 / 12.625 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	693.110	554.250	467.770
COMB 2	694.040	547.440	444.740
COMB 3	603.570	416.980	150.680
COMB 4	1136.880	933.040	710.370
COMB 5	1109.970	880.420	613.750
COMB 6	947.380	633.380	127.380

- 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 = 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	241.560	5.850	213.480
COMB 2	0.000	241.883	5.850	213.803
COMB 3	0.000	210.353	4.500	188.753
COMB 4	0.000	396.219	5.850	368.139
COMB 5	0.000	386.841	5.850	358.761
COMB 6	0.000	330.177	4.500	308.577

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

COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

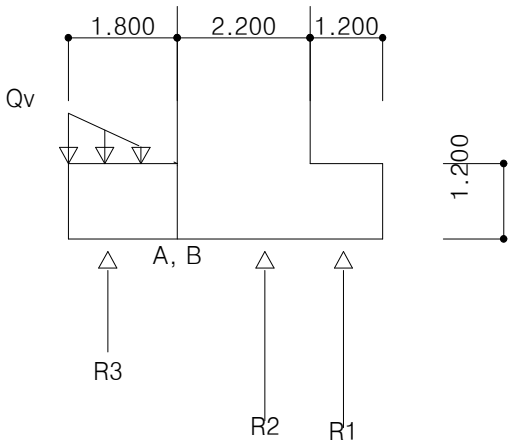
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 12.625 (kN/m)

R2 = Ru2 x 8본 / 12.625 (kN/m)

R3 = Ru3 x 8본 / 12.625 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	540.110	516.000	276.510
COMB 2	541.630	509.330	254.230
COMB 3	518.050	395.600	43.790
COMB 4	988.870	896.040	525.360
COMB 5	956.030	841.940	421.320
COMB 6	849.770	608.980	5.370

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 1.800 x 25.000 = 54.000 kN

Ma = 1.200 x 1.800 x 25.000 x 1.800 / 2 = 48.600 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 6.984 x 20.000 = 251.409 kN

Ma = 251.409 x (4.280 - 3.400) = 221.228 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.800 = 18.000 kN

Ma = 18.000 x (4.300 - 3.400) = 16.200 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 6.850^2 x sin11.667

= 25.714 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 25.714 / 1.800

= 28.571 kN

Vb = 28.571 x 1.800 / 2 - (1.800 - 1.800) / 1.800 x 28.571 / 2 = 25.714 kN

Ma = 28.571 x 1.800 x 1.800 / 3 = 30.857 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 1.150 + 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		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	175.217	201.499	304.228	236.563
COMB 2	161.095	185.260	303.050	239.033
COMB 3	27.746	31.908	277.663	237.920
COMB 4	332.901	382.836	146.544	55.226
COMB 5	266.977	307.023	197.168	117.269
COMB 6	3.405	3.916	302.004	265.912

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

COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

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

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 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	368.1	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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1388.436 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 1.651]

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 = 1,388.436 ㎟

ρmin = MAX(1,388.436, 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 (= 368.139 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.640]

* 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	265.9	304.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.08022

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 954.077 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) [사용률 = 2.402]

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 = 954.077 ㎟

ρmin = MAX(954.077, 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 (= 265.912 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.381]

* 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 (= 304.228 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=6.850

* 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	2200.00	2100.00	100.00	812.98	227.35

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1526.318 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.502]

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 (= 812.975 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.498]

* 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 (= 227.353 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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	163.62	85.62

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 899.436 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.766]

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 (= 163.620 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.754]

* 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 (= 85.616 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 306

D16 - CTC 306 = 1300.062 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1300.062 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 306 = 650.031 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 650.0 ㎟ ∴ 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 (2.964 - 0.36) = 74.907 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 2.964^2 x cos11.667 = 21.598 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.964 x 21.598 = 21.340 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 21.598 = 50.362 kN

Ms = 74.907 + 21.340 = 96.247 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.850 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	20.560	2.602	-	1.000	20.560	53.501
2. 배면토압(평상시)	115.351	2.283	1.000	-	115.351	263.394
3. 배면토압(지진시)	147.347	3.425	-	1.000	147.347	504.682
4. 뒷채움 상재하중	16.839	3.425	1.000	-	16.839	57.676
5. 교량받침마찰력	12.471	4.286	1.000	-	12.471	53.452
6. 상부관성력	59.446	4.286	-	1.000	59.446	254.792

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 20.560 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 53.501 kN.m

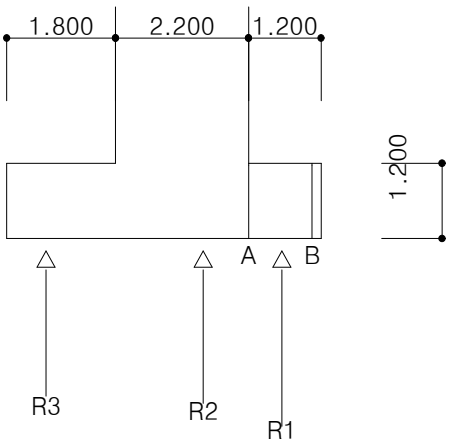
y = Mo / Ho = 53.501 / 20.560 = 2.602

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	132.190	321.070	

3) 기초 설계(사용하중)

① 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 12.625 (kN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 12.625 (kN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 12.625 (kN/m)

R2 R1

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	456.170	388.410	366.730
COMB 2	456.170	388.410	366.730
COMB 3	603.570	416.980	150.680
COMB 4	747.900	637.500	526.440
COMB 5	776.120	644.550	496.730
COMB 6	947.380	633.380	127.380

- 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 = 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

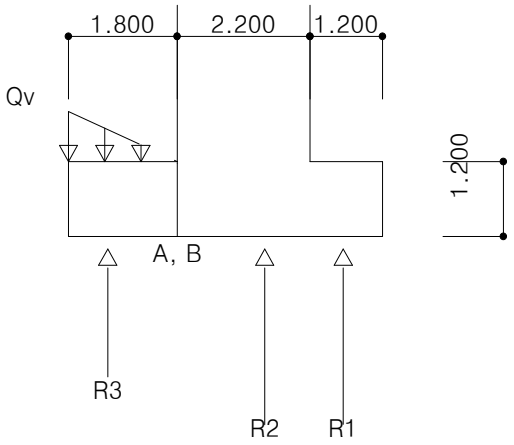
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	158.983	4.500	137.383
COMB 2	0.000	158.983	4.500	137.383
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	260.655	4.500	239.055
COMB 5	0.000	270.490	4.500	248.890
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

② 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 12.625 (kN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 12.625 (kN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 12.625 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	365.100	365.640	252.890
COMB 2	365.100	365.640	252.890
COMB 3	518.050	395.600	43.790
COMB 4	660.110	615.550	416.690
COMB 5	683.870	621.490	381.420
COMB 6	849.770	608.980	5.370

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 -『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3 x 1.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000
Ma = R3 x 1.150 + 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	160.247	184.283	188.876	132.601
COMB 2	160.247	184.283	188.876	132.601
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	264.042	303.648	85.081	13.236
COMB 5	241.690	277.944	107.432	38.941
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)] = 248.890 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]
= 109.254 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 / 109.25) - 2.5 x 140.50 = 369.55 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 109.25) = 576.64 mm
Sa는 작은 값인 369.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 369.55 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 132.601 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]
= 55.496 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 / 55.50) - 2.5 x 90.50 = 1192.78 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 55.50) = 1135.23 mm
Sa는 작은 값인 1135.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 1135.23 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=6.850

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 321.070 x 1000000 / [2292.000 x (2100.000 - 244.037/3)]
= 69.394 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 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 / 69.39) - 2.5 x 90.50 = 908.57 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 69.39) = 907.86 mm

Sa는 작은 값인 907.86 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 907.86 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 96.247 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]

= 88.908 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 / 88.91) - 2.5 x 72.00 = 705.75 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 88.91) = 708.60 mm

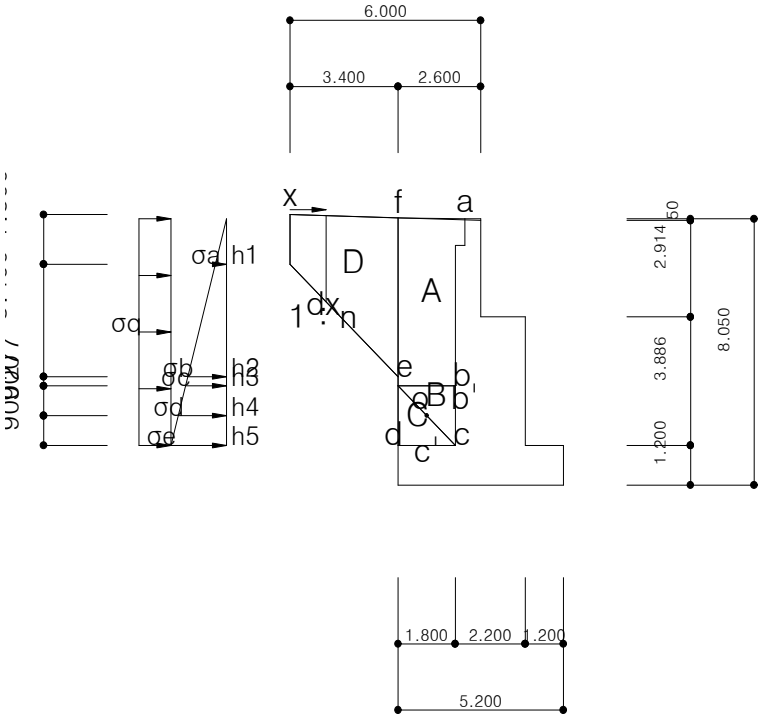
Sa는 작은 값인 705.75 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 705.75 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

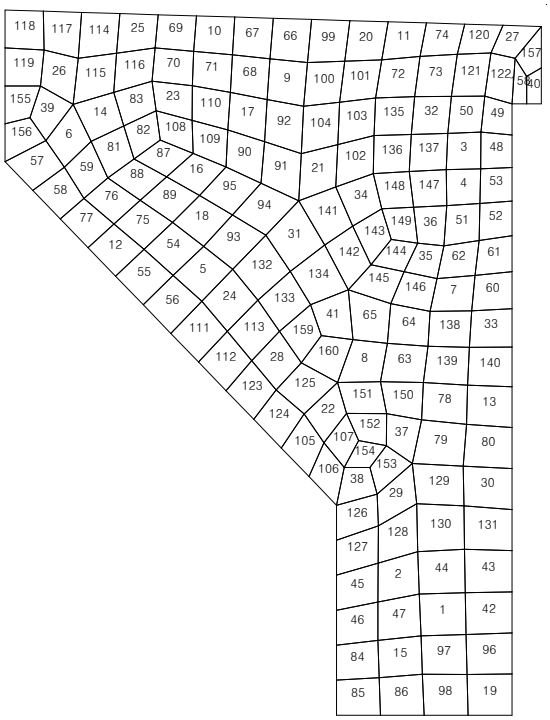


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	106.416	297.326	88.366	140.291
전단력(kN)	75.029	170.401	112.644	128.500

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	62.598	174.898	51.980	82.524
전단력(kN)	44.135	100.236	66.261	75.588

(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	106.42	75.03

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 781.120 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.034]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 214.045 kN.m

≥ Mu (= 106.416 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.011]

* 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 (= 75.029 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	297.33	170.40

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2226.748 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.391]

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 (= 297.326 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.374]

* 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 (= 170.401 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	88.37	112.64

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 647.434 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.454]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 214.045 kN.m

≥ Mu (= 88.366 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.422]

* 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 (= 112.644 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	140.29	128.50

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1033.359 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.538]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 214.045 kN.m

≥ Mu (= 140.291 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.526]

* 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 (= 128.500 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 62.598 x 1000000 / [1588.800 x (540.000 - 99.037/3)]

= 77.713 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x1588.800)]

= 99.037 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 77.71) - 2.5 x 72.00 = 833.35 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 77.71) = 810.68 mm

Sa는 작은 값인 810.68 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 810.68 mm) ∴ O.K

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 174.898 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]

= 113.931 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 / 113.93) - 2.5 x 69.00 = 518.71 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 113.93) = 552.97 mm

Sa는 작은 값인 518.71 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 518.71 mm) ∴ O.K

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 51.980 x 1000000 / [1588.800 x (540.000 - 99.037/3)]

= 64.531 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x1588.800)]

= 99.037 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 64.53) - 2.5 x 72.00 = 1040.34 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 64.53) = 976.28 mm

Sa는 작은 값인 976.28 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 976.28 mm) ∴ O.K

④ C(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 82.524 x 1000000 / [1588.800 x (540.000 - 99.037/3)]
= 102.451 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x1588.800)]
= 99.037 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 102.45) - 2.5 x 72.00 = 588.66 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 102.45) = 614.93 mm

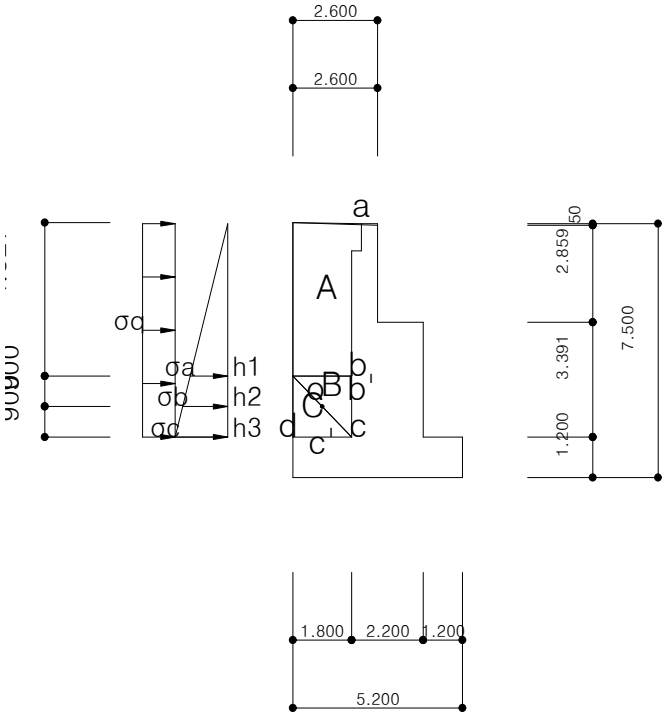
Sa는 작은 값인 588.66 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 588.66 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

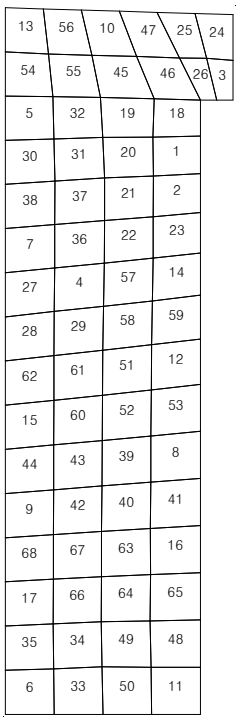


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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	54.557	39.629	54.600
전단력(kN)	0.000	85.265	81.952	91.247

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	32.093	23.311	32.118
전단력(kN)	0.000	50.156	48.207	53.675

(2) 철근량 검토

① A(T=610 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	610.00	530.00	80.00	54.56	85.27

* 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 (530.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05484

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 405.966 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.914]

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 = 0.00300

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 (530.00 - a/2) = 209.993 kN.m

≥ Mu (= 54.557 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.849]

* 전단에 대한 검토 (d = 530.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 530.00 = 346.195 kN

≥ Vu (= 85.265 kN) , 전단보강 불필요.

② B(T=610 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	610.00	530.00	80.00	39.63	81.95

* 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 (530.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05484

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 294.425 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.396]

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 = 0.00300

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 (530.00 - a/2) = 209.993 kN.m

≥ Mu (= 39.629 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.299]

* 전단에 대한 검토 (d = 530.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 530.00 = 346.195 kN

≥ Vu (= 81.952 kN) , 전단보강 불필요.

③ C(T=610 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	610.00	530.00	80.00	54.60	91.25

* 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 (530.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05484

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 406.286 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.911]

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 = 0.00300

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 (530.00 - a/2) = 209.993 kN.m

≥ Mu (= 54.600 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.846]

* 전단에 대한 검토 (d = 530.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 530.00 = 346.195 kN

≥ Vu (= 91.247 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=610 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 32.093 x 1000000 / [1588.800 x (530.000 - 98.023/3)]

= 40.616 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x530.0/(7x1588.800)]

= 98.023 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 / 40.62) - 2.5 x 72.00 = 1758.90 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 40.62) = 1551.12 mm

Sa는 작은 값인 1551.12 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1551.12 mm) ∴ O.K

② B(T=610 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 23.311 x 1000000 / [1588.800 x (530.000 - 98.023/3)]

= 29.502 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x530.0/(7x1588.800)]

= 98.023 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 / 29.50) - 2.5 x 72.00 = 2489.29 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 29.50) = 2135.43 mm

Sa는 작은 값인 2135.43 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2135.43 mm) ∴ O.K

③ C(T=610 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 32.118 x 1000000 / [1588.800 x (530.000 - 98.023/3)]

= 40.647 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x530.0/(7x1588.800)]

= 98.023 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 / 40.65) - 2.5 x 72.00 = 1757.39 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 40.65) = 1549.91 mm

Sa는 작은 값인 1549.91 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1549.91 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 8.000 = 5.600 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

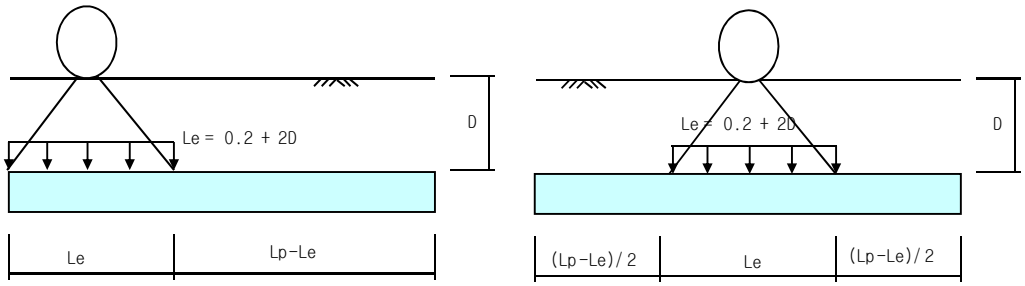
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 5.600 / 2 - 11.250 x 0.3 = 27.563 kN/m

Md = 11.250 x 5.600² / 8 = 44.100 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 0.350) / (2 x 5.600)

= 76.514 kN.m

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

= 416.000 x 5.600/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 114.400 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 27.563 + 2.15 x 76.514

= 200.337 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 44.100 + 2.15 x 114.400

= 303.290 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	450.00	350.00	100.00	303.29	200.34

* 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 (350.00 - 63.500) / 63.500 = 0.01354

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2734.889 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.132]

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 = 0.00885

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 (350.00 - a/2) = 340.104 kN.m

≥ Mu (= 303.290 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.121]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 200.337 kN) , 전단보강 불필요.

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

55/√(5.600) = 23.24% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 2734.9 ㎟

필요 철근량 : 2734.9 x 0.232 = 635.6 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 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)] = 158.500 x 1000000 / [3096.800 x (350.000 - 103.399/3)]

= 162.207 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x3096.800)]

= 103.399 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)

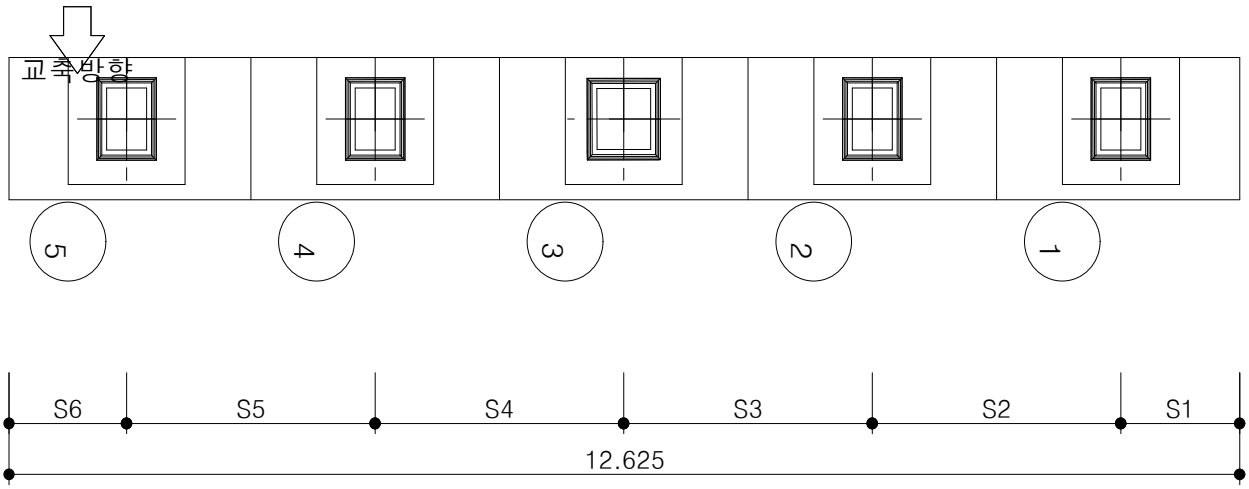
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.21) - 2.5 x 89.00 = 262.99 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 162.21) = 388.39 mm

Sa는 작은 값인 262.99 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 262.99 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 35.093 = 375.463 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	375.463	610.000	410.000	488.879	O.K
2	375.463	610.000	410.000	488.879	O.K
3	375.463	600.000	550.000	493.838	O.K
4	375.463	610.000	410.000	488.880	O.K
5	375.463	610.000	410.000	488.880	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

N = (200 + 1.67 x L + 6.66 x H) x (1 + 0.000125 x θ^2) mm

= (200 + 1.67 x 140.263 + 6.66 x 17.759) x (1 + 0.000125 x 0.00^2)

= 552.516 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1400 - 100 - 50 = 1250 mm ≥ 553 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1376.990	O.K	258.822	254.650	O.K
SHOE 2	1750.000	1254.173	O.K	258.822	254.925	O.K
SHOE 3	1750.000	1257.280	O.K	258.822	255.162	O.K
SHOE 4	1750.000	1245.204	O.K	258.822	255.225	O.K
SHOE 5	1750.000	1531.525	O.K	258.822	255.112	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(㎜)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1376.990	142.171	191.466	1204.000	1708.900	
2	1254.173	141.476	191.673	1204.000	1736.500	
3	1257.280	140.818	213.855	1344.000	1731.500	
4	1245.204	140.357	191.898	1204.000	1736.500	
5	1531.525	140.536	191.814	1204.000	1701.600	

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	2361.216	5730.000	O.K	3112.428	5730.000	O.K
2	2230.514	5730.000	O.K	2950.050	5730.000	O.K
3	2242.513	5730.000	O.K	3069.203	5730.000	O.K
4	2213.852	5730.000	O.K	2939.595	5730.000	O.K
5	2508.936	5730.000	O.K	3320.793	5730.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	947.807	12033.000	O.K	1276.441	12033.000	O.K
2	943.170	12033.000	O.K	1277.820	12033.000	O.K
3	938.784	12033.000	O.K	1425.699	12033.000	O.K
4	935.714	12033.000	O.K	1279.323	12033.000	O.K
5	936.905	12033.000	O.K	1278.759	12033.000	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 4

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1245.204 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

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

  $= 0.000010 \times 25.0 \times 70.1$

  $= 0.017520$ m

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

  $= 1797.400 \times 0.017520$

  $= 31.490$ kN/m

  Hx1 = 31.490 / 1.15 = 27.383 kN

  Hx2 = 186.675 / 1.33 = 140.357 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 140.357 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 255.225 / 1.33 = 191.898 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 191.898 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 794.000 mm b2y = 1275.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1588.000 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2550.000 mm > 5 x b1y = 2050.000 mm

$Asx1 = 1/4 \times (1 - b1x/bcx) \times P/fsa$

$= 1/4 \times (1 - 610.000/1588.000) \times 1245.204 \times 10^3 / 150.000$

$= 1278.138$ mm²

$Asy1 = 1/4 \times (1 - b1y/bcy) \times P/fsa$

$= 1/4 \times (1 - 410.000/2050.000) \times 1245.204 \times 10^3 / 150.000$

$= 1660.272$ mm²

③ 수평하중에 대한 보강

$Asx2 = Hx/fsa$

$= 140.357 \times 10^3 / 150.000$

$= 935.714$ mm²

$Asy2 = Hy/fsa$

$= 191.898 \times 10^3 / 150.000$

$= 1279.323$ mm²

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 1275.000 = 1885.000 mm

  여기서, 교좌중심에서의 연단거리 794.000 mm가 Bxo/2 = 942.500 mm보다 작으므로 보정필요

  Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 794.000 + (610.000+1275.000)/2 = 1736.500 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 410.000 + 794.000 = 1204.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 1660.272 + 1279.323 = 2939.595 mm²

  Bxo = 1736.500 mm 범위내에서 D19 - 20 EA

  As = 286.500 x 20 = 5730.000 mm² ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 1278.138 + 935.714 = 2213.852 mm²

  Byo = 1204.000 mm 범위내에서 D19 - 20 EA

  As = 286.500 x 20 = 5730.000 mm² ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 4

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 191.898 x 10^3 / 150.000 = 1279.323 mm²

사용철근 : D19 - 22 EA + D19 - 20 EA

As = 286.500 x 22 + 286.500 x 20 = 12033.000 mm² ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 140.357 x 10^3 / 150.000 = 935.714 mm²

사용철근 : D19 - 22 EA + D19 - 20 EA

As = 286.500 x 22 + 286.500 x 20 = 12033.000 mm² ∴ O.K

종점 교대(오창방향)

목 차

■ 해 석 결 과 요 약
- 안정검토 및 응력검토
- 단면 휨 설계
- 사용성 검토
- 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
1) 자중 및 관성력
2) 배면토에 의한 토압
3) 상부구조에 의한 하중
4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
1) 하중집계 및 조합
2) 전도에 대한 안정
3) 활동에 대한 안정
4) 지지력에 대한 안정
5) 기초 중앙 작용력 산정

5. 단 면 설 계
1) 흉벽 설계
2) 벽체 설계
3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
1.1 흉벽 설계
2.2 벽체 설계
3.3 기초 설계
4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
1) 좌측 날개벽
2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
1) 지간 및 하중 산정
2) 단면력 검토
3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
1) 받침 연단거리 검토
2) 최소 받침지지 길이 검토
3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
4) 교량받침 보강 철근 검토
5) 교량받침 하면 보강
6) 교량받침 콘크리트 보강

▣ 결과 요약

■ 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	전도에 대한 안정	2139.327	674.765	O.K
	활동에 대한 안정	408.429	223.733	O.K
	지지력에 대한 안정	1000	407.856	O.K
지진시	전도에 대한 안정	2730.208	1563.459	O.K
	활동에 대한 안정	398.229	283.335	O.K
	지지력에 대한 안정	1500	618.797	O.K

■ 단면 휨 설계

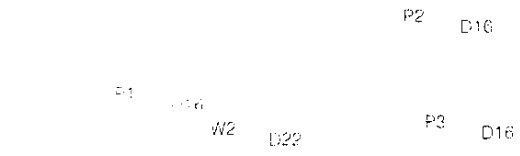
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1000	100	1705.68	2694.4	385.998	604.753	1.567	O.K
후면저판		1000	100	851.95	2694.4	194.162	604.753	3.115	O.K
벽체 : H=7.600		2300	100	1937.78	3096.8	1080.056	1719.323	1.592	O.K
흉벽		800	80	883.311	1588.8	160.713	286.971	1.786	O.K
좌측날개벽	A(T=450 mm)	450	80	663.261	1588.8	61.754	145.17	2.351	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	273.091	1588.8	25.626	145.17	5.665	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	344.473	1588.8	32.279	145.17	4.497	O.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	474.721	1588.8	64.946	214.045	3.296	O.K
	A(T=620 mm)	620	80	1341.51	2292	181.351	305.759	1.686	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	391.375	1588.8	53.605	214.045	3.993	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	379.965	1588.8	52.05	214.045	4.112	O.K

■ 사용성 검토

구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		106.14	150	125	519.446	O.K
후면저판		46.373	150	125	1358.54	O.K
벽체 : H=7.600		66.096	150	125	953.157	O.K
흉벽		87.328	150	125	721.415	O.K
좌측날개벽	A(T=450 mm)	66.611	150	125	945.788	O.K
	B(T=450 mm)	27.642	150	125	2279.147	O.K
	C(T=450 mm)	34.817	150	125	1809.438	O.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	47.429	150	125	1328.312	O.K
	A(T=620 mm)	92.874	150	125	671.675	O.K
	B(T=620 mm)	39.146	150	125	1609.346	O.K
	C(T=620 mm)	38.011	150	125	1657.415	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)





F1 D19

F2 D19

- ② Cycle (CTC = 250)





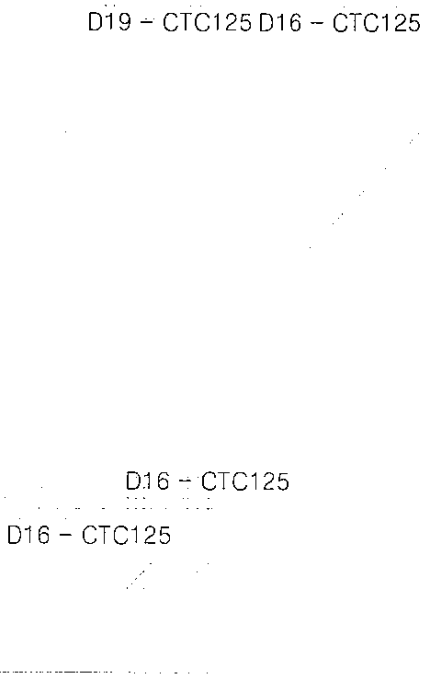
F3 D22

▣ 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 : PSC BEAM
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 13.216 M
(5) 교 대 총높이 : H = 8.600 M
(6) 기 초 형 식 : MASS 기초
(7) SKEW : 82.207 °

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 = 315.870 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 110.758 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 = 240.000 kN/m²
(5) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 600.00 kN/m²
(6) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.600 ; $\tan\Phi b$ = 0.60, Cb = 0 : 잉과 콘크리트
(7) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 : 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도 : fck = 24.000 MPa
- 탄성계수 : Ec = 26986.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300) : fy = 300.000 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

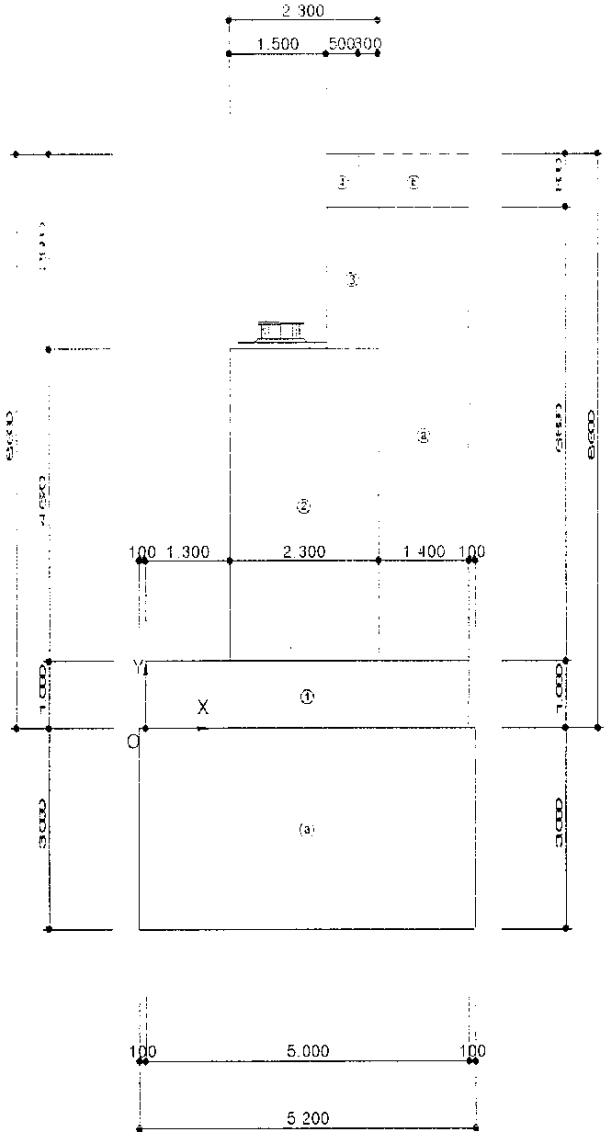
5) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
(3) 두루설계 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	계
고정하중	993.350	631.659	832.829	573.586	1143.024	4174.448
활하중	314.650	393.887	391.536	286.070	77.607	1463.750

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
교축방향	152.430	151.140	149.950	148.860	149.270	751.650
직각방향	125.360	125.360	125.300	125.160	124.990	626.170

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	5.000 × 1.000	= 5.000	25.000	125.000	9.625
	②	2.300 × 4.670	= 10.741	25.000	268.517	20.676
	③	0.800 × 2.130	= 1.704	25.000	42.601	3.280
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 17.845		446.118	34.351
뒷채움재	ⓐ	1.400 × 6.800	= 9.520	20.000	190.397	14.661
	ⓑ	1.700 × 0.800	= 1.360	20.000	27.200	2.094
	소계		= 10.880		217.597	16.755
총 계					663.715	51.106

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	2.500	0.500	312.500	4.813
	②	2.450	3.335	657.868	68.953
	③	3.200	6.735	136.322	22.092
	④	3.050	8.200	30.500	6.314
	소 계			1137.190	102.171
뒷채움재	ⓐ	4.300	4.400	818.708	64.506
	ⓑ	4.150	8.200	112.880	17.174
	소 계			931.588	81.680
총 계				2068.777	183.851

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1137.190 / 446.118 = 2.549 m
  Y = 102.171 / 34.351 = 2.974 m
- 뒷채움재 : X = 931.588 / 217.597 = 4.281 m
  Y = 81.680 / 16.755 = 4.875 m

2) 배면토에 의한 토압

'1. 토압계수 산정

- 평상시 주동두압계수 (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)

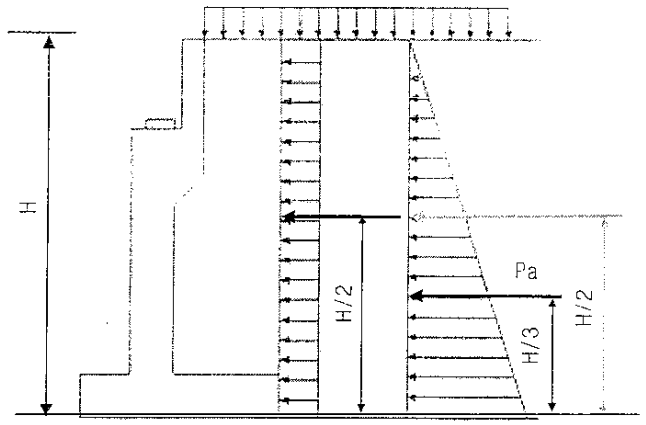
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 8.600 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 8.600^2 x cos(0.000)

= 200.427 kN

y = H / 3 = 2.867 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 8.600 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 8.600^2 x cos(0.000)

= 232.229 kN

y = H / 2 = 4.300 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 7.600 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ + β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 7.600^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 141.979 kN

y = H / 3 = 2.533 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.600 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ + β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.600^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 181.361 kN

y = H / 2 = 3.800 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 4174.448 ÷ (13.095 / sin82.207) = 315.870 kN/m

- 활하중반력

Rl = 1463.750 ÷ (13.095 / sin82.207) = 110.758 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

· 상부구조의 신축량

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

$= 0.000010 \times 25.0 \times 70.2$

$= 0.017546$ m

교량받침의 개수 : N = 5 EA

교대의 폭원 : B = 13.216 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 1797.375 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

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

$= 1797.375 \times 0.017546 \times 5 / 13.216$

$= 11.932$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

$Fm = Fm1 + Fm2$

$Fm1 = H1 \times \cos\theta$

$Fm2 = H2 \times \sin\theta$ (H2 ≤ kH x δ 일때)

$\sum(kH*\delta) \times \sin\theta$ (H2 > kH x δ 일때)

구분	1	2	3	4	5
KH	1797.38	1797.38	1797.38	1797.38	1797.38
δ(m)	0.09942	0.09866	0.0981	0.09758	0.09735

$Fm = 47.381 \times \cos 82.2 + 56.876 \times \sin 82.2$

$= 62.775$ kN/m

H1 = 626.170 ÷ (13.095 / sin82.2) = 47.381 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 751.650 ÷ (13.095 / sin82.2) = 56.876 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 1.700 = 17.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 8.600 m)

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

$= 0.271 \times 10.000 \times 8.600 \times \cos 0.000$

$= 23.306$ kN

y = H / 2 = 4.300 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 7.600 m)

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

$= 0.251 \times 10.000 \times 7.600 \times \cos 11.667$

$= 18.682$ kN

y = H / 2 = 3.800 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)	446.118	-	2.549	2.974	1137.190	-
2. 교대구체(지진시)	446.118	34.351	2.549	2.974	1137.190	102.171
3. 뒷채움재(평상시)	217.597	-	4.281	4.875	931.587	-
4. 뒷채움재(지진시)	217.597	16.755	4.281	4.875	931.587	81.680
5. 배면토압(평상시)	-	200.427	-	2.867	-	574.551
6. 배면토압(지진시)	-	232.229	-	4.300	-	998.573
7. 뒷채움 상재하중	17.000	23.306	4.150	4.300	70.550	100.215
8. 상부 고정하중반력	315.870	-	2.094	-	661.432	-
9. 상부 활하중반력	110.758	-	2.094	-	231.927	-
10. 교량받침마찰력	-	11.932	-	6.070	-	72.426
11. 상부관성력	-	62.775	-	6.070	-	381.036

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)	680.715	223.733	2139.327	674.766
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	680.715	223.733	2139.327	674.766
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	663.715	283.335	2068.777	1182.424
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	1107.343	223.733	3032.686	674.766
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1107.343	235.655	3032.686	747.192
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	979.585	346.110	2730.209	1563.460

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

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

③ Mass기초의 작용력 산정

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	거리(m)	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)
ⓐ	5.200	3.000	15.600	2.600	366.600	28.228	953.160
계	-	-	15.600	-	366.600	28.228	953.160

* 수평력(H)는 V x Kh(=0.077)로 산정한다.

* 작용거리는 앞굽폭연단을 기준으로 산정한다.

e = 5.200/2 - 953.160/366.600 = 0.000 m

x = 3 x (5.200/2 - 0.000) = 7.800 m

* 저면반력의 작용폭(x = 7.800m)이 B(= 5.200m)보다 큰 경우 : 사다리꼴 분포

Qmax = (366.600/5.200) x (1 + 6 x 0.000/5.200) = 70.500 kN

Qmin = (366.600/5.200) x (1 - 6 x 0.000/5.200) = 70.500 kN

2) 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다 [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비 고
COMB 1	2139.327	674.766	680.715	3.170	0.348	0.833	O.K
COMB 2	2139.327	674.766	680.715	3.170	0.348	0.833	O.K
COMB 3	2069.777	1189.494	663.715	1.750	1.185	1.667	O.K
COMB 4	3032.686	674.766	1107.343	4.494	0.371	0.833	O.K
COMB 5	3032.686	747.192	1107.343	4.059	0.430	0.833	O.K
COMB 6	2730.209	1563.460	979.585	1.746	1.303	1.667	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr / Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시)

3) 활동에 대한 안정

- 직접기초바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	(m)	허용안전율
COMB 1	680.715	408.429	226.733	1.826	1.500	O.K
COMB 2	680.715	408.429	226.733	1.826	1.500	O.K
COMB 3	663.715	398.229	283.335	1.406	1.200	O.K
COMB 4	1107.343	664.406	226.733	2.970	1.500	O.K
COMB 5	1107.343	664.406	235.665	2.819	1.500	O.K
COMB 6	979.585	587.751	346.110	1.698	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

4) 지지력에 대한 안정

- 직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다 [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비 고
COMB 1	680.715	1464.181	0.642	693.577	79.[illegible]	1000.000	O.K
COMB 2	680.715	1404.181	0.345	763.577	79.[illegible]	1000.000	O.K
COMB 3	663.715	868.353	1.165	401.833	0.000	1500.000	O.K
COMB 4	1107.340	2357.920	0.371	890.474	122.984	1000.000	O.K
COMB 5	1107.340	2295.464	0.436	847.356	105.591	1000.000	O.K
COMB 6	979.585	1166.340	1.300	318.797	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

지지력에 대한 안정은 "Qmax + MASS에 의한 반력(= 70.500 kN)"의 값으로 검토한다.

: 『MASS기초의 반력산정』 참조

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1.2.4.5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3.6

지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

■ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√(5.000 x 13.216) / 0.3)^-¾) = 280.667 kN/m³

$$k_v = k_{v0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3*α*Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 13.216 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.000 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

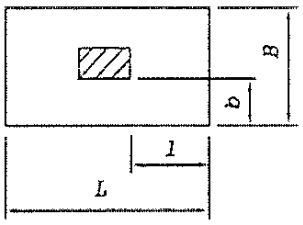
β = ⁴ √[(3 x 280.667) / (26986000.000 x 1.000³)] = 0.075 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 1.400) = 1.400

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.500, 뒷굽기준으로 검토

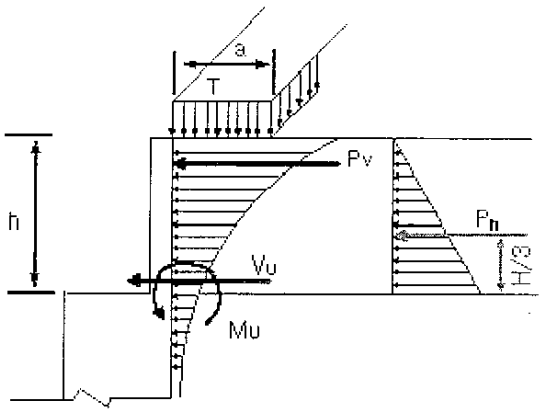


$\beta\lambda$ = 0.075 x 1.400 = 0.105 ≤ 1.0. ∴ O.K

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 (2.930 - 0.36) = 73.926 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 2.930^2 x cos11.667 = 21.103 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 2.930 x 21.103 = 20.611 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 21.103 = 84.776 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 73.926 + 1.70 x 20.611 = 160.713 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.130 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.280 kN

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

Pw = 3.280 + 0.770 = 4.050 kN

Mw = 3.280 x 2.130/2 + 0.770 x (2.130 + 0.800/2) = 5.442 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 2.930^2 x cos0.000 = 26.957 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 2.930 x 26.957 = 39.493 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.050 + 1.00 x 26.957 = 31.007 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 5.442 + 1.00 x 39.493 = 44.934 kN.m

3 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	84.776	160.713	
지진시	31.007	44.934	
설계단면력	84.776	160.713	

2) 벽체 설계

1 작용하중 집계표 : H = 7.600 m [하중계산 참조]

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	24.726	2.937	-	1.000	24.726	72.632
2. 배면토압(평상시)	141.979	2.533	1.700	-	241.364	611.448
3. 배면토압(지진시)	181.361	3.800	-	1.000	181.361	689.162
4. 뒷채움 상재하중	18.682	3.800	1.700	-	31.759	120.684
5. 교량받침마찰력	11.932	5.070	-	-	-	-
6. 상부관성력	62.775	5.070	-	1.000	62.775	318.261

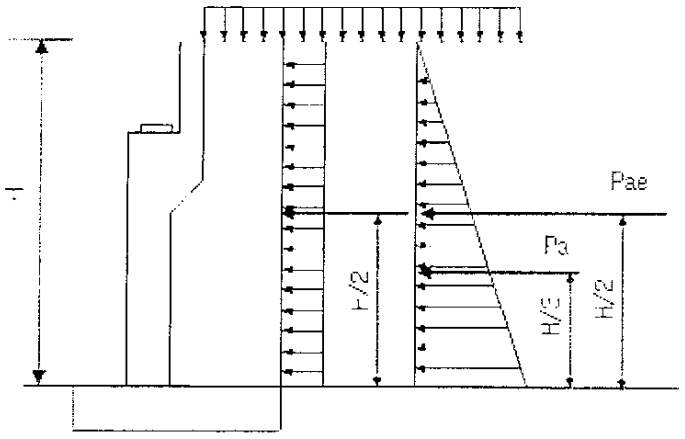
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.000 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 24.726 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.000) ~ H④ x (y④ - 1.000)] = 72.632 kN.m

y = Mo / Ho = 72.632 / 24.726 = 2.937



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 7.600 m)	273.123	732.132	
지진시(H = 7.600 m)	268.862	1080.055	
설계단면력	273.124	1080.056	

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)	446.118	-	2.549	2.974	1137.190	-
2. 교대구체(지진시)	446.118	34.351	2.549	2.974	1137.190	102.171
3. 뒷채움재(평상시)	217.597	-	4.281	4.875	931.587	-
4. 뒷채움재(지진시)	217.597	16.755	4.281	4.875	931.587	81.680
5. 배면토압(평상시)	-	200.427	-	2.867	-	574.551
6. 배면토압(지진시)	-	232.229	-	4.300	-	998.573
7. 토압의 연직분력	31.652	-	4.533	-	143.489	-
8. 뒷채움 상재하중	17.000	23.306	4.150	4.300	70.550	100.215
9. 상부 고정하중반력	315.870	-	2.094	-	661.432	-
10. 상부 활하중반력	110.758	-	2.094	-	231.927	-
11. 교량받침마찰력	-	11.932	-	6.070	-	72.426
12. 상부관성력	-	62.775	-	6.070	-	381.036

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	953.188	380.346	3085.024	1147.102
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	938.738	380.346	3025.056	1147.102
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	663.715	283.335	2068.777	1182.424
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1601.949	380.346	4443.529	1147.102
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1493.354	395.858	4186.423	1241.256
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	979.595	346.110	2730.209	1563.460

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

COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

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

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

3 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)
COMB 1	953.188	1937.923	0.467	297.449	83.826	241.907	143.641
COMB 2	938.738	1877.955	0.499	300.281	75.214	241.764	138.233
COMB 3	663.715	886.353	1.165	331.333	0.000	223.820	33.604
COMB 4	1601.949	3296.428	0.442	490.416	150.363	402.002	245.578
COMB 5	1493.354	2945.169	0.528	487.843	109.499	389.473	215.435
COMB 6	979.585	1166.749	1.309	548.297	0.000	348.815	0.000

註) B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

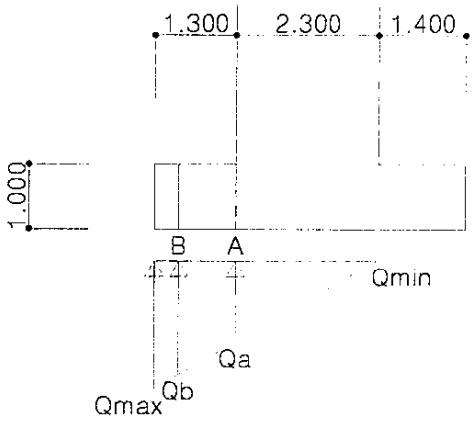
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

(4) 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 0.400 x 25.000 = 10.000 kN

Ma = 1.000 x 1.300 x 25.000 x 1.300 / 2 = 21.125 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.400 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.400

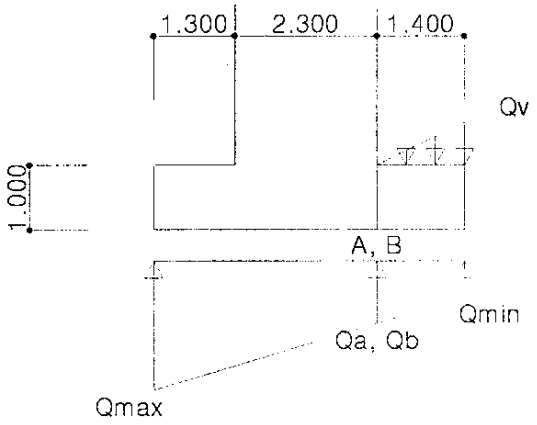
Ma = Qa x 1.300^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.300^2 x 2/3

- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	297.449	241.907	280.359	115.562	235.700	102.562	208.237
COMB 2	300.281	241.764	282.276	116.511	237.255	103.511	209.793
COMB 3	331.333	223.820	298.252	125.917	249.694	115.917	228.569
COMB 4	490.416	402.002	463.212	190.726	389.498	177.726	362.036
COMB 5	487.843	389.473	457.575	189.084	384.520	176.084	357.057
COMB 6	548.297	348.815	486.918	207.043	407.123	197.043	385.998

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.
D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중
COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H
COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G
COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H
COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G
COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 1.400 x 25.000 = 35.000 kN

Ma = 1.000 x 1.400 x 25.000 x 1.400 / 2 = 24.500 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 217.597 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 217.597 kN

Ma = 217.597 x (4.281 - 3.600) = 148.238 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.400 = 14.000 kN

Ma = 10.000 x 1.400 x 1.400 / 2 = 9.800 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 7.600^2 x sin11.667

= 31.652 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 31.652 / 1.400

= 45.217 kN

Vb = 45.217 x 1.400 / 2 = 31.652 kN

Ma = 45.217 x 1.400 x 1.400 / 3 = 29.542 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,4,5,

Vb = Qmin x 1.400 + (Qb - Qmin) / 2 x 1.400

Ma = Qmin x 1.400^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 1.400^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 3.600)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x $(\chi - 3.600)^2$ / 3

여기서, 반력의 작용폭 χ = 3[B/2 - e]

- 계수단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	83.826	143.641	143.641	159.227	101.689	253.058	194.162
COMB 2	75.214	138.233	138.233	149.413	94.296	250.972	193.225
COMB 3	0.000	33.604	33.604	6.827	0.925	245.770	171.813
COMB 4	150.363	245.578	245.578	277.159	178.459	135.126	117.391
COMB 5	109.499	215.435	215.435	227.454	141.915	172.931	145.606
COMB 6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	252.597	172.738

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-자진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

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

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 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	1000.00	900.00	100.00	386.00	197.04

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 300.00 = 808320.000

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 = 39.624 mm, c = 39.624 / β1 = 39.624 / 0.85 = 46.616 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 46.616) / 46.616 = 0.05492

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1705.679 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.580]

1단 : D19 - 4.0 EA, D22 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

* 철근비 검토

As.temp = 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 mm²

As.req = 1705.679 mm²

ρmin = Max(1705.679, 1500.000) / bd = 0.00190

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

ρuse = As / bd = 0.00299

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.624 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 300 x (900.00 - a/2) = 604.753 kN.m

≥ Mu (= 385.998 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.567]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 900.00 = 587.878 kN

≥ Vu (= 197.043 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 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 ㎟ < 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	1000.00	900.00	100.00	194.16	253.06

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 300.00 = 808320.000

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 = 39.624 mm, c = 39.624 / β1 = 39.624 / 0.85 = 46.616 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 46.616) / 46.616 = 0.05492

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 851.950 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.163]

1단 : D19 - 4.0 EA, D22 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 mm²

As,req = 851.950 mm²

ρmin = Max(851.950, 1500.000) / bd = 0.00167

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

ρuse = As / bd = 0.00299

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin ⋯ 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.624 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 300 x (900.00 - a/2) = 604.753 kN.m

≥ Mu (= 194.162 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.115]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 900.00 = 587.878 kN

≥ Vu (= 253.058 kN) , 전단보강 필요.

* 0.0015hb (도로교설계기준 4.3.9)

단. 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 ㎟ < 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

3) 벽체 : H=7.600

* 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	2300.00	2200.00	100.00	1080.06	273.12

* 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 (2200.00 - 53.578) / 53.578 = 0.12019

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1937.783 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.598]

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 = 0.00141

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 (2200.00 - a/2) = 1719.323 kN.m

≥ Mu (= 1080.056 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.592]

* 전단에 대한 검토 (d = 2200.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2200.00 = 1437.034 kN

≥ Vu (= 273.124 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 2300.0 x 1000.0 = 3450.000 ㎟ > 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 = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	160.71	84.78

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 883.311\ mm^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.799]

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 (= 160.713 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.786]

* 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 (= 84.776 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb : 도로교설계기준 4.3.9.

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300

D16 - CTC 300 = 1324.000 mm²

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

* 노출면 300㎜ 이상 : 도로교설계기준 4.3.9. 철도설계기준 P.254.

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 662.0 mm² ∴ 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 (2.930 - 0.36) = 73.926 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 2.930^2 x cos11.667 = 21.103 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.930 x 21.103 = 20.611 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 21.103 = 49.868 kN

Ms = 73.926 + 20.611 = 94.537 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 7.600 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	24.726	2.937	-	1.000	24.726	72.632
2. 배면토압(평상시)	141.979	2.533	1.000	-	141.979	359.675
3. 배면토압(지진시)	181.361	3.800	-	1.000	181.361	689.162
4. 뒷채움 상재하중	18.682	3.800	1.000	-	18.682	70.991
5. 교량받침마찰력	11.932	5.070	1.000	-	11.932	60.494
6. 상부관성력	62.775	5.070	-	1.000	62.775	318.261

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.000 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 24.726 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.000) ~ H④ x (y④ - 1.000)] = 72.632 kN.m

y = Mo / Ho = 72.632 / 24.726 = 2.937

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	160.661	430.666	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	712.367	223.733	2282.816	674.765
COMB 2	고정하중+활하중+토압+은도하중(1+3+5+7+	712.367	223.733	2282.816	674.765
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+은도하중(2+4+6)	663.715	283.335	2068.777	1182.423
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1138.995	223.733	3176.175	674.765
COMB 5	고정하중+활하중+토압+은도하중(1+3+5+7+	1138.995	235.665	3176.175	747.191
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+은도하중(2+4+6+	979.585	346.110	2730.208	1563.459

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

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

② 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)
COMB 1	712.367	1608.051	0.243	183.961	100.985	162.388	124.219
COMB 2	712.367	1608.051	0.243	183.961	100.985	162.388	124.219
COMB 3	663.715	886.353	1.165	331.333	0.000	223.820	33.604
COMB 4	1138.995	2501.410	0.304	310.858	144.740	267.667	191.253
COMB 5	1138.995	2428.984	0.367	328.240	127.358	276.011	183.605
COMB 6	979.585	1166.749	1.309	548.297	0.000	348.815	0.000

註) B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

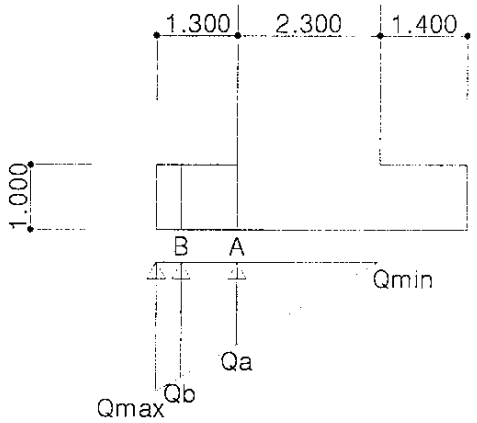
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 0.400 x 25.000 = 10.000 kN

Ma = 1.000 x 1.300 x 25.000 x 1.300 / 2 = 21.125 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.400 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.400

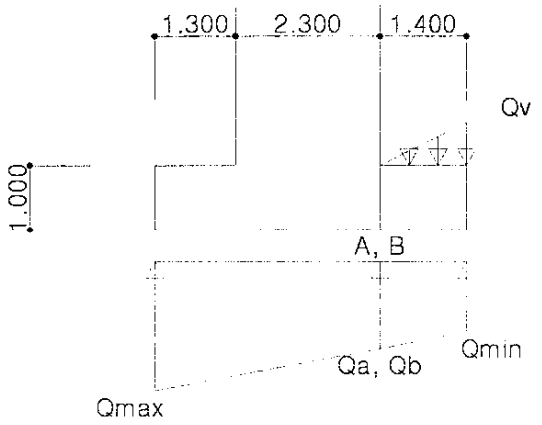
Ma = Qa x 1.300^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.300^2 x 2/3

- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	183.961	162.388	177.323	72.257	149.371	62.257	128.246
COMB 2	183.961	162.388	177.323	72.257	149.371	62.257	128.246
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	310.858	267.667	297.568	121.685	250.509	111.685	229.384
COMB 5	328.240	276.011	312.169	128.082	262.651	118.082	241.526
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합 (COMB 3,6)은 고려하지 않는다 .

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,4,5,

Vb = Qmin x 1.400 + (Qb - Qmin) / 2 x 1.400

Ma = Qmin x 1.400^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 1.400^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3.6.

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 3.600)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 3.600)^2 / 3

여기서 반력의 작용점 χ = 3[B/2 - e]

- 계수단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	100.985	124.219	124.219	157.643	106.555	140.606	105.525
COMB 2	100.985	124.219	124.219	157.643	106.555	140.606	105.525
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	144.740	191.253	191.253	235.195	157.040	63.054	55.040
COMB 5	127.358	183.605	183.605	217.674	143.185	80.575	68.895
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3.6)은 고려하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

ⅰ. 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 241.526 x 1000000 / [2694.400 x (900.000 - 166.356/3)]

= 106.140 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x2694.400)]

= 166.356 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : D19 - 4.0 EA, D22 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

ⅱ. 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 / 106.14) - 2.5 x 89.00 = 519.45 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 106.14) = 593.56 mm

Sa는 작은 값인 519.45 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 519.45 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 105.525 x 1000000 / [2694.400 x (900.000 - 166.356/3)]

= 46.373 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x2694.400)]

= 166.356 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : D19 - 4.0 EA, D22 4.0 EA (= 2694.4 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 / 46.37) - 2.5 x 89.00 = 1475.67 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 46.37) = 1358.54 mm

Sa는 작은 값인 1358.54 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1358.54 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=7.600

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 430.666 x 1000000 / [3096.800 x (2200.000 - 287.921/3)]

= 66.096 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2200.0/(7x3096.800)]

= 287.921 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 / 66.10) - 2.5 x 89.00 = 968.95 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 66.10) = 953.16 mm

Sa는 작은 값인 953.16 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 953.16 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

1 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 94.537 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 87.328 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 / 87.33) - 2.5 x 72.00 = 721.77 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 87.33) = 721.42 mm

Sa는 작은 값인 721.42 mm 를 적용

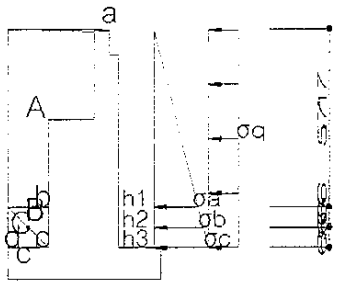
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 721.42 mm) ∴ O.K

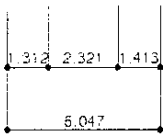
8. 날개벽 설계

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

43	42	25	101	17	77	21	88
44	6	89	100	76	78	87	99
7	47	32	31	13	85	86	84
45	46	2	30	83	64	86	20
49	48	82	91	86	14	35	34
50	9	22	90	87	88	3	33
38	37	58	55	40	39	02	01
4	36	10	54	41	6	93	19
69	15	80	78				
70	71	18	78				
59	58	74	73				
11	57	16	72				
28	26	98	97				
1	27	24	96				
12	62	102	28				
60	61	103	104				
8	53	95	94				
51	52	23	93				

② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	61.754	25.626	32.279
전단력(kN)	0.000	86.605	75.694	71.514

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	36.326	15.074	18.987
전단력(kN)	0.000	50.944	44.526	42.067

(2) 철근량 검토

1. 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)
1000.00	450.00	370.00	80.00	61.75	86.61

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 27.488) / 27.488 = 0.03738

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 663.261 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.395]

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 (= 61.754 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.351]

* 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 (= 86.605 kN) , 전단보강 불필요.

2. 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)
1000.00	450.00	370.00	80.00	25.63	75.69

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 273.091 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.818]

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 (= 25.626 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.665]

* 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 (= 75.694 kN) , 전단보강 불필요.

3 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)
1000.00	450.00	370.00	80.00	32.28	71.51

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 344.473 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.612]

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 (= 32.279 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.497]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 71.514 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=450 mm)

i 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 36.326 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]

= 66.611 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b √[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x1588.800)]

= 80.277 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

ii 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 / 66.61) - 2.5 x 72.00 = 1002.24 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 66.61) = 945.79 mm

Sa는 작은 값인 945.79 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 945.79 mm) ∴ O.K

② B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15.074 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]

= 27.642 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b √[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x1588.800)]

= 80.277 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 27.64) - 2.5 x 72.00 = 2668.93 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 27.64) = 2279.15 mm

Sa는 작은 값인 2279.15 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2279.15 mm) ∴ O.K

③ C(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 18.987 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]

= 34.817 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 / 34.82) - 2.5 x 72.00 = 2081.80 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 34.82) = 1809.44 ㎜

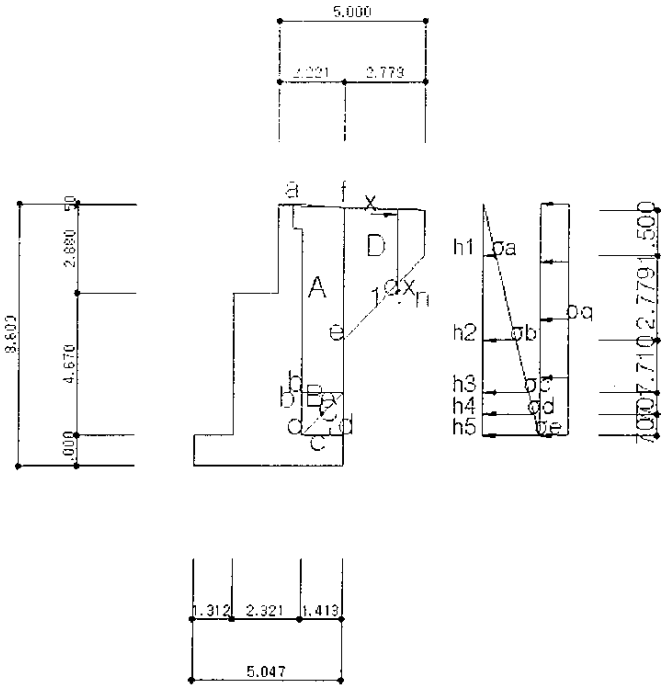
Sa는 작은 값인 1809.44 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1809.44 ㎜) ∴ O.k

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

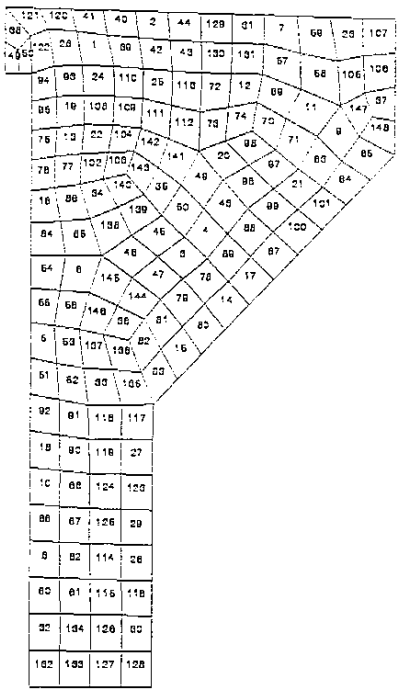


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	64.946	181.351	53.605	52.050
전단력(kN)	63.613	121.376	96.309	87.471

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	38.204	106.677	31.532	30.618
전단력(kN)	37.419	71.398	56.652	51.454

(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	64.95	63.61

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad \therefore As = 474.721 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.347]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 214.045 kN.m

≥ Mu (= 64.946 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.296]

* 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 (= 63.613 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	181.35	121.38

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1341.506 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.709]

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 (= 181.351 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.686]

* 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 (= 121.376 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	53.61	96.31

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 391.375 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.060]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족. ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 214.045 kN.m

≥ Mu (= 53.605 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.993]

* 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 (= 96.309 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	52.05	87.47

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 379.965 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.181]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 214.045 kN.m

≥ Mu (= 52.050 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.112]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 87.471 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

1. D(T=620 mm)

ⅰ 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 38.204 x 1000000 / [1588.800 x (540.000 - 99.037/3)]

= 47.429 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x1588.800)]

= 99.037 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 47.43) - 2.5 x 72.00 = 1480.39 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 47.43) = 1328.31 mm

Sa는 작은 값인 1328.31 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1328.31 mm) ∴ O.K

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 106.677 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]

= 92.874 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 / 92.87) - 2.5 x 70.50 = 671.68 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 92.87) = 678.34 mm

Sa는 작은 값인 671.68 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 671.68 mm) ∴ O.K

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 31.532 x 1000000 / [1588.800 x (540.000 - 99.037/3)]

= 39.146 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x1588.800)]

= 99.037 mm

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 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 / 39.15) - 2.5 x 72.00 = 1831.68 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 39.15) = 1609.35 mm

Sa는 작은 값인 1609.35 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1609.35 mm) ∴ O.K

④ C(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 30.618 x 1000000 / [1588.800 x (540.000 - 99.037/3)]

= 38.011 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b √[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x1588.800)]

= 99.037 mm

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 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 / 38.01) - 2.5 x 72.00 = 1891.77 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 38.01) = 1657.42 mm

Sa는 작은 값인 1657.42 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1657.42 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 8.643 = 6.050 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m : 접속판의 자중

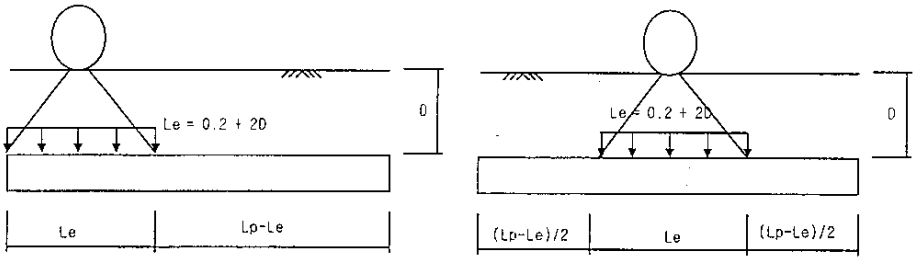
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 6.050 / 2 - 11.250 x 0.: = 30.096 kN/m

Md = 11.250 x 6.050² / 8 = 51.478 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 0.350) / (2 x 6.050)

= 77.012 kN.m

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

= 416.000 x 6.050/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 123.767 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 30.096 + 2.15 x 77.012

= 204.700 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 51.478 + 2.15 x 123.767

= 333.022 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	450.00	350.00	100.00	333.02	204.70

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3026.582 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.339]

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 (= 333.022 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.302]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 204.700 kN) , 전단보강 불필요.

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

55/√(4.900) = 24.85% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3026.6 ㎟

필요 철근량 : 3026.6 x 0.248 = 752.0 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단변적비(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)] = 175.246 x 1000000 / [4053.600 x (350.000 - 115.388/3)]

= 138.770 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)

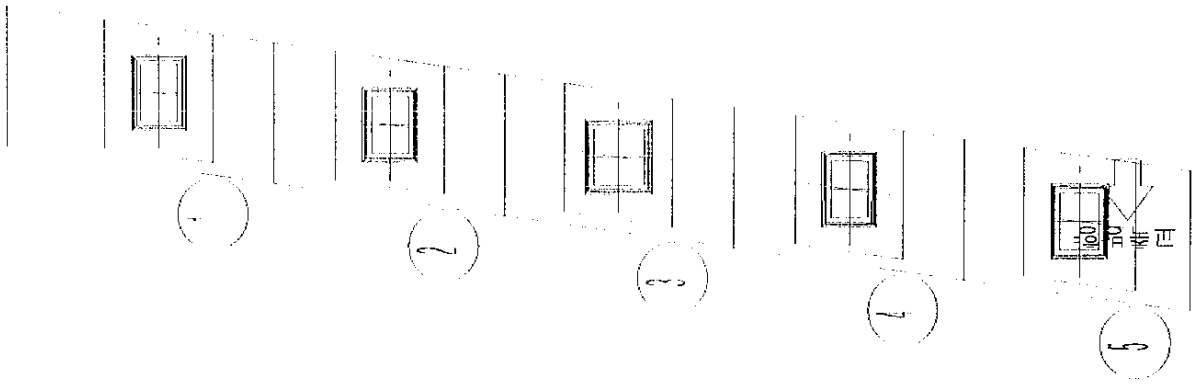
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 138.77) - 2.5 x 87.50 = 348.73 mm

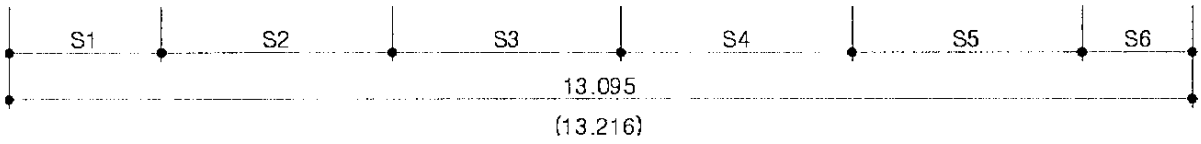
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 138.77) = 453.99 mm

Sa는 작은 값인 348.73 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 348.73 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 35.198 = 375.989 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	375.989	610.000	410.000	464.152	O.K
2	375.989	610.000	410.000	464.206	O.K
3	375.989	600.000	550.000	460.827	O.K
4	375.989	610.000	410.000	465.315	O.K
5	375.989	610.000	410.000	465.369	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 82.2° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 7.79°

N = (200 + 1.67 x L + 6.66 x H) x (1 + 0.000125 x θ^2) mm

= (200 + 1.67 x 140.263 + 6.66 x 17.759) x (1 + 0.000125 x 7.79^2)

= 556.711 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1514 - 100 - 50 = 1364 mm ≥ 557 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1372.632	O.K	258.822	190.538	O.K
SHOE 2	1750.000	1255.558	O.K	258.822	188.925	O.K
SHOE 3	1750.000	1257.602	O.K	258.822	187.438	O.K
SHOE 4	1750.000	1242.928	O.K	258.822	186.075	O.K
SHOE 5	1750.000	1536.989	O.K	258.822	186.588	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	1372.632	143.261	117.820	1204.000	1943.850	
2	1255.558	142.049	117.820	1204.000	1736.425	
3	1257.602	140.930	214.495	1345.000	1732.375	
4	1242.928	139.906	117.632	1205.000	1737.350	
5	1536.989	140.291	117.472	1205.000	1703.700	

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	2364.011	5730.000	O.K	2615.640	6303.000	O.K
2	2235.758	5730.000	O.K	2459.541	6303.000	O.K
3	2244.595	5730.000	O.K	3073.805	6303.000	O.K
4	2209.509	5730.000	O.K	2441.448	6303.000	O.K
5	2514.153	5730.000	O.K	2832.464	6303.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	955.075	12606.000	O.K	785.464	12606.000	O.K
2	946.992	12606.000	O.K	785.464	12606.000	O.K
3	939.536	12606.000	O.K	1429.969	12606.000	O.K
4	932.707	12606.000	O.K	784.211	12606.000	O.K
5	935.276	12606.000	O.K	783.145	12606.000	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

(1) 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1372.632 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 70.2

= 0.017546 m

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

= 1797.375 x 0.017546

= 31.537 kN/m

Hx1 = 31.537 / 1.15 = 27.423 kN

Hx2 = 190.537 / 1.33 = 143.261 kN

∴ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 143.261 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 156.700 / 1.33 = 117.820 kN

∴ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 117.820 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 794.000 mm b2y = 1689.700 mm

bcx = 2 x b2x = 1588.000 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 3379.400 mm > 5 x b1y = 2050.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 610.000/1588.000) x 1372.632 x 10^3 /150.000

= 1408.936 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 410.000/2050.000) x 1372.632 x 10^3 /150.000

= 1830.176 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 143.261 x 10^3 / 150.000

= 955.075 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 117.820 x 10^3 / 150.000

= 785.464 mm^2

4 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 1689.700 = 2299.700 mm

여기서, 교장중심에서의 연단거리 794.000 mm가 Bxo/2 = 1149.850 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 794.000 + (610.000+1689.700)/2 = 1943.850 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 410.000 + 794.000 = 1204.000 mm

5 철근량 산정

교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1830.176 + 785.464 = 2615.640 mm²

Bxo = 1943.850 mm 범위내에서 D19 - 22 EA

As = 286.500 x 22 = 6303.000 mm² ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1408.936 + 955.075 = 2364.011 mm²

Byo = 1204.000 mm 범위내에서 D19 - 20 EA

As = 286.500 x 20 = 5730.000 mm² ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 117.820 x 10^3 / 150.000 = 785.464 mm²

사용철근 : D19 - 24 EA + D19 - 20 EA

As = 286.500 x 24 + 286.500 x 20 = 12606.000 mm² ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 143.261 x 10^3 / 150.000 = 955.075 mm²

사용철근 : D19 - 24 EA + D19 - 20 EA

As = 286.500 x 24 + 286.500 x 20 = 12606.000 mm² ∴ O.K

교각 P1(옥산방향)

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

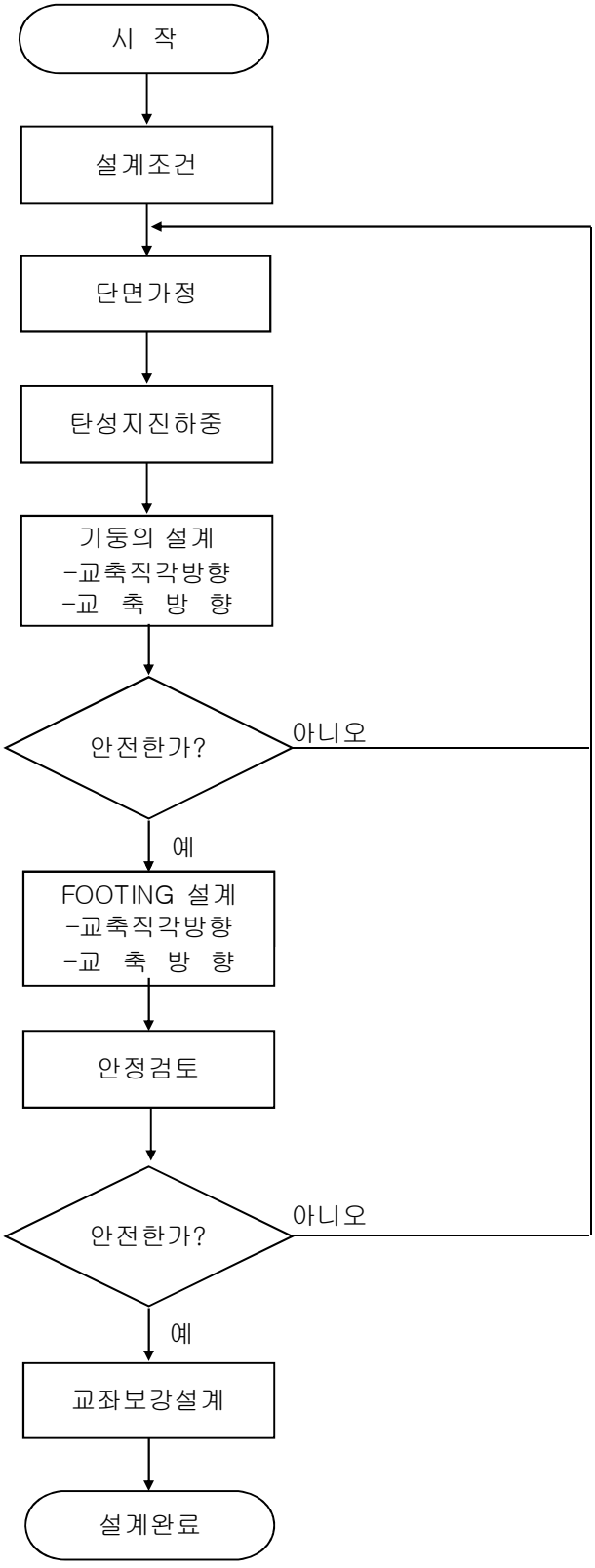
9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
12.1 받침 연단거리 검토
12.2 최소 받침지지 길이 검토
12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
12.4 교량받침 보강 철근 검토
12.5 교량받침 하면 보강
12.6 교량받침 콘크리트 보강

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

▣ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	59653.440	6795.100	8.78	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9942.240	380.200	26.15	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1000.000	424.369	2.36	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	59653.440	29583.840	2.02	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9942.240	1908.360	5.21	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1500.000	790.599	1.90	1.00	O.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	70724.885	9513.900	7.43	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	11022.060	497.700	22.15	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1000.000	465.071	2.15	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	63796.040	32750.510	1.95	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9942.240	1925.290	5.16	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1500.000	818.923	1.83	1.00	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.015	22993.900	78860.539	3.430	O.K
	모멘트최대	0.015	17248.000	60658.214	3.517	O.K
	탄성설계	0.015	13798.400	21894.486	1.587	O.K
	편심최대	0.015	13108.500	58439.885	4.458	O.K
교축직각방향	축력최대	0.015	22993.900	55278.218	2.404	O.K
	모멘트최대	0.015	21816.000	42099.242	1.930	O.K
	탄성설계	0.015	13798.400	19372.412	1.404	O.K
	편심최대	0.015	15358.200	39963.782	2.602	O.K
합성부재력	축력최대	0.015	22993.900	55248.084	2.403	O.K
	모멘트최대	0.015	17248.000	53624.760	3.109	O.K
	탄성설계	0.015	13798.400	18170.791	1.317	O.K
	편심최대	0.015	13108.500	46095.274	3.516	O.K
	모멘트최대	0.015	21816.000	42084.057	1.929	O.K
	편심최대	0.015	15358.200	36815.581	2.397	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	3250.0	100.0	32716.726	42996.000	-	-	1.314	O.K
	우측내민보	3250.0	100.0	26419.600	42996.000	-	-	1.627	O.K
	좌측내민보수	2900.0	100.0	2113.964	7466.200	2008.419	7057.002	3.514	O.K
	우측내민보수	2900.0	100.0	2110.947	7466.200	2005.559	7057.002	3.519	O.K
	교량받침6	1734.4	100.0	184.319	42996.000	96.600	20653.103	213.800	O.K
	교량받침1	1748.1	100.0	136.377	4496.800	76.400	2499.125	32.711	O.K
	교량받침7	2867.4	100.0	13771.313	42996.000	12331.200	37215.936	3.018	O.K
	교량받침2	2881.5	100.0	13617.774	42996.000	12261.000	37421.626	3.052	O.K
	교량받침9	3136.6	100.0	10193.023	42996.000	10097.200	41150.782	4.075	O.K
	교량받침4	3122.5	100.0	9907.239	42996.000	9769.600	40945.093	4.191	O.K
	교량받침10	2258.3	100.0	640.696	42996.000	449.600	28311.229	62.970	O.K
	교량받침5	2244.6	100.0	370.107	42996.000	258.100	28111.416	108.917	O.K
기초	교축방향	2000.0	100.0	23267.696	30908.700	14822.606	19599.402	1.322	O.K
	교직-지점부	2000.0	100.0	27105.589	35332.000	17207.859	22310.748	1.297	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	140.678	180.000	120.833	346.039	O.K
	우측내민보	114.518	180.000	120.833	473.915	O.K
	좌측내민보수평	99.439	180.000	203.125	578.192	O.K
	우측내민보수평	99.298	180.000	203.125	579.321	O.K
	교량받침6	1.926	180.000	120.833	32704.831	O.K
	교량받침1	34.941	180.000	414.286	1803.025	O.K
	교량받침7	79.238	180.000	120.833	780.085	O.K
	교량받침2	78.645	180.000	120.833	787.591	O.K
	교량받침9	60.434	180.000	120.833	1042.462	O.K
	교량받침4	57.957	180.000	120.833	1087.021	O.K
	교량받침10	6.458	180.000	120.833	9754.660	O.K
	교량받침5	3.615	180.000	120.833	17428.017	O.K
기초	교축방향	152.640	180.000	126.230	297.168	O.K
	교직-지점부	164.009	180.000	130.909	266.406	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식 : T형 교각
2) 상 부 형 식 : PSC BEAM
3) 교 량 등 급 : 1 등교
4) 기 초 형 식 : 직접기초

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 = 50
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 42.386 ° ; $15 + \sqrt{15N}$
3) 기초지반의 점착력 : C = 0.24 kN/m²
4) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 600 kN/m²
5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.6 ; tanΦb = 0.60, Cb = 0:암과 콘크리트
6) 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
   기둥(전단철근): 400 MPa
   기초(전단철근): 400 MPa
   - 탄성계수 : Es = 200000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

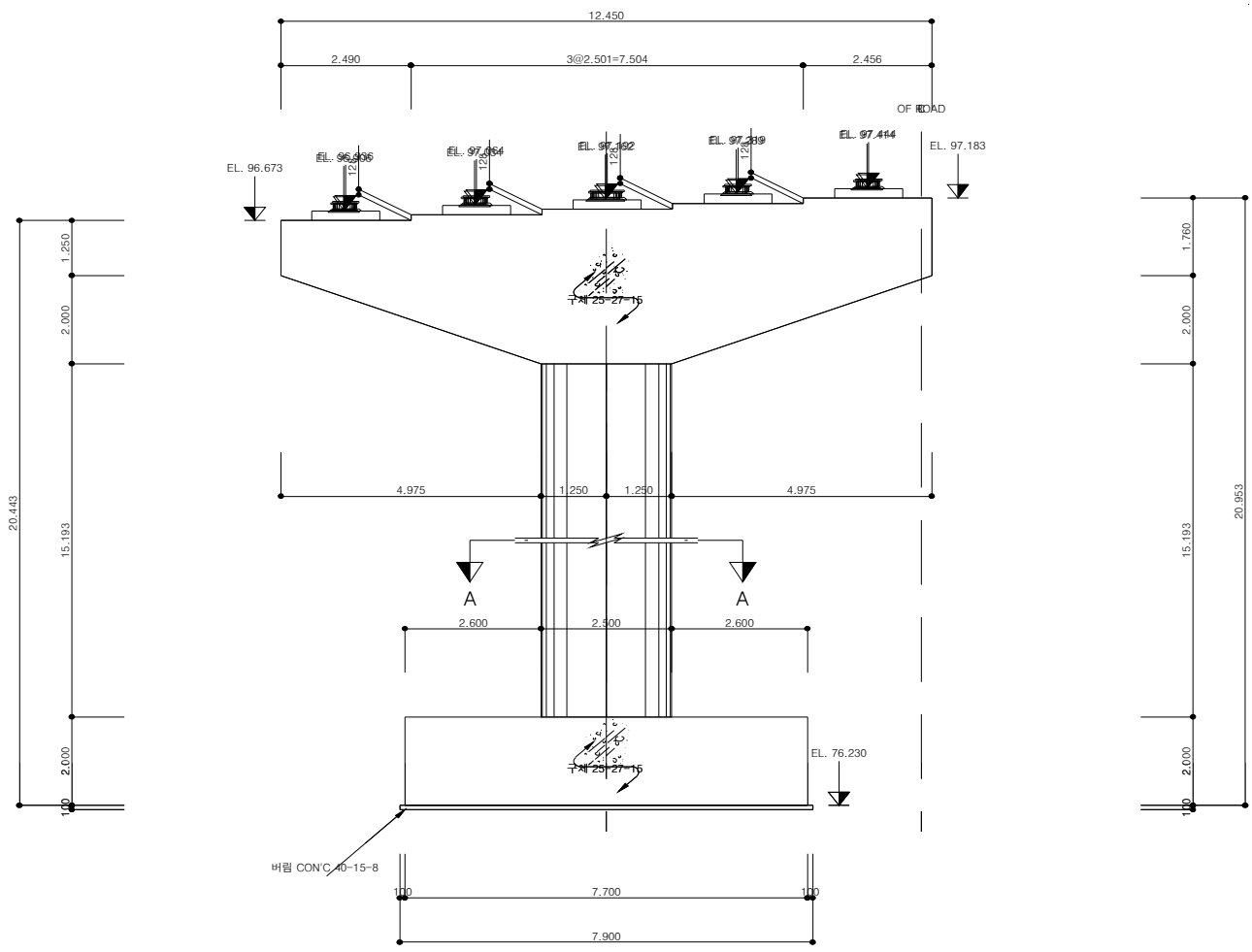
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


12.450
2.490
3@2.501=7.504
2.456
OF ROAD
EL. 96.673
EL. 96.936
EL. 97.064
EL. 97.192
EL. 97.339
EL. 97.414
EL. 97.183
1250
1250
1250
1250
1250
1250
1250
2.000
15.193
2.000
100
20.443
1.760
2.000
15.193
2.000
100
20.953
4.975
1.250
1.250
4.975
A
A
2.600
2.800
2.600
EL. 76.230
버림 CON'C 40-15-8
100
7.700
100
7.900

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	1301.400	323.414	341.263	39.963
2	1094.250	287.645	263.921	91.224
3	964.990	244.705	176.722	182.055
4	864.760	182.522	85.100	261.632
5	755.210	137.522	34.883	324.996
6	1117.140	323.414	341.263	39.963
7	921.030	287.645	263.921	91.224
8	810.380	244.705	176.722	182.055
9	726.600	182.522	85.100	261.632
10	631.070	137.522	34.883	324.996
계	9186.830	2351.616	1803.778	1799.740

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 11.995 / 3.760 = 3.190 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (11.995 / 3.760)] x 3.760 = 12.6 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 12.641 kN/m

P1 = 12.641 x (35.093 + 34.987) / 2 x sin88.0

= 442.682 kN

작용위치 h = 3.760/2 + 0.430 + 0.625 = 2.935 m

작용모멘트 My = Ph x h = 442.682 x 2.935 = 1299.27 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.250 x 2.900 = 28.275 kN

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 100.344 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 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 (35.093 + 34.987)/2 x sin88.0 = 52.529 kN

작용위치 h = 2.947 + 1.500 + 0.625 = 5.072 m

작용모멘트 My = Ph x h = 52.529 x 5.072 = 266.434 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

δ = α x ΔT x L 0.000010 x 25.0 x 35.0 = 0.00875 m

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \qquad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

Ph = 3 x 27804000 x 1.91748 x 1EA x 0.00875 / 18.443³ x sin88.0

= 222.871 kN

② 탄성받침의 전단변형을 유발하는 수평력

교량받침의 개수 : N = 10 EA

탄성받침의 전단탄성계수 : kh = 4793.00 kN/m

Ph = kh x δ x N = 4793.00 x 0.00875 x 10 x sin88.0

= 418.983 kN

☞ 수평력은 ①,②중 작은값 222.871 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 222.871 x (0.430 + 1.250/2) = 235.128 kN.m

5.5 원심하중 (CF)

CF = 0.79 x V² / R (%)

= 0.79 x 100.000² / 1025.000

= 7.707 %

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

작용위치 h = 2.947 + 1.800 + 0.625 = 5.372 m

작용수평력 Pcf = 7.707 x 2351.616 / 100 = 181.247 kN

작용모멘트 My = Pcf x h = 181.247 x 5.372 = 973.674 kN.m

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	1819.810	3803.160	0.06453	621.320	4086.630	0.03664
	하중경우 2	기둥 1	669.730	1632.050	0.06132	1804.200	12569.250	0.03330
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	1908.360	26159.420	0.00000	665.860	11638.830	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	699.730	9818.350	0.00000	1925.290	34553.430	0.00000

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00								1.00	

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(GS),제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00								1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30
ULB26	1.20				1.20					

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

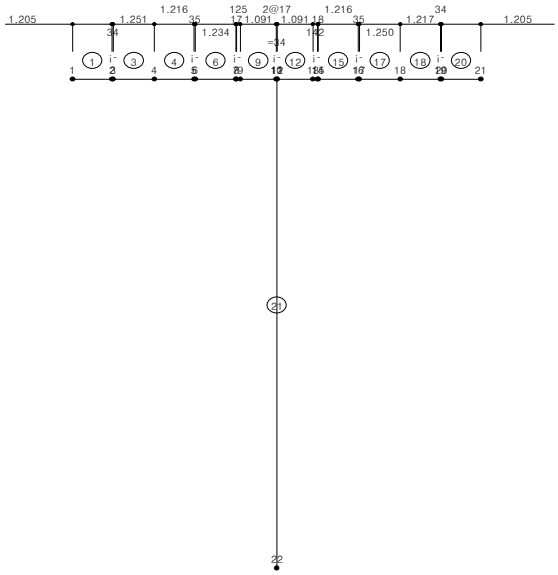
5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00								1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30
UEB26	0.90				1.20					

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	17.818	7	4.975	17.818	13	7.333	17.818	19	11.211	17.818
2	1.205	17.818	8	4.992	17.818	14	7.475	17.818	20	11.245	17.818
3	1.239	17.818	9	5.117	17.818	15	7.493	17.818	21	12.450	17.818
4	2.490	17.818	10	6.208	17.818	16	8.709	17.818	22	6.225	0.000
5	3.706	17.818	11	6.225	17.818	17	8.744	17.818			
6	3.741	17.818	12	6.242	17.818	18	9.994	17.818			

6.3 단면 제원

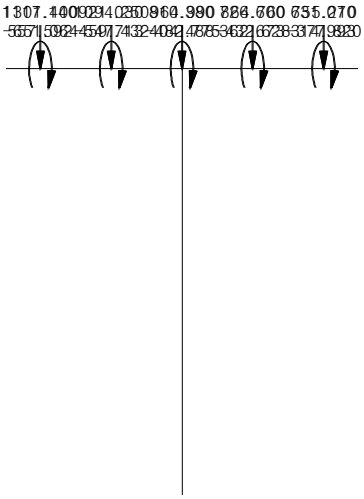
구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.900	1.250	3.625	2.540521	0.472005	1
②	2.900	1.734	5.029	3.524211	1.259981	2
③	2.900	1.748	5.069	3.552664	1.290747	3
④	2.900	1.760	5.104	3.577053	1.317513	21
⑤	2.900	2.245	6.511	4.562775	2.734424	20
⑥	2.900	2.251	6.528	4.574970	2.756406	4
⑦	2.900	2.258	6.548	4.589197	2.782201	19
⑧	2.900	2.620	7.598	5.324932	4.346309	18
⑨	2.900	2.867	8.314	5.826939	5.695080	5
⑩	2.900	2.881	8.355	5.855392	5.778918	6
⑪	2.900	3.123	9.057	6.347237	7.360930	17
⑫	2.900	3.137	9.097	6.375691	7.460369	16
⑬	2.900	3.378	9.796	6.865504	9.315275	7

⑭	2.900	3.498	10.144	7.109394	10.343706	15
⑮	2.900	3.505	10.164	7.123620	10.405928	8~14
16	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥상단
17	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥하단

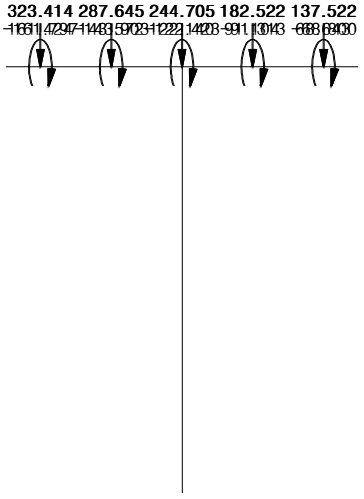
6.4 하중재하도

1) 연직하중

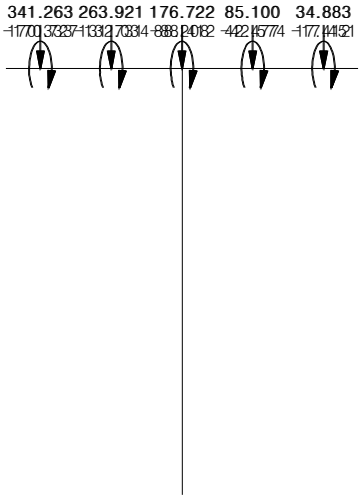
① 고정하중 (D)



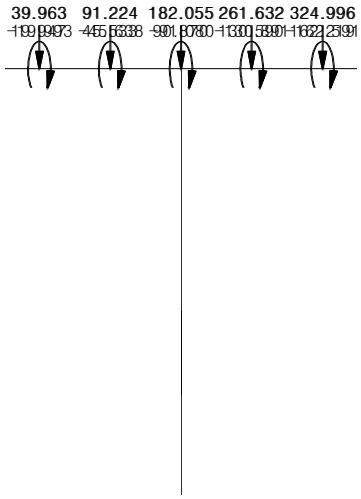
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



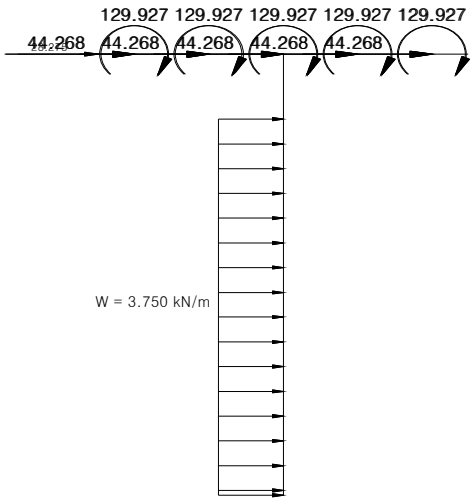
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

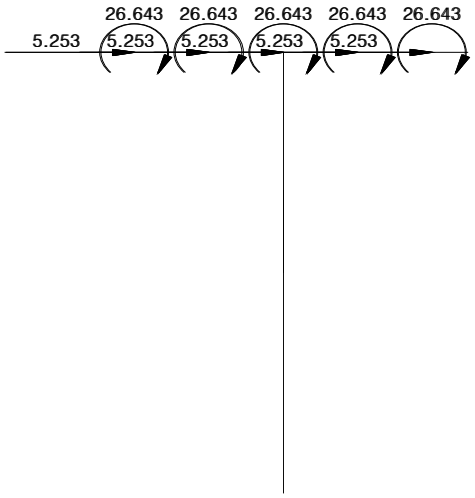
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 442.682/10EA = 44.268 kN

M = 1299.270/10EA = 129.927 kN

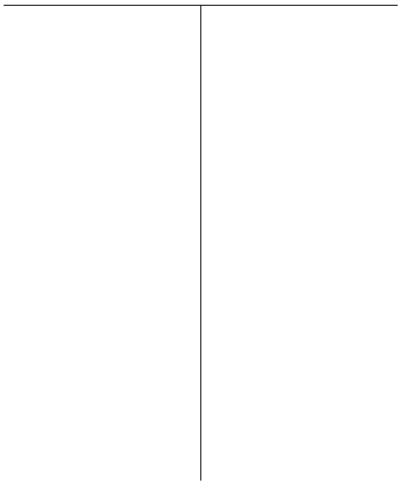
㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



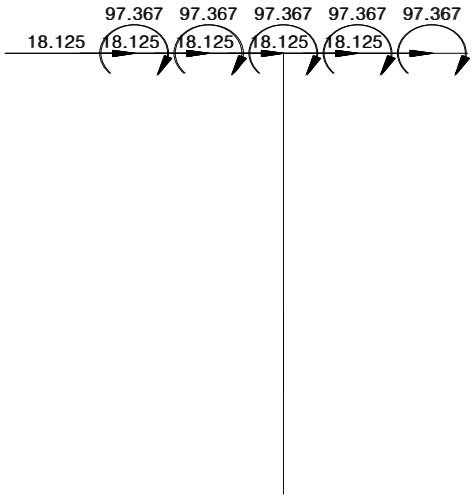
P = 52.529/10EA = 5.253 kN

M = 266.434/10EA = 26.643 kN

㉰ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

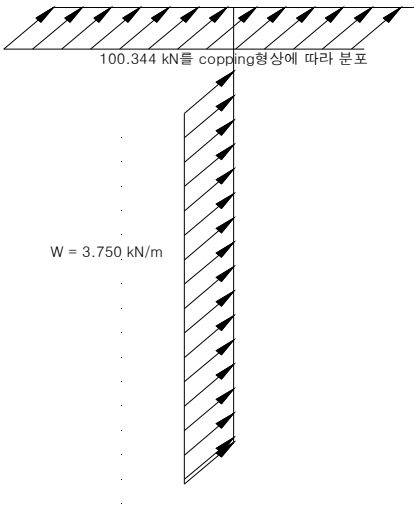


㉱ 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.

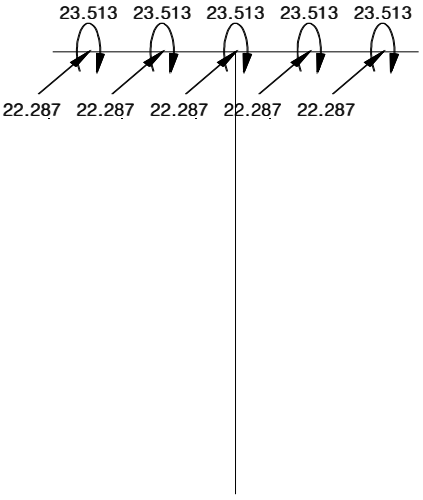


② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



㈏ 온도하중 (G-L01) : P = 222.871 / 10EA = 22.287 kN M = 235.128 / 10EA = 23.513 kN.m



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11611.800	-5653.500	0.000	-13798.400	-5653.500	0.000	
L1	-2351.600	-2386.000	0.000	-2351.600	-2386.000	0.000	
L2	-1803.800	-3960.300	0.000	-1803.800	-3960.300	0.000	
L3	-1799.700	3704.600	0.000	-1799.700	3704.600	0.000	
W-TR	0.000	2535.500	-471.000	0.000	10123.600	-527.900	
WL	0.000	404.300	-52.500	0.000	1202.400	-52.500	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	12569.250	1804.200	0.000	34553.430	1925.290	
CF	0.000	1449.400	-181.200	0.000	4203.100	-181.200	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11611.800	-392.300	0.000	-13798.400	-392.300	0.000	
L1	-2351.600	-1.400	0.000	-2351.600	-1.400	0.000	
L2	-1803.800	-1.000	0.000	-1803.800	-1.000	0.000	
L3	-1799.700	-1.000	0.000	-1799.700	-1.000	0.000	
W-L0	0.000	263.400	-100.300	0.000	2220.700	-157.300	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L01	0.000	820.200	-222.900	0.000	4206.200	-222.900	
E-L0	0.000	3803.160	1819.810	0.000	26159.420	1908.360	
CF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-14079.000	5298.700	-9889.900	-3974.600	
L1	-3321.100	1222.100	-1580.000	-640.100	
L2	-3394.000	1210.400	-508.900	-240.000	
L3	-565.600	262.400	-3260.900	-1173.300	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	519.700	0.000	-519.700	0.000	
WL	106.600	0.000	-106.600	0.000	
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
CF	389.500	0.000	-389.500	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-74.300	1247.500	-116.800	2553.200	-6876.300	3881.200
L1	0.000	323.400	-11.000	646.800	-1606.700	934.500
L2	0.000	341.300	-11.600	682.500	-1695.400	946.400
L3	0.000	40.000	-1.400	79.900	-198.500	171.200
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	129.900	0.000	259.900	0.000	389.800	0.000
WL	26.600	0.000	53.300	0.000	79.900	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
CF	97.400	0.000	194.700	0.000	292.100	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-7012.300	4982.700	-4654.600	-3641.500	-4552.700	-2907.000
L1	-1639.400	1222.100	-699.200	-640.100	-683.200	-457.600
L2	-1728.500	1210.400	-178.700	-240.000	-173.300	-154.900
L3	-204.500	262.400	-1646.500	-1173.300	-1614.600	-911.600
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	519.700	0.000	-519.700	0.000	-389.800	0.000
WL	106.600	0.000	-106.600	0.000	-79.900	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
CF	389.500	0.000	-389.500	0.000	-292.100	0.000

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-132.900	-1566.800	-101.100	-930.200
L1	-4.700	-275.000	0.000	-137.500
L2	-1.200	-69.800	0.000	-34.900
L3	-11.000	-650.000	0.000	-325.000
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-259.900	0.000	-129.900	0.000
WL	-53.300	0.000	-26.600	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
CF	-194.700	0.000	-97.400	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-13963.400	-6590.000	-181.200	-16150.000	-3836.300	-181.200	
SV002	-13415.600	-8164.300	-181.200	-15602.200	-5410.600	-181.200	
SV003	-13411.500	-499.400	-181.200	-15598.100	2254.300	-181.200	
SV004	-11611.800	-3117.900	-471.000	-13798.400	4470.100	-527.900	
SV005	-13963.400	-4917.900	-469.300	-16150.000	2427.900	-497.700	
SV006	-13415.600	-6492.200	-469.300	-15602.200	853.600	-497.700	
SV007	-13411.500	1172.700	-469.300	-15598.100	8518.500	-497.700	
SV008	-13963.400	-6590.000	-181.200	-16150.000	-3836.300	-181.200	
SV009	-13963.400	-6590.000	-181.200	-16150.000	-3836.300	-181.200	
SV010	-13415.600	-8164.300	-181.200	-15602.200	-5410.600	-181.200	
SV011	-13415.600	-8164.300	-181.200	-15602.200	-5410.600	-181.200	
SV012	-13411.500	-499.400	-181.200	-15598.100	2254.300	-181.200	
SV013	-13411.500	-499.400	-181.200	-15598.100	2254.300	-181.200	
SV014	-11611.800	-3117.900	-471.000	-13798.400	4470.100	-527.900	
SV015	-11611.800	-3117.900	-471.000	-13798.400	4470.100	-527.900	
SV016	-13963.400	-4917.900	-469.300	-16150.000	2427.900	-497.700	
SV017	-13963.400	-4917.900	-469.300	-16150.000	2427.900	-497.700	
SV018	-13415.600	-6492.200	-469.300	-15602.200	853.600	-497.700	
SV019	-13415.600	-6492.200	-469.300	-15602.200	853.600	-497.700	
SV020	-13411.500	1172.700	-469.300	-15598.100	8518.500	-497.700	
SV021	-13411.500	1172.700	-469.300	-15598.100	8518.500	-497.700	
SV022	-11611.800	6915.750	1804.200	-13798.400	28899.930	1925.290	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-13963.400	-393.600	0.000	-16150.000	-393.600	0.000	
SVB02	-13415.600	-393.300	0.000	-15602.200	-393.300	0.000	
SVB03	-13411.500	-393.300	0.000	-15598.100	-393.300	0.000	
SVB04	-11611.800	-128.900	-100.300	-13798.400	1828.500	-157.300	
SVB05	-13963.400	-261.900	-50.200	-16150.000	716.700	-78.700	
SVB06	-13415.600	-261.600	-50.200	-15602.200	717.100	-78.700	
SVB07	-13411.500	-261.600	-50.200	-15598.100	717.100	-78.700	
SVB08	-13963.400	426.600	-222.900	-16150.000	3812.600	-222.900	
SVB09	-13963.400	-1213.800	222.900	-16150.000	-4599.900	222.900	
SVB10	-13415.600	426.900	-222.900	-15602.200	3812.900	-222.900	
SVB11	-13415.600	-1213.500	222.900	-15602.200	-4599.500	222.900	
SVB12	-13411.500	426.900	-222.900	-15598.100	3812.900	-222.900	
SVB13	-13411.500	-1213.500	222.900	-15598.100	-4599.500	222.900	
SVB14	-11611.800	691.300	-323.200	-13798.400	6034.700	-380.200	
SVB15	-11611.800	-949.000	122.500	-13798.400	-2377.800	65.600	
SVB16	-13963.400	558.300	-273.000	-16150.000	4923.000	-301.500	
SVB17	-13963.400	-1082.100	172.700	-16150.000	-3489.500	144.200	
SVB18	-13415.600	558.600	-273.000	-15602.200	4923.300	-301.500	
SVB19	-13415.600	-1081.800	172.700	-15602.200	-3489.200	144.200	
SVB20	-13411.500	558.600	-273.000	-15598.100	4923.300	-301.500	
SVB21	-13411.500	-1081.800	172.700	-15598.100	-3489.200	144.200	
SVB22	-11611.800	3410.860	1819.810	-13798.400	25767.120	1908.360	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-17010.600	6520.800	-11859.400	-4614.700	
SV002	-17083.500	6509.100	-10788.300	-4214.600	
SV003	-14255.100	5561.100	-13540.300	-5147.900	
SV004	-13559.300	5298.700	-10409.600	-3974.600	
SV005	-16644.100	6520.800	-12225.800	-4614.700	
SV006	-16717.100	6509.100	-11154.700	-4214.600	
SV007	-13888.600	5561.100	-13906.700	-5147.900	
SV008	-17010.600	6520.800	-11859.400	-4614.700	
SV009	-17010.600	6520.800	-11859.400	-4614.700	
SV010	-17083.500	6509.100	-10788.300	-4214.600	
SV011	-17083.500	6509.100	-10788.300	-4214.600	
SV012	-14255.100	5561.100	-13540.300	-5147.900	
SV013	-14255.100	5561.100	-13540.300	-5147.900	
SV014	-13559.300	5298.700	-10409.600	-3974.600	
SV015	-13559.300	5298.700	-10409.600	-3974.600	
SV016	-16644.100	6520.800	-12225.800	-4614.700	

SV017	-16644.100	6520.800	-12225.800	-4614.700	
SV018	-16717.100	6509.100	-11154.700	-4214.600	
SV019	-16717.100	6509.100	-11154.700	-4214.600	
SV020	-13888.600	5561.100	-13906.700	-5147.900	
SV021	-13888.600	5561.100	-13906.700	-5147.900	
SV022	-14079.000	5298.700	-9889.900	-3974.600	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-74.300	1570.900	67.000	3200.000	-8288.300	4815.600
SV002	-74.300	1588.700	66.400	3235.700	-8377.000	4827.600
SV003	-74.300	1287.400	76.600	2633.100	-6880.100	4052.300
SV004	-74.300	1247.500	143.100	2553.200	-6616.500	3881.200
SV005	114.700	1570.900	250.200	3200.000	-8105.100	4815.600
SV006	114.700	1588.700	249.600	3235.700	-8193.800	4827.600
SV007	114.700	1287.400	259.800	2633.100	-6696.900	4052.300
SV008	-74.300	1570.900	67.000	3200.000	-8288.300	4815.600
SV009	-74.300	1570.900	67.000	3200.000	-8288.300	4815.600
SV010	-74.300	1588.700	66.400	3235.700	-8377.000	4827.600
SV011	-74.300	1588.700	66.400	3235.700	-8377.000	4827.600
SV012	-74.300	1287.400	76.600	2633.100	-6880.100	4052.300
SV013	-74.300	1287.400	76.600	2633.100	-6880.100	4052.300
SV014	-74.300	1247.500	143.100	2553.200	-6616.500	3881.200
SV015	-74.300	1247.500	143.100	2553.200	-6616.500	3881.200
SV016	114.700	1570.900	250.200	3200.000	-8105.100	4815.600
SV017	114.700	1570.900	250.200	3200.000	-8105.100	4815.600
SV018	114.700	1588.700	249.600	3235.700	-8193.800	4827.600
SV019	114.700	1588.700	249.600	3235.700	-8193.800	4827.600
SV020	114.700	1287.400	259.800	2633.100	-6696.900	4052.300
SV021	114.700	1287.400	259.800	2633.100	-6696.900	4052.300
SV022	-74.300	1247.500	-116.800	2553.200	-6876.300	3881.200

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-8359.600	6204.800	-5743.300	-4281.600	-5528.000	-3364.500
SV002	-8448.700	6193.100	-5222.800	-3881.500	-5018.100	-3061.800
SV003	-6924.700	5245.100	-6690.500	-4814.800	-6459.400	-3818.600
SV004	-6622.500	4982.700	-5174.300	-3641.500	-4942.500	-2907.000
SV005	-8084.800	6204.800	-6109.700	-4281.600	-5802.800	-3364.500
SV006	-8173.900	6193.100	-5589.200	-3881.500	-5292.900	-3061.800
SV007	-6649.900	5245.100	-7057.000	-4814.800	-6734.200	-3818.600
SV008	-8359.600	6204.800	-5743.300	-4281.600	-5528.000	-3364.500
SV009	-8359.600	6204.800	-5743.300	-4281.600	-5528.000	-3364.500
SV010	-8448.700	6193.100	-5222.800	-3881.500	-5018.100	-3061.800
SV011	-8448.700	6193.100	-5222.800	-3881.500	-5018.100	-3061.800
SV012	-6924.700	5245.100	-6690.500	-4814.800	-6459.400	-3818.600
SV013	-6924.700	5245.100	-6690.500	-4814.800	-6459.400	-3818.600
SV014	-6622.500	4982.700	-5174.300	-3641.500	-4942.500	-2907.000
SV015	-6622.500	4982.700	-5174.300	-3641.500	-4942.500	-2907.000
SV016	-8084.800	6204.800	-6109.700	-4281.600	-5802.800	-3364.500
SV017	-8084.800	6204.800	-6109.700	-4281.600	-5802.800	-3364.500
SV018	-8173.900	6193.100	-5589.200	-3881.500	-5292.900	-3061.800
SV019	-8173.900	6193.100	-5589.200	-3881.500	-5292.900	-3061.800
SV020	-6649.900	5245.100	-7057.000	-4814.800	-6734.200	-3818.600
SV021	-6649.900	5245.100	-7057.000	-4814.800	-6734.200	-3818.600
SV022	-7012.300	4982.700	-4654.600	-3641.500	-4552.700	-2907.000

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-332.300	-1841.800	-198.500	-1067.700
SV002	-328.800	-1636.500	-198.500	-965.000
SV003	-338.700	-2216.800	-198.500	-1255.100
SV004	-392.700	-1566.800	-231.100	-930.200
SV005	-515.500	-1841.800	-290.100	-1067.700
SV006	-512.000	-1636.500	-290.100	-965.000
SV007	-521.900	-2216.800	-290.100	-1255.100
SV008	-332.300	-1841.800	-198.500	-1067.700
SV009	-332.300	-1841.800	-198.500	-1067.700
SV010	-328.800	-1636.500	-198.500	-965.000
SV011	-328.800	-1636.500	-198.500	-965.000
SV012	-338.700	-2216.800	-198.500	-1255.100
SV013	-338.700	-2216.800	-198.500	-1255.100
SV014	-392.700	-1566.800	-231.100	-930.200
SV015	-392.700	-1566.800	-231.100	-930.200
SV016	-515.500	-1841.800	-290.100	-1067.700
SV017	-515.500	-1841.800	-290.100	-1067.700
SV018	-512.000	-1636.500	-290.100	-965.000
SV019	-512.000	-1636.500	-290.100	-965.000
SV020	-521.900	-2216.800	-290.100	-1255.100
SV021	-521.900	-2216.800	-290.100	-1255.100
SV022	-132.900	-1566.800	-101.100	-930.200

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-20151.300	-10595.000	-235.600	-22993.900	-7015.300	-235.600	
UL002	-18973.500	-13979.800	-235.600	-21816.000	-10400.000	-235.600	
UL003	-18964.800	2499.700	-235.600	-21807.400	6079.400	-235.600	
UL004	-15095.300	-4053.300	-612.200	-17937.900	5811.200	-686.300	
UL005	-18152.400	-6393.300	-610.000	-20995.000	3156.300	-647.100	
UL006	-17440.200	-8439.900	-610.000	-20282.800	1109.700	-647.100	
UL007	-17435.000	1524.500	-610.000	-20277.600	11074.000	-647.100	
UL008	-18152.400	-8567.000	-235.600	-20995.000	-4987.200	-235.600	
UL009	-18152.400	-8567.000	-235.600	-20995.000	-4987.200	-235.600	
UL010	-17440.200	-10613.600	-235.600	-20282.800	-7033.800	-235.600	
UL011	-17440.200	-10613.600	-235.600	-20282.800	-7033.800	-235.600	
UL012	-17435.000	-649.200	-235.600	-20277.600	2930.500	-235.600	
UL013	-17435.000	-649.200	-235.600	-20277.600	2930.500	-235.600	
UL014	-14514.700	-3897.400	-588.700	-17248.000	5587.700	-659.900	
UL015	-14514.700	-3897.400	-588.700	-17248.000	5587.700	-659.900	
UL016	-17454.300	-6147.400	-586.600	-20187.500	3034.900	-622.200	
UL017	-17454.300	-6147.400	-586.600	-20187.500	3034.900	-622.200	
UL018	-16769.500	-8115.300	-586.600	-19502.700	1067.000	-622.200	
UL019	-16769.500	-8115.300	-586.600	-19502.700	1067.000	-622.200	
UL020	-16764.400	1465.800	-586.600	-19497.700	10648.100	-622.200	
UL021	-16764.400	1465.800	-586.600	-19497.700	10648.100	-622.200	
UL022	-11611.800	6915.750	1804.200	-13798.400	28899.930	1925.290	
UL023	-18152.400	-8567.000	-235.600	-20995.000	-4987.200	-235.600	
UL024	-17440.200	-10613.600	-235.600	-20282.800	-7033.800	-235.600	
UL025	-17435.000	-649.200	-235.600	-20277.600	2930.500	-235.600	
UL026	-13934.200	-3741.500	-565.100	-16558.100	5364.100	-633.500	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-16667.800	-8899.000	-235.600	-18854.400	-5319.200	-235.600	
UE002	-15489.900	-12283.800	-235.600	-17676.500	-8704.000	-235.600	
UE003	-15481.200	4195.700	-235.600	-17667.800	7775.500	-235.600	
UE004	-11611.800	-2357.300	-612.200	-13798.400	7507.200	-686.300	
UE005	-14668.900	-4697.200	-610.000	-16855.500	4852.300	-647.100	
UE006	-13956.700	-6743.800	-610.000	-16143.300	2805.700	-647.100	
UE007	-13951.500	3220.500	-610.000	-16138.100	12770.000	-647.100	
UE008	-14668.900	-6870.900	-235.600	-16855.500	-3291.100	-235.600	
UE009	-14668.900	-6870.900	-235.600	-16855.500	-3291.100	-235.600	
UE010	-13956.700	-8917.500	-235.600	-16143.300	-5337.800	-235.600	
UE011	-13956.700	-8917.500	-235.600	-16143.300	-5337.800	-235.600	
UE012	-13951.500	1046.800	-235.600	-16138.100	4626.600	-235.600	
UE013	-13951.500	1046.800	-235.600	-16138.100	4626.600	-235.600	
UE014	-11031.200	-2201.400	-588.700	-13108.500	7283.700	-659.900	
UE015	-11031.200	-2201.400	-588.700	-13108.500	7283.700	-659.900	
UE016	-13970.700	-4451.300	-586.600	-16048.000	4730.900	-622.200	
UE017	-13970.700	-4451.300	-586.600	-16048.000	4730.900	-622.200	
UE018	-13285.900	-6419.200	-586.600	-15363.200	2763.000	-622.200	
UE019	-13285.900	-6419.200	-586.600	-15363.200	2763.000	-622.200	
UE020	-13280.900	3161.900	-586.600	-15358.200	12344.100	-622.200	
UE021	-13280.900	3161.900	-586.600	-15358.200	12344.100	-622.200	
UE022	-11611.800	-1463.750	1804.200	-13798.400	5864.310	1925.290	
UE023	-14668.900	-6870.900	-235.600	-16855.500	-3291.100	-235.600	
UE024	-13956.700	-8917.500	-235.600	-16143.300	-5337.800	-235.600	
UE025	-13951.500	1046.800	-235.600	-16138.100	4626.600	-235.600	
UE026	-10450.600	-2045.500	-565.100	-12418.600	7060.200	-633.500	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-20151.300	-512.800	0.000	-22993.900	-512.800	0.000	
ULB02	-18973.500	-512.200	0.000	-21816.000	-512.200	0.000	
ULB03	-18964.800	-512.200	0.000	-21807.400	-512.200	0.000	
ULB04	-15095.300	-167.500	-130.400	-17937.900	2377.000	-204.500	
ULB05	-18152.400	-340.500	-65.200	-20995.000	931.800	-102.300	
ULB06	-17440.200	-340.100	-65.200	-20282.800	932.200	-102.300	
ULB07	-17435.000	-340.100	-65.200	-20277.600	932.200	-102.300	
ULB08	-18152.400	554.500	-289.700	-20995.000	4956.400	-289.700	
ULB09	-18152.400	-1577.900	289.700	-20995.000	-5979.800	289.700	
ULB10	-17440.200	554.900	-289.700	-20282.800	4956.800	-289.700	
ULB11	-17440.200	-1577.500	289.700	-20282.800	-5979.400	289.700	
ULB12	-17435.000	554.900	-289.700	-20277.600	4956.800	-289.700	
ULB13	-17435.000	-1577.500	289.700	-20277.600	-5979.400	289.700	
ULB14	-14514.700	864.100	-404.000	-17248.000	7543.400	-475.200	
ULB15	-14514.700	-1186.300	153.200	-17248.000	-2972.200	81.900	
ULB16	-17454.300	697.800	-341.300	-20187.500	6153.700	-376.900	
ULB17	-17454.300	-1352.600	215.900	-20187.500	-4361.900	180.300	
ULB18	-16769.500	698.200	-341.300	-19502.700	6154.100	-376.900	
ULB19	-16769.500	-1352.200	215.900	-19502.700	-4361.500	180.300	
ULB20	-16764.400	698.200	-341.300	-19497.700	6154.100	-376.900	
ULB21	-16764.400	-1352.200	215.900	-19497.700	-4361.500	180.300	
ULB22	-11611.800	3410.860	1819.810	-13798.400	25767.120	1908.360	
ULB23	-18152.400	-511.700	0.000	-20995.000	-511.700	0.000	
ULB24	-17440.200	-511.300	0.000	-20282.800	-511.300	0.000	
ULB25	-17435.000	-511.300	0.000	-20277.600	-511.300	0.000	
ULB26	-13934.200	-154.600	-120.400	-16558.100	2194.200	-188.800	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-16667.800	-395.200	0.000	-18854.400	-395.200	0.000	
UEB02	-15489.900	-394.500	0.000	-17676.500	-394.500	0.000	
UEB03	-15481.200	-394.500	0.000	-17667.800	-394.500	0.000	
UEB04	-11611.800	-49.800	-130.400	-13798.400	2494.700	-204.500	
UEB05	-14668.900	-222.800	-65.200	-16855.500	1049.500	-102.300	
UEB06	-13956.700	-222.400	-65.200	-16143.300	1049.900	-102.300	
UEB07	-13951.500	-222.400	-65.200	-16138.100	1049.900	-102.300	
UEB08	-14668.900	672.200	-289.700	-16855.500	5074.100	-289.700	
UEB09	-14668.900	-1460.200	289.700	-16855.500	-5862.100	289.700	
UEB10	-13956.700	672.600	-289.700	-16143.300	5074.500	-289.700	
UEB11	-13956.700	-1459.800	289.700	-16143.300	-5861.700	289.700	
UEB12	-13951.500	672.600	-289.700	-16138.100	5074.500	-289.700	
UEB13	-13951.500	-1459.800	289.700	-16138.100	-5861.700	289.700	
UEB14	-11031.200	981.800	-404.000	-13108.500	7661.100	-475.200	
UEB15	-11031.200	-1068.600	153.200	-13108.500	-2854.500	81.900	
UEB16	-13970.700	815.500	-341.300	-16048.000	6271.400	-376.900	
UEB17	-13970.700	-1234.900	215.900	-16048.000	-4244.200	180.300	
UEB18	-13285.900	815.900	-341.300	-15363.200	6271.800	-376.900	
UEB19	-13285.900	-1234.500	215.900	-15363.200	-4243.800	180.300	
UEB20	-13280.900	815.900	-341.300	-15358.200	6271.800	-376.900	
UEB21	-13280.900	-1234.500	215.900	-15358.200	-4243.800	180.300	
UEB22	-11611.800	875.420	1819.810	-13798.400	8327.507	1908.360	
UEB23	-14668.900	-394.000	0.000	-16855.500	-394.000	0.000	
UEB24	-13956.700	-393.600	0.000	-16143.300	-393.600	0.000	
UEB25	-13951.500	-393.600	0.000	-16138.100	-393.600	0.000	
UEB26	-10450.600	-37.000	-120.400	-12418.600	2311.800	-188.800	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-24936.600	9515.800	-16760.200	-6543.200	
UL002	-25093.400	9490.600	-14457.400	-5682.900	
UL003	-19012.300	7452.400	-20374.100	-7689.500	
UL004	-17627.000	6888.300	-13532.500	-5167.000	
UL005	-21637.400	8477.000	-15893.600	-5999.100	
UL006	-21732.200	8461.800	-14501.200	-5479.000	
UL007	-18055.200	7229.400	-18078.700	-6692.300	
UL008	-22113.700	8477.000	-15417.200	-5999.100	
UL009	-22113.700	8477.000	-15417.200	-5999.100	
UL010	-22208.500	8461.800	-14024.800	-5479.000	
UL011	-22208.500	8461.800	-14024.800	-5479.000	
UL012	-18531.600	7229.400	-17602.400	-6692.300	
UL013	-18531.600	7229.400	-17602.400	-6692.300	
UL014	-16949.100	6623.400	-13012.100	-4968.300	
UL015	-16949.100	6623.400	-13012.100	-4968.300	
UL016	-20805.200	8151.000	-15282.300	-5768.400	
UL017	-20805.200	8151.000	-15282.300	-5768.400	
UL018	-20896.300	8136.300	-13943.400	-5268.200	
UL019	-20896.300	8136.300	-13943.400	-5268.200	
UL020	-17360.800	6951.300	-17383.400	-6434.900	
UL021	-17360.800	6951.300	-17383.400	-6434.900	
UL022	-14079.000	5298.700	-9889.900	-3974.600	
UL023	-22113.700	8477.000	-15417.200	-5999.100	
UL024	-22208.500	8461.800	-14024.800	-5479.000	
UL025	-18531.600	7229.400	-17602.400	-6692.300	
UL026	-16271.100	6358.400	-12491.600	-4769.600	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-96.600	2317.100	77.700	4709.800	-12140.500	7054.600
UL002	-96.600	2355.400	76.400	4786.600	-12331.200	7080.400
UL003	-96.600	1707.700	98.400	3491.000	-9112.900	5413.500
UL004	-96.600	1621.700	186.000	3319.100	-8601.400	5045.500
UL005	149.100	2042.200	325.200	4160.000	-10536.600	6260.300
UL006	149.100	2065.400	324.400	4206.400	-10651.900	6275.900
UL007	149.100	1673.700	337.800	3423.000	-8706.000	5268.000
UL008	-96.600	2042.200	87.100	4160.000	-10774.800	6260.300
UL009	-96.600	2042.200	87.100	4160.000	-10774.800	6260.300
UL010	-96.600	2065.400	86.300	4206.400	-10890.100	6275.900
UL011	-96.600	2065.400	86.300	4206.400	-10890.100	6275.900
UL012	-96.600	1673.700	99.600	3423.000	-8944.200	5268.000
UL013	-96.600	1673.700	99.600	3423.000	-8944.200	5268.000
UL014	-92.900	1559.400	178.800	3191.500	-8270.600	4851.400
UL015	-92.900	1559.400	178.800	3191.500	-8270.600	4851.400
UL016	143.400	1963.600	312.700	4000.000	-10131.400	6019.500
UL017	143.400	1963.600	312.700	4000.000	-10131.400	6019.500
UL018	143.400	1985.900	312.000	4044.600	-10242.200	6034.500
UL019	143.400	1985.900	312.000	4044.600	-10242.200	6034.500
UL020	143.400	1609.300	324.800	3291.400	-8371.100	5065.400
UL021	143.400	1609.300	324.800	3291.400	-8371.100	5065.400
UL022	-74.300	1247.500	-116.800	2553.200	-6876.300	3881.200
UL023	-96.600	2042.200	87.100	4160.000	-10774.800	6260.300
UL024	-96.600	2065.400	86.300	4206.400	-10890.100	6275.900
UL025	-96.600	1673.700	99.600	3423.000	-8944.200	5268.000
UL026	-89.100	1497.000	171.700	3063.800	-7939.800	4657.400

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-12261.000	9105.100	-8060.600	-6110.100	-7767.100	-4762.800
UL002	-12452.600	9079.800	-6941.500	-5249.900	-6670.800	-4112.000
UL003	-9176.000	7041.600	-10097.200	-7256.500	-9769.600	-5739.000
UL004	-8609.300	6477.500	-6726.600	-4734.000	-6425.200	-3779.100
UL005	-10510.200	8066.300	-7942.600	-5566.100	-7543.700	-4373.900
UL006	-10626.100	8051.000	-7266.000	-5045.900	-6880.800	-3980.400
UL007	-8644.900	6818.600	-9174.100	-6259.200	-8754.500	-4964.200
UL008	-10867.500	8066.300	-7466.300	-5566.100	-7186.400	-4373.900
UL009	-10867.500	8066.300	-7466.300	-5566.100	-7186.400	-4373.900
UL010	-10983.300	8051.000	-6789.600	-5045.900	-6523.500	-3980.400
UL011	-10983.300	8051.000	-6789.600	-5045.900	-6523.500	-3980.400
UL012	-9002.100	6818.600	-8697.700	-6259.200	-8397.200	-4964.200
UL013	-9002.100	6818.600	-8697.700	-6259.200	-8397.200	-4964.200
UL014	-8278.100	6228.400	-6467.900	-4551.900	-6178.100	-3633.700
UL015	-8278.100	6228.400	-6467.900	-4551.900	-6178.100	-3633.700
UL016	-10106.000	7756.000	-7637.100	-5352.000	-7253.500	-4205.700
UL017	-10106.000	7756.000	-7637.100	-5352.000	-7253.500	-4205.700
UL018	-10217.400	7741.300	-6986.500	-4851.800	-6616.200	-3827.300
UL019	-10217.400	7741.300	-6986.500	-4851.800	-6616.200	-3827.300
UL020	-8312.400	6556.300	-8821.200	-6018.500	-8417.800	-4773.200
UL021	-8312.400	6556.300	-8821.200	-6018.500	-8417.800	-4773.200
UL022	-7012.300	4982.700	-4654.600	-3641.500	-4552.700	-2907.000
UL023	-10867.500	8066.300	-7466.300	-5566.100	-7186.400	-4373.900
UL024	-10983.300	8051.000	-6789.600	-5045.900	-6523.500	-3980.400
UL025	-9002.100	6818.600	-8697.700	-6259.200	-8397.200	-4964.200
UL026	-7947.000	5979.200	-6209.200	-4369.800	-5931.000	-3488.400

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-435.900	-2628.100	-258.100	-1504.900
UL002	-428.400	-2186.800	-258.100	-1284.200
UL003	-449.600	-3434.300	-258.100	-1907.900
UL004	-510.500	-2036.800	-300.400	-1209.200
UL005	-670.100	-2394.400	-377.200	-1388.000
UL006	-665.600	-2127.500	-377.200	-1254.500
UL007	-678.400	-2881.800	-377.200	-1631.700
UL008	-432.000	-2394.400	-258.100	-1388.000
UL009	-432.000	-2394.400	-258.100	-1388.000
UL010	-427.400	-2127.500	-258.100	-1254.500
UL011	-427.400	-2127.500	-258.100	-1254.500
UL012	-440.200	-2881.800	-258.100	-1631.700
UL013	-440.200	-2881.800	-258.100	-1631.700
UL014	-490.900	-1958.500	-288.800	-1162.700
UL015	-490.900	-1958.500	-288.800	-1162.700
UL016	-644.400	-2302.300	-362.700	-1334.600
UL017	-644.400	-2302.300	-362.700	-1334.600
UL018	-640.000	-2045.700	-362.700	-1206.300
UL019	-640.000	-2045.700	-362.700	-1206.300
UL020	-652.300	-2771.000	-362.700	-1568.900
UL021	-652.300	-2771.000	-362.700	-1568.900
UL022	-132.900	-1566.800	-101.100	-930.200
UL023	-432.000	-2394.400	-258.100	-1388.000
UL024	-427.400	-2127.500	-258.100	-1254.500
UL025	-440.200	-2881.800	-258.100	-1631.700
UL026	-471.300	-1880.100	-277.300	-1116.200

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 9)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

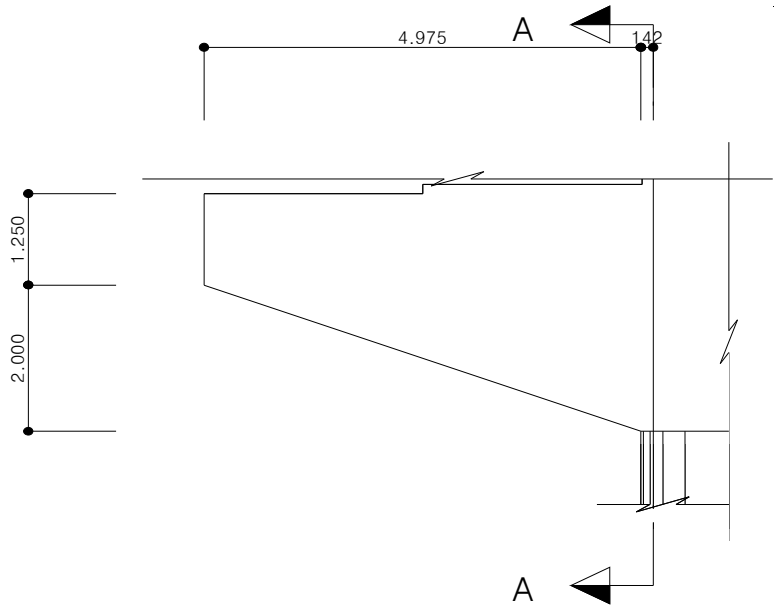
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.909} = 2.216\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 9515.800 kN - "ULO-01, ULO-02"

Mu = 25093.400 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 25093.400 / 9515.800 = 2.637 m

d = 3.250 - 0.192 = 3.058 m

a/d = 2.637 / 3.058 = 0.862 ≤ 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)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2900.0	3250.0	3057.6	100.0	2247.0	9515.8

a = 2637.025 mm, d = 3057.575 mm

a / d (= 0.862) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2246.975 mm ≥ 0.5 x 3057.575 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 9515.800 kN

Nuc = 0.20 x 9515.800 = 1903.160 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 25093.400 + 1903.160 x (3.250 - 3.058)

= 25459.616 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 2900.000 x 3057.575 = 47881.619 kN

≤ 5.6 x 2900.000 x 3057.575 = 49655.012 kN

ΦVn_max = 0.80 x 47881.619 = 38305.295 kN ≥ Vu (=9515.800 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)

= 9515800.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 21240.625 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 25093.400 + 1903.160 x (3.250 - 3.058) = 25459.616 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 26769.351 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 9515.800 = 1903.160 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 5947.375 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 32716.726 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 2900.000 x 3057.575
= 23940.810 ㎟
Use As = 42996.000 ㎟ (철근도심 192.43 ㎜)
1단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d1 = 100.00 ㎜
2단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d2 = 200.00 ㎜
3단 : H25-12.0EA + H25-12.0EA , d3 = 300.00 ㎜
Use As ≥ 32716.726 ㎟ , 23940.810 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (32716.726 - 5947.375)
= 13384.676 ㎟
사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 ㎟
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3057.57 = 2038.38 ㎜구간에 9.0 단 설치
▶ 사용철근량(9.0단) : H22 - 54.00 EA = 20903.400 ㎟ ≥ 13384.676 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토
: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]
a = 2.6 < 2d(=6.300) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 1.319 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치
- Vu = 9122.053 kN - "UL0-01
부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7) 부재길이(L) : 1.234 m
Vui = 9105.100 kN (I단), Vuj = 9469.000 kN (J단)
검토위치(Lc) = 3.798 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= 9105.100 + (9469.000 - 9105.100)/1.234 x (3.798 - 3.741)
= 9122.053 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5274.05	3057.58	9122.05	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 2900.00 x 3057.57

= 30716.073 kN ≥ Vu(= 9122.053 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 3057.57 = 6143.215 kN

< Vu (= 9122.053 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11362.437 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11362.437 + 7679.018)

= 15233.164 kN ≥ Vu(= 9122.053 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.250 x 5.117 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 85.790 kN

w2 = 2.000 x (5.117-0.142) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 66.727 kN

w3 = 2.000 x (5.117-4.975) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 3.809 kN

Vc = 85.790 + 66.727 + 3.809 = 156.326 kN

Mc = 85.790 x 2.559 + 66.727 x 1.800 + 3.809 x 0.071 = 339.895 kN.m

Vu = 153.230 x sin 88.04 + 146.880 x cos 88.04 +
151.670 x sin 88.04 + 147.330 x cos 88.04 +
153.300 x sin 88.04 + 145.210 x cos 88.04 +
151.700 x sin 88.04 + 145.620 x cos 88.04 +
156.326(Vc)

= 785.876 kN

Mu = 153.230 x sin 88.04 x 3.878 + 146.880 x cos 88.04 x 3.878 +
151.670 x sin 88.04 x 1.376 + 147.330 x cos 88.04 x 1.376 +
153.300 x sin 88.04 x 3.912 + 145.210 x cos 88.04 x 3.912 +
151.700 x sin 88.04 x 1.411 + 145.620 x cos 88.04 x 1.411 +

339.895(Mc)

= 2008.419 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)
3250.00	2900.00	2800.00	100.00	2008.42	785.88

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7466.200 x 400.00 = 2986480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3250.000 = 74587.500 x a

T = C 이므로, a = 40.040 mm, c = 40.040 / β1 = 40.040 / 0.85 = 47.106 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 47.106) / 47.106 = 0.17532

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2113.964 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.532]

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00082

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.040 mm

ΦMn = 0.85 x 7466.200 x 400 x (2800.00 - a/2) = 7057.002 kN.m

≥ Mu (= 2008.419 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.514]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3250.00 x 2800.00 = 6304.665 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 785.876 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 17083.500 x 1000000 / [42996.000 x (3057.575 - 699.598/3)]
= 140.678 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x3057.6/(7x42996.000)]
= 699.598 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 140.68) - 2.5 x 85.50 = 346.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 140.68) = 447.83 mm
Sa는 작은 값인 346.04 mm 를 적용
S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 346.04 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2008.419 x 1000000 / [7466.200 x (2800.000 - 284.439/3)]
= 99.439 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7466.200/3250.0 + 7x7466.200/3250.0 x √[(1 + 2x3250.0x2800.0/(7x7466.200)]
= 284.439 mm

사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)
2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 99.44) - 2.5 x 85.50 = 578.19 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 99.44) = 633.55 mm
Sa는 작은 값인 578.19 mm 를 적용
S = 3250.00 / 16.0 EA = 203.13 ≤ Sa (= 578.19 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 13)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

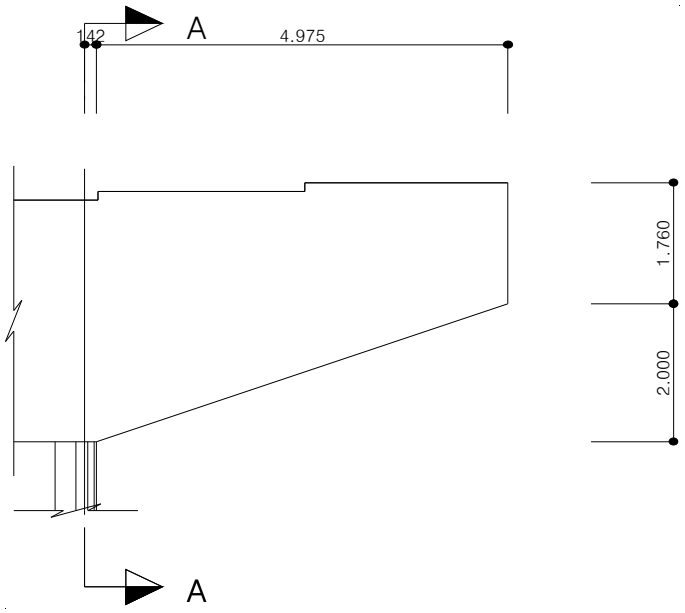
① 기둥의 단면적

A = π x 2.500² / 4 = 4.909 m²

② 치환단면의 한변길이

L = √4.909 = 2.216 m

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 7689.500 kN - "ULO-03"

Mu = 20374.100 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 20374.100 / 7689.500 = 2.650 m

d = 3.250 - 0.192 = 3.058 m

a/d = 2.650 / 3.058 = 0.867 ≤ 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)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2900.0	3250.0	3057.6	100.0	2624.6	7689.5

a = 2649.600 mm, d = 3057.575 mm

a / d (= 0.867) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2624.583 mm ≥ 0.5 x 3057.575 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 7689.500 kN

Nuc = 0.20 x 7689.500 = 1537.900 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 20374.100 + 1537.900 x (3.250 - 3.058)

= 20670.031 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 2900.000 x 3057.575 = 47881.619 kN

≤ 5.6 x 2900.000 x 3057.575 = 49655.012 kN

ΦVn_max = 0.80 x 47881.619 = 38305.295 kN ≥ Vu (=7689.500 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0 \text{ ; 일체로 친 보통 콘크리트})$$

= 7689500.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 17164.063 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 20374.100 + 1537.900 x (3.250 - 3.058) = 20670.031 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 21613.663 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 7689.500 = 1537.900 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 4805.938 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 26419.600 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 2900.000 x 3057.575
= 23940.810 ㎟
Use As = 42996.000 ㎟ (철근도심 192.43 ㎜)
1단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d1 = 100.00 ㎜
2단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d2 = 200.00 ㎜
3단 : H25-12.0EA + H25-12.0EA , d3 = 300.00 ㎜
Use As ≥ 26419.600 ㎟ , 23940.810 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (26419.600 - 4805.938)
= 10806.831 ㎟
사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 ㎟
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3057.57 = 2038.38 ㎜구간에 9.0 단 설치
▶ 사용철근량(9.0단) : H22 - 54.00 EA = 20903.400 ㎟ ≥ 10806.831 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토
: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]
a = 2.7 < 2d(=6.300) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 1.325 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치
- Vu = 7272.508 kN - "UL0-03
부재번호 : 15 (I단 : 절점15, J단 : 절점16) 부재길이(L) : 1.216 m
Vui = -7636.700 kN (I단), Vuj = -7256.500 kN (J단)
검토위치(Lc) = 8.658 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= -7636.700 + (-7256.500 - -7636.700)/1.216 x (8.658 - 7.493)
= -7272.508 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5299.20	3057.58	7272.51	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 2900.00 x 3057.57
= 30716.073 kN ≥ Vu(= 7272.508 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 3057.57 = 6143.215 kN
< Vu (= 7272.508 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11362.437 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11362.437 + 7679.018)
= 15233.164 kN ≥ Vu(= 7272.508 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.250 x 5.117 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 85.790 kN
w2 = 2.000 x (5.117-0.142) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 66.727 kN
w3 = 2.000 x (5.117-4.975) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 3.809 kN
Vc = 85.790 + 66.727 + 3.809 = 156.326 kN
Mc = 85.790 x 2.559 + 66.727 x 1.800 + 3.809 x 0.071 = 339.895 kN.m

Vu = 151.310 x sin 88.04 + 147.800 x cos 88.04 +
152.900 x sin 88.04 + 147.770 x cos 88.04 +
151.390 x sin 88.04 + 146.180 x cos 88.04 +
153.030 x sin 88.04 + 146.180 x cos 88.04 +
156.326(Vc)
= 784.705 kN

Mu = 151.310 x sin 88.04 x 1.411 + 147.800 x cos 88.04 x 1.411 +
152.900 x sin 88.04 x 3.912 + 147.770 x cos 88.04 x 3.912 +
151.390 x sin 88.04 x 1.376 + 146.180 x cos 88.04 x 1.376 +
153.030 x sin 88.04 x 3.878 + 146.180 x cos 88.04 x 3.878 +

339.895(Mc)

= 2005.559 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)
3250.00	2900.00	2800.00	100.00	2005.56	784.71

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7466.200 x 400.00 = 2986480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3250.000 = 74587.500 x a

T = C 이므로, a = 40.040 mm, c = 40.040 / β1 = 40.040 / 0.85 = 47.106 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 47.106) / 47.106 = 0.17532

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2110.947 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.537]

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00082

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.040 mm

ΦMn = 0.85 x 7466.200 x 400 x (2800.00 - a/2) = 7057.002 kN.m

≥ Mu (= 2005.559 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.519]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3250.00 x 2800.00 = 6304.665 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 784.705 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13906.700 x 1000000 / [42996.000 x (3057.575 - 699.598/3)]
= 114.518 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x3057.6/(7x42996.000)]
= 699.598 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 114.52) - 2.5 x 85.50 = 473.92 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 114.52) = 550.13 mm
Sa는 작은 값인 473.92 mm 를 적용
S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 473.92 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2005.559 x 1000000 / [7466.200 x (2800.000 - 284.439/3)]
= 99.298 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7466.200/3250.0 + 7x7466.200/3250.0 x √[(1 + 2x3250.0x2800.0/(7x7466.200)]
= 284.439 mm

사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)
2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 99.30) - 2.5 x 85.50 = 579.32 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 99.30) = 634.46 mm
Sa는 작은 값인 579.32 mm 를 적용
S = 3250.00 / 16.0 EA = 203.13 ≤ Sa (= 579.32 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침6) : UL0-02(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.041 (96.60/2355.40) < 2d(=3.269) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5274.05	1542.00	2355.40	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 2900.00 x 1542.00

= 15490.737 kN ≥ Vu(= 2355.400 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1542.00 = 3098.147 kN

≥ Vu (= 2355.400 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 114.700 x 1000000 / [42996.000 x (1541.997 - 471.402/3)]

= 1.926 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x1542.0/(7x42996.000)]

= 471.402 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.93) - 2.5 x 85.50 = 40667.29 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 1.93) = 32704.83 mm

Sa는 작은 값인 32704.83 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 32704.83 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침1) : UL0-02(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 = 0.016 (76.40/4786.60) < 2d(=3.296) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5274.05	1648.09	4786.60	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 2900.00 x 1648.09

= 16556.543 kN ≥ Vu(= 4786.600 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1648.09 = 3311.309 kN

< Vu (= 4786.600 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6124.568 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (6124.568 + 4139.136)

= 8210.963 kN ≥ Vu(= 4786.600 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 249.600 x 1000000 / [4496.800 x (1648.090 - 178.607/3)]

= 34.941 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4496.800/2900.0 + 7x4496.800/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x1648.1/(7x4496.800)]

= 178.607 mm

사용철근량 = 4496.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 7.0 EA (= 4496.8 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 34.94) - 2.5 x 85.50 = 2040.03 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 34.94) = 1803.02 mm

Sa는 작은 값인 1803.02 mm 를 적용

S = 2900.00 / 7.0 EA = 414.29 ≤ Sa (= 1803.02 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침7) : UL0-02(절점 5)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.742 (12331.20/7080.40) < 2d(=5.535) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5274.05	2674.99	7080.40	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 2900.00 x 2674.99

= 26872.677 kN ≥ Vu(= 7080.400 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2674.99 = 5374.535 kN

< Vu (= 7080.400 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9940.694 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9940.694 + 6718.169)

= 13327.091 kN ≥ Vu(= 7080.400 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8377.000 x 1000000 / [42996.000 x (2674.991 - 648.553/3)]

= 79.238 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2675.0/(7x42996.000)]

= 648.553 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.24) - 2.5 x 85.50 = 780.09 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 79.24) = 795.07 mm

Sa는 작은 값인 780.09 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 780.09 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침2) : UL0-01(절점 6)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.347 (12261.00/9105.10) < 2d(=5.563) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5274.05	2689.06	9105.10	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 2900.00 x 2689.06

= 27014.026 kN ≥ Vu(= 9105.100 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2689.06 = 5402.805 kN

< Vu (= 9105.100 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9992.982 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9992.982 + 6753.507)

= 13397.191 kN ≥ Vu(= 9105.100 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8359.600 x 1000000 / [42996.000 x (2689.061 - 650.492/3)]

= 78.645 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2689.1/(7x42996.000)]

= 650.492 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 78.64) - 2.5 x 85.50 = 787.59 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 78.64) = 801.07 mm

Sa는 작은 값인 787.59 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 787.59 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침9) : UL0-03(절점 16)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.391 (10097.20/7256.50) < 2d(=6.073) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5299.20	2944.16	7256.50	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 2900.00 x 2944.16

= 29576.694 kN ≥ Vu(= 7256.500 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2944.16 = 5915.339 kN

< Vu (= 7256.500 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 10940.959 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (10940.959 + 7394.173)

= 14668.106 kN ≥ Vu(= 7256.500 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7057.000 x 1000000 / [42996.000 x (2944.157 - 684.811/3)]

= 60.434 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2944.2/(7x42996.000)]

= 684.811 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 60.43) - 2.5 x 85.50 = 1089.33 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 60.43) = 1042.46 mm

Sa는 작은 값인 1042.46 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 1042.46 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침4) : UL0-03(절점 17)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.702 (9769.60/5739.00) < 2d(=6.045) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5299.20	2930.09	5739.00	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 2900.00 x 2930.09

= 29435.344 kN ≥ Vu(= 5739.000 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2930.09 = 5887.069 kN

≥ Vu (= 5739.000 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6734.200 x 1000000 / [42996.000 x (2930.087 - 682.957/3)]

= 57.957 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2930.1/(7x42996.000)]

= 682.957 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 57.96) - 2.5 x 85.50 = 1145.03 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 57.96) = 1087.02 mm

Sa는 작은 값인 1087.02 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 1087.02 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침10) : UL0-03(절점 19)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.131 (449.60/3434.30) < 2d(=4.317) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5299.20	2065.86	3434.30	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 2900.00 x 2065.86

= 20753.383 kN ≥ Vu(= 3434.300 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2065.86 = 4150.677 kN

≥ Vu (= 3434.300 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 521.900 x 1000000 / [42996.000 x (2065.857 - 559.221/3)]

= 6.458 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2065.9/(7x42996.000)]

= 559.221 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 6.46) - 2.5 x 85.50 = 11979.57 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 6.46) = 9754.66 mm

Sa는 작은 값인 9754.66 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 9754.66 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침5) : UL0-03(절점 20)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.135 (258.10/1907.90) < 2d(=4.289) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5299.20	2052.19	1907.90	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 2900.00 x 2052.19

= 20616.072 kN ≥ Vu(= 1907.900 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2052.19 = 4123.214 kN

≥ Vu (= 1907.900 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 290.100 x 1000000 / [42996.000 x (2052.189 - 557.078/3)]

= 3.615 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2052.2/(7x42996.000)]

= 557.078 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 3.61) - 2.5 x 85.50 = 21571.27 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 3.61) = 17428.02 mm

Sa는 작은 값인 17428.02 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 17428.02 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-17937.920	-22993.900	7015.300	10595.000	-235.600	-0.02400	축력최대
UL002	-17937.920	-21816.000	10400.000	13979.800	-235.600	-0.03400	모멘트최대
UL022	-13798.400	-13798.400	6915.750	28899.930	1925.290	0.01730	탄성설계
UL022	-13798.400	-13798.400	-1463.750	5864.310	1925.290	0.01730	소성설계
UE020	-13108.480	-15358.200	3161.900	12344.100	-622.200	0.02600	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=3.000)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	0.015	0.060	O.K	55278.218	22993.900	12192.175	2.404	O.K
모멘트최대	0.005	0.015	0.060	O.K	42099.242	21816.000	16986.391	1.930	O.K
탄성설계	0.005	0.015	0.060	O.K	19372.412	13798.400	29103.656	1.404	O.K
편심최대	0.005	0.015	0.060	O.K	39963.782	15358.200	12805.083	2.602	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	22993.900	12192.175	530.235

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22993.900 x -0.02400 / (-235.600 x 17.818)

= 0.131

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.818 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.443 / 0.625

= 61.968 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.443 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.131)

= 1.151

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.151 x 7015.300

= 8072.842 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.151 x 10595.000

= 12192.175 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1523582.030 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 530.235 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1744.102 mm, a = k1 x c = 1482.487 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3032341.053 = 69592.227 kN

∑Csi = 13218.970 kN, ∑Tsi = 3842.315 kN

Pn = 69592.227 + 13218.970 - 3842.315 = 78968.883 kN

Mn = Cc x 1148.608 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 41872.472 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=530.240)| = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1744.102 mm, a = k1 x c = 1482.487 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1744.10) / 1744.10 = 0.00113

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 78968.883 kN

ΦPn = 0.70 x 78968.883 = 55278.218 kN ≥ Pu = 22993.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.530 = 29310.456 kN.m ≥ Mu = 12192.175 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL002)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	21816.000	16986.391	778.621

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 21816.000 x -0.03400 / (-235.600 x 17.818)

= 0.177

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.818 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.443 / 0.625

= 61.968 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.443 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.177)

= 1.215

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.215 x 10400.000

= 12636.695 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.215 x 13979.800

= 16986.391 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1445534.058 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 778.621 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1469.571 mm, a = k1 x c = 1249.136 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2452303.437 = 56280.364 kN

∑Csi = 11757.510 kN, ∑Tsi = 7896.100 kN

Pn = 56280.364 + 11757.510 - 7896.100 = 60141.774 kN

Mn = Cc x 1155.581 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46828.208 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=778.630)| = 0.0095 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1469.571 mm, a = k1 x c = 1249.136 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1469.57) / 1469.57 = 0.00190

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 60141.774 kN

ΦPn = 0.70 x 60141.774 = 42099.242 kN ≥ Pu = 21816.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.779 = 32779.345 kN.m ≥ Mu = 16986.391 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	13798.400	29103.656	2109.205

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13798.400 x 0.01730 / (1925.290 x 17.818)

= 0.007

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.818 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.443 / 0.625

= 61.968 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.443 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.007)

= 1.007

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.007 x 6915.750

= 6964.502 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.007 x 28899.930

= 29103.656 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 914285.714 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 2109.205 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 853.783 mm, a = k1 x c = 725.716 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1183214.366 = 27154.770 kN

∑Csi = 8085.344 kN, ∑Tsi = 15867.702 kN

Pn = 27154.770 + 8085.344 - 15867.702 = 19372.412 kN

Mn = Cc x 1186.150 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 40860.327 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2109.202)| = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 19372.412 kN

ΦPn = 1.00 x 19372.412 = 19372.412 kN ≥ Pu = 13798.400 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.109 = 40860.390 kN.m ≥ Mu = 29103.656 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UE020)

㉮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	2386.158	15358.200	12805.083	833.762

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15358.200 x 0.02600 / (-622.200 x 17.818)

= 0.036

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.818 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.443 / 0.625

= 61.968 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.443 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.036)

= 1.037

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.037 x 3161.900

= 3279.979 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.037 x 12344.100

= 12805.083 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1017638.484 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 833.762 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1425.447 mm, a = k1 x c = 1211.630 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2358550.169 = 54128.726 kN

∑Csi = 11490.463 kN, ∑Tsi = 8735.481 kN

Pn = 54128.726 + 11490.463 - 8735.481 = 56883.708 kN

Mn = Cc x 1157.154 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47427.675 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=833.766)| = 0.0036 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1425.447 mm, a = k1 x c = 1211.630 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1425.45) / 1425.45 = 0.00205

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0021-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.703

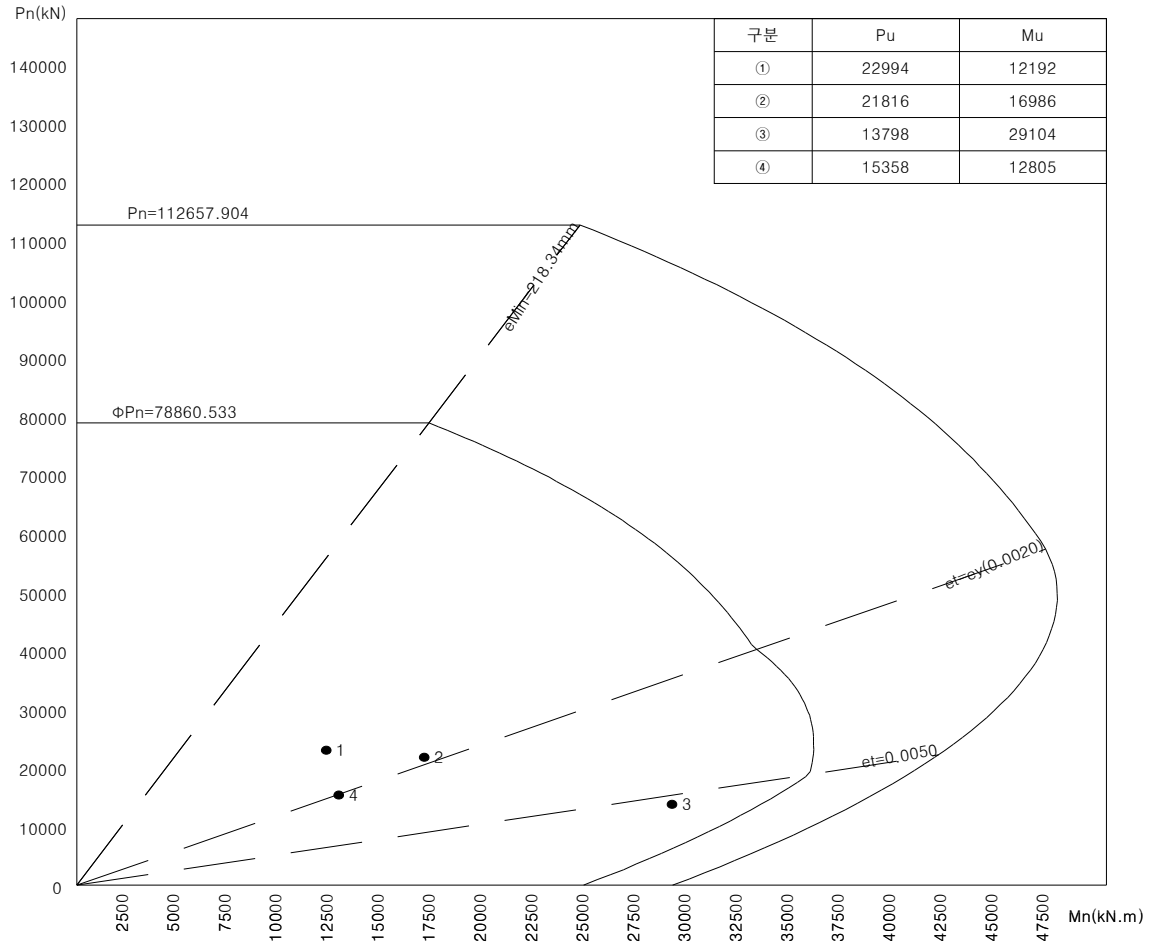
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 56883.708 kN

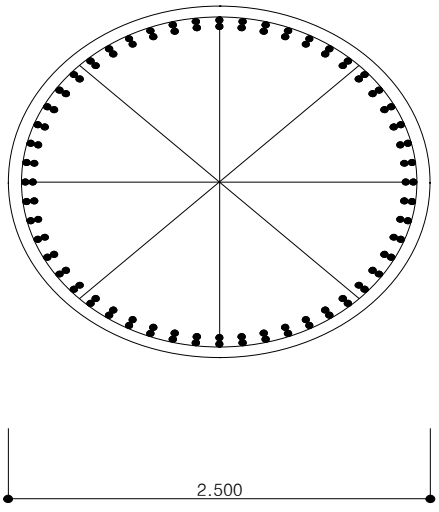
ΦPn = 0.70 x 56883.708 = 39963.782 kN ≥ Pu = 15358.200 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.834 = 33320.281 kN.m ≥ Mu = 12805.083 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	22994	12192
②	21816	16986
③	13798	29104
④	15358	12805



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2386.158 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근
Ast = 74703.200 mm²
Puse = 0.01522
1단 : H32-52Ea
2단 : H29-52Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-17937.920	-22993.900	512.800	512.800	0.000	-0.00100	축력최대
ULB14	-17248.000	-17248.000	864.100	7543.400	-475.200	0.01400	모멘트최대
ULB22	-13798.400	-13798.400	3410.860	25767.120	1908.360	0.06353	탄성설계
ULB22	-13798.400	-13798.400	875.420	8327.507	1908.360	0.06353	소성설계
UEB14	-13108.480	-13108.500	981.800	7661.100	-475.200	0.01500	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=3.000)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	0.015	0.060	O.K	78860.539	22993.900	512.800	3.430	O.K
모멘트최대	0.005	0.015	0.060	O.K	60658.214	17248.000	7768.692	3.517	O.K
탄성설계	0.005	0.015	0.060	O.K	21894.486	13798.400	26454.949	1.587	O.K
편심최대	0.005	0.015	0.060	O.K	58439.885	13108.500	7841.453	4.458	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	22993.900	512.800	22.302

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22993.900 x -0.00100 / (0.000 x 17.818)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.818 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.443 / 0.625

= 61.968 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.443 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 512.800

= 512.800 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 512.800

= 512.800 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1523582.030 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 22.302 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 4101.210 mm, a = k1 x c = 3486.028 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4909276.340 = 112667.892 kN

∑Csi = 24833.607 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 112667.892 + 24833.607 - 0.000 = 137501.499 kN

Mn = Cc x 1743.014 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3066.580 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=22.302)| = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 4101.210 mm, a = k1 x c = 3486.028 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-4101.21) / 4101.21 = -0.00124

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN < Pn = 137501.499 kN

ΦPn = 0.70 x 112657.912 = 78860.539 kN ≥ Pu = 22993.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.022 = 1758.714 kN.m ≥ Mu = 512.800 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, ULB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	17248.000	7768.692	450.411

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 17248.000 x 0.01400 / (475.200 x 17.818)

= 0.029

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.818 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.443 / 0.625

= 61.968 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.443 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.029)

= 1.030

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.030 x 864.100

= 889.907 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.030 x 7543.400

= 7768.692 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1142857.143 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 450.411 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1866.143 mm, a = k1 x c = 1586.222 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3284812.772 = 75386.453 kN

∑Csi = 13869.481 kN, ∑Tsi = 2601.343 kN

Pn = 75386.453 + 13869.481 - 2601.343 = 86654.591 kN

Mn = Cc x 1147.329 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 39031.040 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=450.421)| = 0.0097 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1866.143 mm, a = k1 x c = 1586.222 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1866.14) / 1866.14 = 0.00086

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 86654.591 kN

ΦPn = 0.70 x 86654.591 = 60658.214 kN ≥ Pu = 17248.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.450 = 27321.138 kN.m ≥ Mu = 7768.692 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	13798.400	26454.949	1917.248

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13798.400 x 0.06353 / (1908.360 x 17.818)

= 0.026

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.818 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.443 / 0.625

= 61.968 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.443 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.026)

= 1.027

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.027 x 3410.860

= 3501.910 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.027 x 25767.120

= 26454.949 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 914285.714 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 1917.248 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 894.355 mm, a = k1 x c = 760.202 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1262016.771 = 28963.285 kN

∑Csi = 8365.829 kN, ∑Tsi = 15434.628 kN

Pn = 28963.285 + 8365.829 - 15434.628 = 21894.486 kN

Mn = Cc x 1183.645 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 41977.115 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1917.246)| = 0.0016 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 21894.486 kN

ΦPn = 1.00 x 21894.486 = 21894.486 kN ≥ Pu = 13798.400 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.917 = 41977.150 kN.m ≥ Mu = 26454.949 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UEB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	13108.500	7841.453	598.196

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13108.500 x 0.01500 / (475.200 x 17.818)

= 0.023

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.818 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.443 / 0.625

= 61.968 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.443 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.023)

= 1.024

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.024 x 981.800

= 1004.913 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.024 x 7661.100

= 7841.453 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 868572.754 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 598.196 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1654.966 mm, a = k1 x c = 1406.721 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2845257.103 = 65298.651 kN

∑Csi = 12684.169 kN, ∑Tsi = 4932.963 kN

Pn = 65298.651 + 12684.169 - 4932.963 = 73049.856 kN

Mn = Cc x 1150.297 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43697.927 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=598.193)| = 0.0029 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1654.966 mm, a = k1 x c = 1406.721 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1654.97) / 1654.97 = 0.00135

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

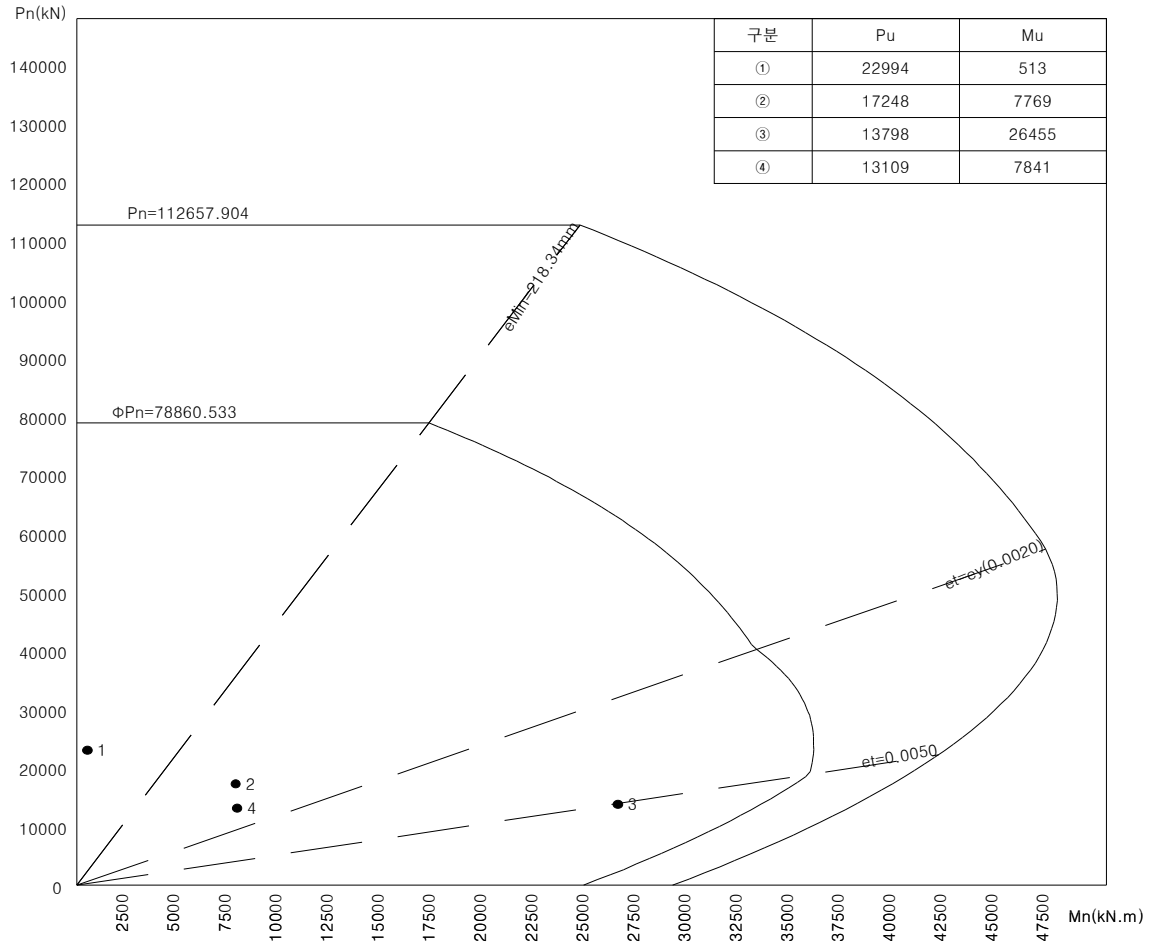
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 73049.856 kN

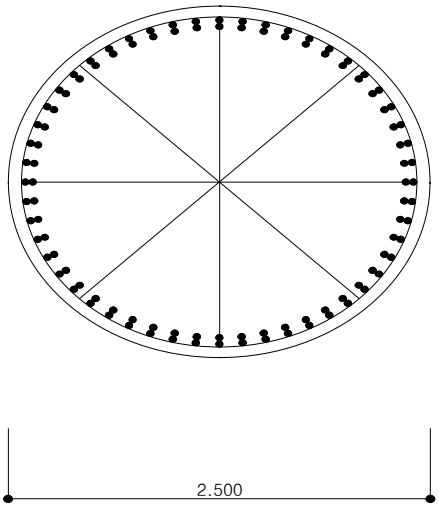
ΦPn = 0.80 x 73049.856 = 58439.885 kN ≥ Pu = 13108.500 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.598 = 34958.511 kN.m ≥ Mu = 7841.453 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	22994	513
②	17248	7769
③	13798	26455
④	13109	7841



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2386.158 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 74703.200 mm²
Puse = 0.01522
1단 : H32-52Ea
2단 : H29-52Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-22993.900	512.800	12192.175	12202.954	축력최대
UL14	-17248.000	7768.692	5638.446	9599.200	모멘트최대
UL22	-13798.400	9492.497	29103.656	30612.584	탄성설계
UL22	-13798.400	2900.785	5905.650	6579.609	소성설계
UE14	-13108.500	7841.453	7372.166	10762.770	편심최대
UL02	-21816.000	512.200	16986.391	16994.112	모멘트최대
UE20	-15358.200	6445.838	12805.083	14335.933	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 9426.050 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 9426.050 x 1.007 = 9492.497 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=9426.050) : [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	0.015	0.060	O.K	55248.084	22993.900	12202.954	2.403	O.K
모멘트최대	0.005	0.015	0.060	O.K	53624.760	17248.000	9599.200	3.109	O.K
탄성설계	0.005	0.015	0.060	O.K	18170.791	13798.400	30612.584	1.317	O.K
편심최대	0.005	0.015	0.060	O.K	46095.274	13108.500	10762.770	3.516	O.K
모멘트최대	0.005	0.015	0.060	O.K	42084.057	21816.000	16994.112	1.929	O.K
편심최대	0.005	0.015	0.060	O.K	36815.581	15358.200	14335.933	2.397	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=87.592도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	22993.900	12202.954	530.704

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1523582.030 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 530.704 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1743.442 mm, a = k1 x c = 1481.926 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3030963.040 = 69560.602 kN

∑Csi = 13215.200 kN, ∑Tsi = 3849.968 kN

Pn = 69560.602 + 13215.200 - 3849.968 = 78925.834 kN

Mn = Cc x 1148.618 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 41886.774 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=530.711)| = 0.0066 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1743.442 mm, a = k1 x c = 1481.926 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1743.44) / 1743.44 = 0.00113

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 78925.834 kN

ΦPn = 0.70 x 78925.834 = 55248.084 kN ≥ Pu = 22993.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.531 = 29320.378 kN.m ≥ Mu = 12202.954 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL014)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=35.972도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	17248.000	9599.200	556.540

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1142857.143 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 556.540 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1708.147 mm, a = k1 x c = 1451.925 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2957097.561 = 67865.389 kN

∑Csi = 13009.327 kN, ∑Tsi = 4267.916 kN

Pn = 67865.389 + 13009.327 - 4267.916 = 76606.800 kN

Mn = Cc x 1149.217 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 42634.495 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=556.537)| = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1708.147 mm, a = k1 x c = 1451.925 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1708.15) / 1708.15 = 0.00122

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 76606.800 kN

ΦPn = 0.70 x 76606.800 = 53624.760 kN ≥ Pu = 17248.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.557 = 29844.320 kN.m ≥ Mu = 9599.200 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, Θ=71.936도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	13798.400	30612.584	2218.560

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 914285.714 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 2218.560 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 834.364 mm, a = k1 x c = 709.209 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1145879.120 = 26297.926 kN

∑Csi = 7988.954 kN, ∑Tsi = 16116.089 kN

Pn = 26297.926 + 7988.954 - 16116.089 = 18170.791 kN

Mn = Cc x 1187.369 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 40313.103 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2218.566)| = 0.0059 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 18170.791 kN

ΦPn = 1.00 x 18170.791 = 18170.791 kN ≥ Pu = 13798.400 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.219 = 40312.996 kN.m ≥ Mu = 30612.584 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=43.233도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	13108.500	10762.770	821.053

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 868572.754 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 821.053 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1435.483 mm, a = k1 x c = 1220.160 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2379868.554 = 54617.983 kN

∑Csi = 11553.011 kN, ∑Tsi = 8551.902 kN

Pn = 54617.983 + 11553.011 - 8551.902 = 57619.092 kN

Mn = Cc x 1156.786 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47308.808 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=821.061)| = 0.0085 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1435.483 mm, a = k1 x c = 1220.160 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1435.48) / 1435.48 = 0.00202

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 57619.092 kN

ΦPn = 0.80 x 57619.092 = 46095.274 kN ≥ Pu = 13108.500 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.821 = 37846.652 kN.m ≥ Mu = 10762.770 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 21, UL002)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=88.273도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	21816.000	16994.112	778.975

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1445534.058 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 778.975 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1469.276 mm, a = k1 x c = 1248.884 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2451674.769 = 56265.936 kN

∑Csi = 11755.826 kN, ∑Tsi = 7901.682 kN

Pn = 56265.936 + 11755.826 - 7901.682 = 60120.081 kN

Mn = Cc x 1155.591 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46832.548 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=778.983)| = 0.0088 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1469.276 mm, a = k1 x c = 1248.884 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1469.28) / 1469.28 = 0.00190

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 60120.081 kN

ΦPn = 0.70 x 60120.081 = 42084.057 kN ≥ Pu = 21816.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.779 = 32782.415 kN.m ≥ Mu = 16994.112 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 21, UE020)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=63.280도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	15358.200	14335.933	933.438

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1017638.484 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 933.438 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1346.369 mm, a = k1 x c = 1144.414 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2190801.585 = 50278.896 kN

∑Csi = 11016.961 kN, ∑Tsi = 9976.772 kN

Pn = 50278.896 + 11016.961 - 9976.772 = 51319.086 kN

Mn = Cc x 1160.248 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47903.215 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=933.439)| = 0.0002 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1346.369 mm, a = k1 x c = 1144.414 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1346.37) / 1346.37 = 0.00235

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.72 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0023-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.717

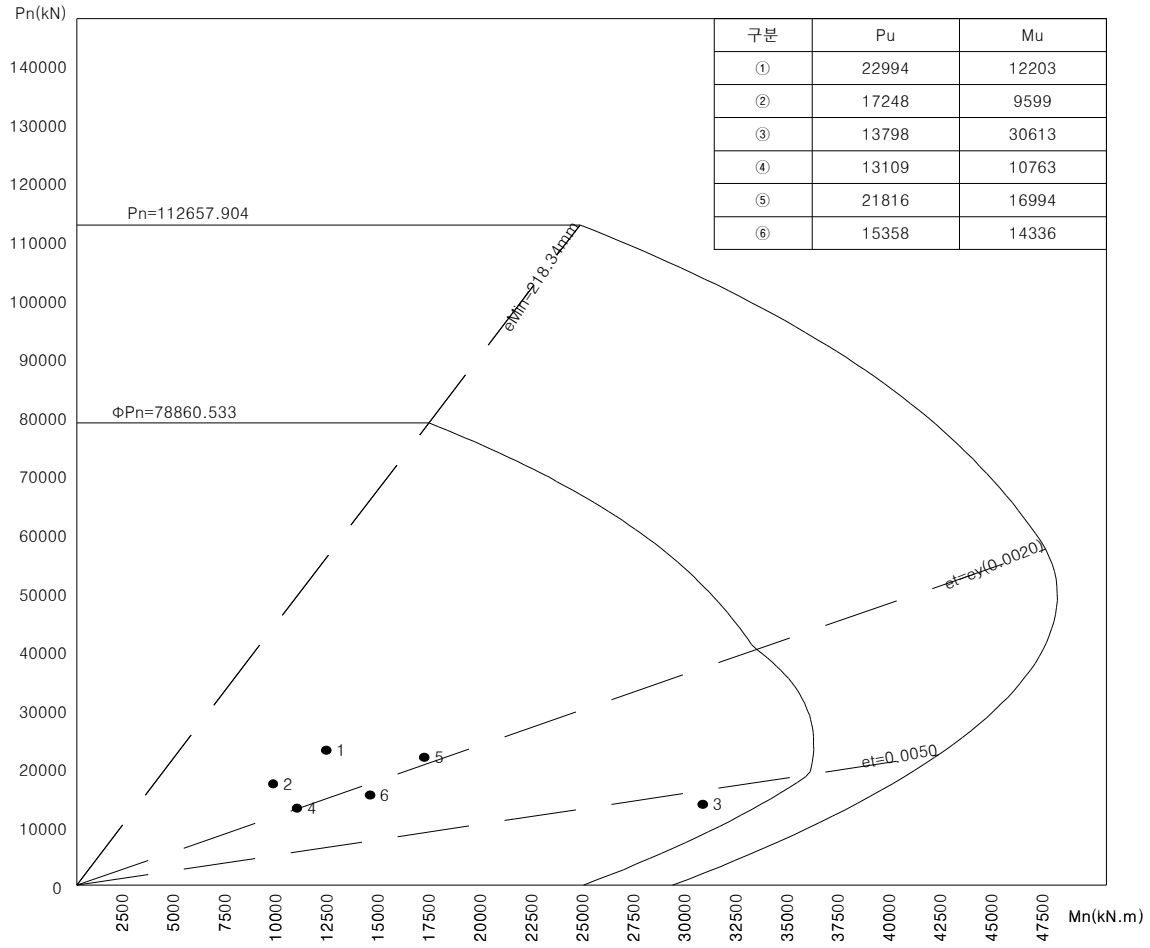
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 51319.086 kN

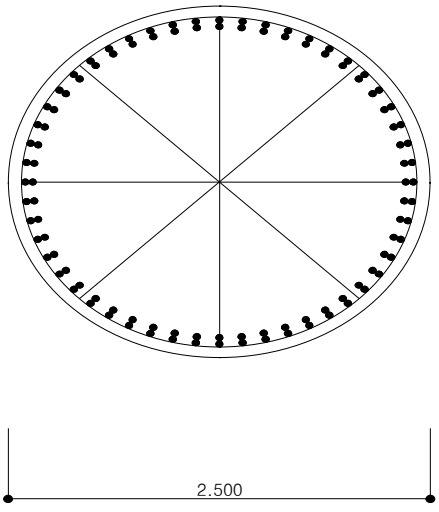
ΦPn = 0.72 x 51319.086 = 36815.581 kN ≥ Pu = 15358.200 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.933 = 34365.075 kN.m ≥ Mu = 14335.933 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	22994	12203
②	17248	9599
③	13798	30613
④	13109	10763
⑤	21816	16994
⑥	15358	14336



▣ 단면제원

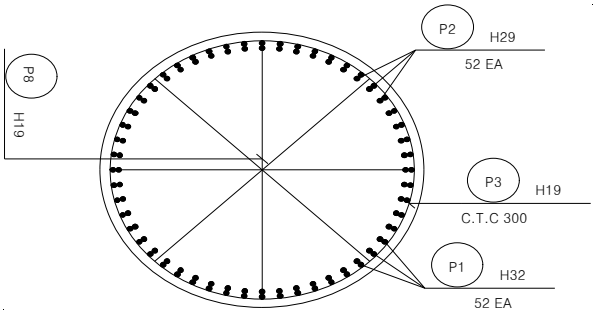
R = 1250.000 mm
D = 2386.158 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근
Ast = 74703.200 mm²
Puse = 0.01522
1단 : H32-52Ea
2단 : H29-52Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V =	0.000 kN
교축직각방향	V =	686.300 kN
합성전단력	V =	686.300 kN
축방향력	P =	17937.900 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 686.300 / 0.80 = 857.875 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 113.842 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 704.139 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 704.139

= 1954.139 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 17937.900 x 1000 / (14 x 4908738.521) } x √27.0
x 2500.000 x 1954.139

= 5335.169 kN

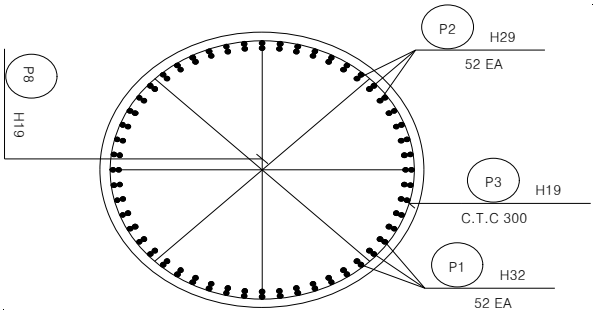
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2667.584 kN ≥ Vn ≤ Vc = 5335.169 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V = 699.730 kN
교축직각방향	V = 1925.290 kN
합성전단력	V = 2048.503 kN
축방향력	P = 13798.400 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 2048.503 / 1.00 = 2048.503 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 113.842 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 704.139 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 704.139

= 1954.139 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 13798.400 x 1000 / (14 x 4908738.521) } x √27.0
x 2500.000 x 1954.139

= 5080.324 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2540.162 kN ≥ Vn ≤ Vc = 5080.324 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450㎜ 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 2500.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 15193.0 / 6 = 2532.2 ㎜
∴ 2532.2 ㎜ = 2.532 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 = 2500.0 / 4 = 625.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 32.0 = 192.0 ㎜
∴ 192.0 ㎜ = 0.192 m

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]
심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 ㎜ 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1250.0 ㎜
∴ 1250.0 ㎜ = 1.250 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2500.0 / 4 = 625.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 625.0 ㎜ = 0.625 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV001	16150.000	181.200	-3836.300	18922.000	72849.700	3473.900	축력최대
SV007	15598.100	497.700	8518.500	18370.100	70724.885	9513.900	모멘트최대
SV021	15598.100	497.700	8518.500	18370.100	70724.885	9513.900	편심최대
SV022	13798.400	1925.290	28899.930	16570.400	63796.040	32750.510	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.200 x 7.700 x 2.000 x 25.000 = 2772.000 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 7.700 m

My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV001	72849.700	3473.900	18922.000	20.971	0.184	1.283	O.K
SV007	70724.885	9513.900	18370.100	7.434	0.518	1.283	O.K
SV021	70724.885	9513.900	18370.100	7.434	0.518	1.283	O.K
SV022	63796.040	32750.510	16570.400	1.948	1.976	2.567	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.700m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SV001	18922.000	11353.200	181.200	62.656	1.500	O.K
SV007	18370.100	11022.060	497.700	22.146	1.500	O.K
SV021	18370.100	11022.060	497.700	22.146	1.500	O.K
SV022	16570.400	9942.240	1925.290	5.164	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV001	18922.000	69375.800	0.184	390.132	292.480	1000.000	O.K
SV007	18370.100	61210.985	0.518	465.071	197.631	1000.000	O.K
SV021	18370.100	61210.985	0.518	465.071	197.631	1000.000	O.K
SV022	16570.400	31045.530	1.976	818.923	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.700m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SV001, SV007, SV021

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SV022

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}}(m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√(7.200 x 7.700) / 0.3)^-¾) = 299.763 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 7.700 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.200 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

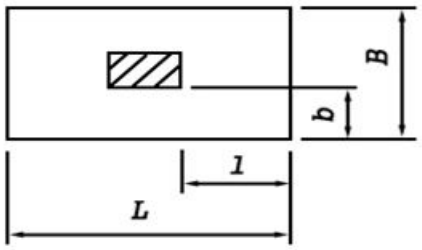
β = ⁴√{(3 x 299.763) / (27804000.000 x 2.000³)} = 0.045 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.600,2.350) = 2.600

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 3.850

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.600



βλ = 0.045 x 2.600 = 0.117 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	22993.900	235.600	-7015.300	26597.500	102400.375	6544.100	축력최대
UE007	16138.100	647.100	12770.000	18910.100	72803.885	14064.200	모멘트최대
UE021	15358.200	622.200	12344.100	17991.600	69267.660	13588.500	편심최대
UL022	13798.400	1925.290	28899.930	16570.400	63796.040	32750.510	지진시
SV001	16150.000	181.200	-3836.300	18922.000	72849.700	3473.900	축력최대
SV007	15598.100	497.700	8518.500	18370.100	70724.885	9513.900	모멘트최대
SV021	15598.100	497.700	8518.500	18370.100	70724.885	9513.900	편심최대
SV022	13798.400	1925.290	28899.930	16570.400	63796.040	32750.510	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.200 x 7.700 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.700 m

My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
UL001	26597.500	95856.275	0.246	4116.467	2791.974	7.700
UE007	18910.100	58739.685	0.744	3879.119	1032.595	7.700
UE021	17991.600	55679.160	0.755	3711.694	961.449	7.700
UL022	16570.400	31045.530	1.976	5896.247	0.000	5.621
SV001	18922.000	69375.800	0.184	2808.953	2105.853	7.700
SV007	18370.100	61210.985	0.518	3348.510	1422.944	7.700
SV021	18370.100	61210.985	0.518	3348.510	1422.944	7.700
SV022	16570.400	31045.530	1.976	5896.247	0.000	5.621

註) B : 기초의 폭원 (7.700m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SV001, SV007, SV021, UL001, UE007, UE021

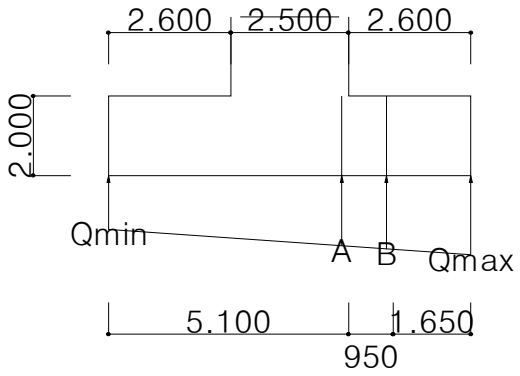
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SV022, UL022

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.650 x 2.000 x 7.200 x 25.000 = 594.000 kN

Ma = 2.742 x 2.000 x 7.200 x 25.000 x 2.742/2 = 1353.342 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.742^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.742^2 x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SV001	2808.953	2558.576	2658.288	4510.474	10245.899	3916.474	8892.558
SV007	3348.510	2662.809	2935.889	5184.629	11728.746	4590.629	10375.404
SV021	3348.510	2662.809	2935.889	5184.629	11728.746	4590.629	10375.404
SV022	5896.247	3019.804	4165.346	8300.814	18561.201	7706.814	17207.859

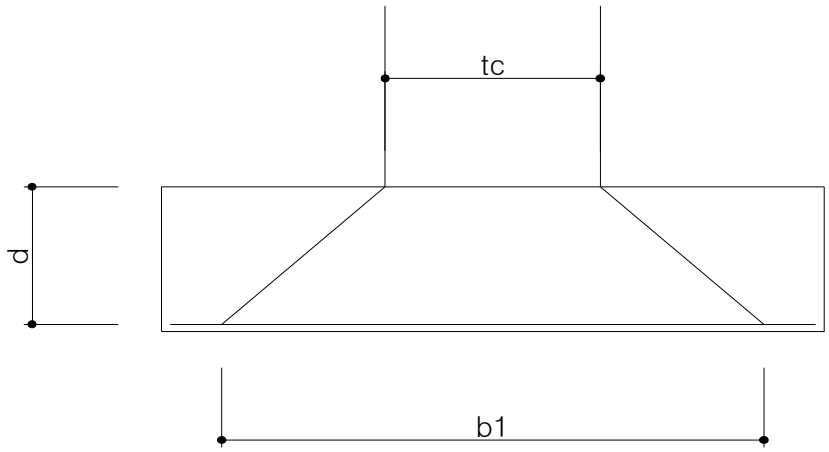
※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
UL001	4116.467	3644.810	3832.647	6558.020	14883.931	5785.820	13124.587
UE007	3879.119	2865.461	3269.150	5897.322	13312.493	5303.322	11959.152
UE021	3711.694	2732.321	3122.356	5638.091	12726.057	5073.791	11440.383
UL022	5896.247	3019.804	4165.346	8300.814	18561.201	7706.814	17207.859

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

④ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



b = tc + 2·d ≤ B
= 6300.00 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 (= 23267.696 ㎟ , 기초단면 검토 참조)
β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 7.700/7.200 = 1.069)
As,m = 2 / (1 + 1.069) x 23267.696 = 22486.901 ㎟
→ 유효폭내에 배치된 철근량은 25288.936 ㎟ 이므로 위 조건에 만족한다.
: 사용철근 = D25 - 61EA ∴ 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)
7200.00	2000.00	1900.00	100.00	17207.86	7706.81

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 35332.000 x 400.00 = 14132800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7200.000 = 165240.000 x a

T = C 이므로, a = 85.529 mm, c = 85.529 / β1 = 85.529 / 0.85 = 100.622 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 100.622) / 100.622 = 0.05365

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 27105.589 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 35332.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.303]

1단 : H29 - 55.0 EA (= 35332.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7200.0 x 1200.0 = 12960.000 mm²

As,req = 27105.589 mm²

ρmin = Max(27105.589, 12960.000) / bd = 0.00198

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00258

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 85.529 mm

ΦMn = 0.85 x 35332.000 x 400 x (1900.00 - a/2) = 22310.748 kN.m

≥ Mu (= 17207.859 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.297]

* 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 7200.00 x 1900.00 = 9477.782 kN

≥ Vu (= 7706.814 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H25 - 61.0 EA

    H19 - 31.0 EA = 39790.200 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7700.0 = 23100.0 ㎟ < 39790.2 ㎟

    (39790.200 / 7.700) = 5167.558 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H25 - 61.0 EA = 8881.500 ㎟

    필요철근량 : 300.000 x 7.700 = 2310.000 ㎟ < 8881.500 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 10375.404 \times 1000000 / [35332.000 \times (1900.000 - 328.571/3)]$

  $= 164.009$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x35332.000/7200.0 + 7x35332.000/7200.0 \times \sqrt{[(1 + 2x7200.0x1900.0/(7x35332.000)]}$

  $= 328.571$ mm

  사용철근량 = 35332.0 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

  1단 : H29 - 55.0 EA (= 35332.0 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

  Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 164.01) - 2.5 x 85.50 = 266.41 mm

  300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 164.01) = 384.12 mm

  Sa는 작은 값인 266.41 mm 를 적용

  S = 7200.00 / 55.0 EA = 130.91 ≤ Sa (= 266.41 mm) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	16150.000	301.500	4923.000	18922.000	68119.200	5526.000	축력최대
SVB14	13798.400	380.200	6034.700	16570.400	59653.440	6795.100	모멘트최대
SVB14	13798.400	380.200	6034.700	16570.400	59653.440	6795.100	편심최대
SVB22	13798.400	1908.360	25767.120	16570.400	59653.440	29583.840	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 7.200 \times 7.700 \times 2.000 \times 25.000 = 2772.000$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 7.200$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.000$ m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB16	68119.200	5526.000	18922.000	12.327	0.292	1.200	O.K
SVB14	59653.440	6795.100	16570.400	8.779	0.410	1.200	O.K
SVB14	59653.440	6795.100	16570.400	8.779	0.410	1.200	O.K
SVB22	59653.440	29583.840	16570.400	2.016	1.785	2.400	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.200m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$S.F = Mr/Mo \geq 2.00$ (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SVB16	18922.000	11353.200	301.500	37.656	1.500	O.K
SVB14	16570.400	9942.240	380.200	26.150	1.500	O.K
SVB14	16570.400	9942.240	380.200	26.150	1.500	O.K
SVB22	16570.400	9942.240	1908.360	5.210	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB16	18922.000	62593.200	0.292	424.369	258.243	1000.000	O.K
SVB14	16570.400	52858.340	0.410	401.028	196.750	1000.000	O.K
SVB14	16570.400	52858.340	0.410	401.028	196.750	1000.000	O.K
SVB22	16570.400	30069.600	1.785	790.599	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.200m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SVB16, SVB14, SVB14

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SVB22

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	22993.900	0.000	-512.800	26597.500	95751.000	512.800	축력최대
UEB14	13108.500	475.200	7661.100	15741.900	56670.840	8611.500	모멘트최대
UEB14	13108.500	475.200	7661.100	15741.900	56670.840	8611.500	편심최대
ULB22	13798.400	1908.360	25767.120	16570.400	59653.440	29583.840	지진시
SVB16	16150.000	301.500	4923.000	18922.000	68119.200	5526.000	축력최대
SVB14	13798.400	380.200	6034.700	16570.400	59653.440	6795.100	모멘트최대
SVB14	13798.400	380.200	6034.700	16570.400	59653.440	6795.100	편심최대
SVB22	13798.400	1908.360	25767.120	16570.400	59653.440	29583.840	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.200 x 7.700 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.200 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB01	26597.500	95238.200	0.019	3753.449	3634.745	7.200
UEB14	15741.900	48059.340	0.547	3183.076	1189.674	7.200
UEB14	15741.900	48059.340	0.547	3183.076	1189.674	7.200
ULB22	16570.400	30069.600	1.785	6087.614	0.000	5.444
SVB16	18922.000	62593.200	0.292	3267.639	1988.472	7.200
SVB14	16570.400	52858.340	0.410	3087.914	1514.975	7.200
SVB14	16570.400	52858.340	0.410	3087.914	1514.975	7.200
SVB22	16570.400	30069.600	1.785	6087.614	0.000	5.444

註) B : 기초의 폭원 (7.200m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SVB16, SVB14, SVB14, ULB01, UEB14, UEB14

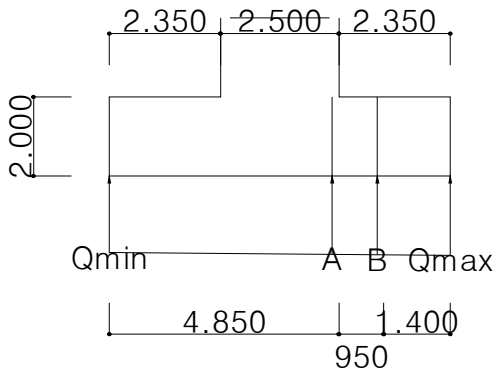
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SVB22, ULB22

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.400 x 2.000 x 7.700 x 25.000 = 539.000 kN

Ma = 2.492 x 2.000 x 7.700 x 25.000 x 2.492/2 = 1195.437 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.492^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.492^2 x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB16	3267.639	2824.905	3018.912	4400.586	9687.889	3861.586	8492.452
SVB14	3087.914	2543.502	2782.065	4108.986	9024.601	3569.986	7829.163
SVB14	3087.914	2543.502	2782.065	4108.986	9024.601	3569.986	7829.163
SVB22	6087.614	3300.984	4522.091	7426.794	16018.044	6887.794	14822.606

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB01	3753.449	3712.364	3730.368	5238.672	11612.056	4537.972	10057.988
UEB14	3183.076	2493.138	2795.470	4184.983	9169.460	3672.933	8033.795
UEB14	3183.076	2493.138	2795.470	4184.983	9169.460	3672.933	8033.795
ULB22	6087.614	3300.984	4522.091	7426.794	16018.044	6887.794	14822.606

※ 계수단면력 = 지반반력에 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)
7700.00	2000.00	1900.00	100.00	14822.61	6887.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 30908.700 x 400.00 = 12363480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7700.000 = 176715.000 x a

T = C 이므로, a = 69.963 mm, c = 69.963 / β1 = 69.963 / 0.85 = 82.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 82.309) / 82.309 = 0.06625

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 23267.696 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 30908.7 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.328]

1단 : H25 - 61.0 EA (= 30908.7 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7700.0 x 1200.0 = 13860.000 mm²

As,req = 23267.696 mm²

ρmin = Max(23267.696, 13860.000) / bd = 0.00159

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00211

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 69.963 mm

ΦMn = 0.85 x 30908.700 x 400 x (1900.00 - a/2) = 19599.402 kN.m

≥ Mu (= 14822.606 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.322]

* 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 7700.00 x 1900.00 = 10135.961 kN

≥ Vu (= 6887.794 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H29 - 55.0 EA

    H25 - 28.0 EA = 49519.600 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7200.0 = 21600.0 ㎟ < 49519.6 ㎟

    (49519.600 / 7.200) = 6877.722 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H29 - 55.0 EA = 14187.600 ㎟

    필요철근량 : 300.000 x 7.200 = 2160.000 ㎟ < 14187.600 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8492.452 x 1000000 / [30908.700 x (1900.000 - 299.872/3)]

  = 152.640 MPa

  χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

  = -7x30908.700/7700.0 + 7x30908.700/7700.0 x √[(1 + 2x7700.0x1900.0/(7x30908.700)]

  = 299.872 mm

  사용철근량 = 30908.7 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

  1단 : H25 - 61.0 EA (= 30908.7 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

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

  Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 152.64) - 2.5 x 87.50 = 297.17 mm

  300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 152.64) = 412.73 mm

  Sa는 작은 값인 297.17 mm 를 적용

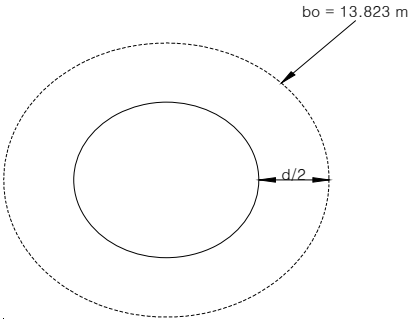
  S = 7700.00 / 61.0 EA = 126.23 ≤ Sa (= 297.17 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -22993.9 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 13.823 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 13.823 x 1.900
= 68235.134 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 1.900)/(2 · 13.823)) x √(27) x 13.823 x 1.900
= 85272.079 kN

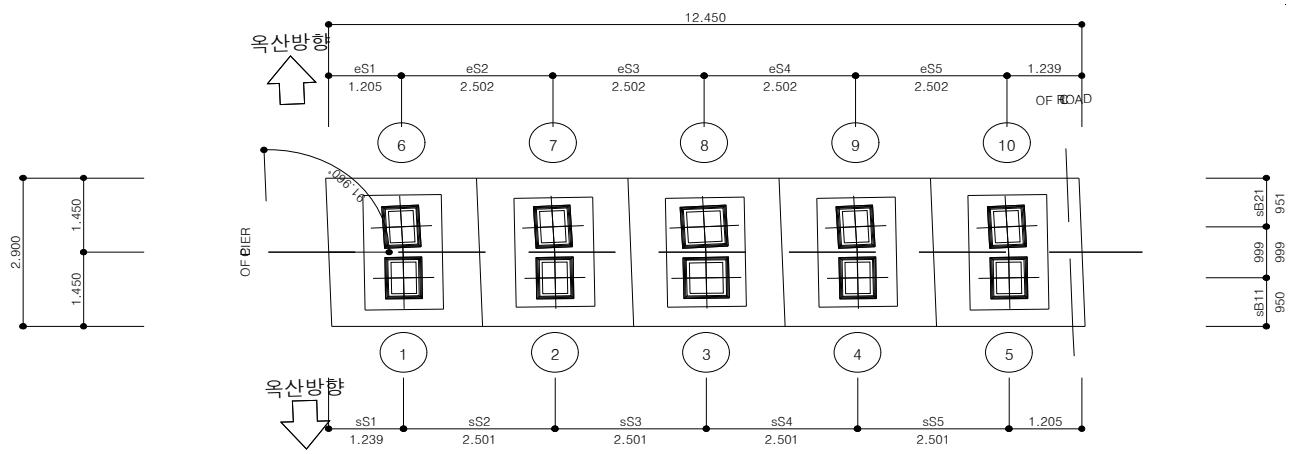
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 13.823 x 1.900
= 45490.09 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.80 x 45490.090 = 36392.072 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 35.093 = 375.467 ㎜

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 34.987 = 374.933 ㎜

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	375.467	610.000	410.000	641.215	O.K
2	375.467	610.000	410.000	641.223	O.K
3	375.467	600.000	550.000	645.015	O.K
4	375.467	610.000	410.000	641.233	O.K
5	375.467	610.000	410.000	641.244	O.K
6	374.933	610.000	410.000	635.665	O.K
7	374.933	610.000	410.000	635.685	O.K
8	374.933	600.000	550.000	637.090	O.K
9	374.933	610.000	410.000	635.724	O.K
10	374.933	610.000	410.000	635.744	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 88.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 1.96°

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

$= (200 + 1.67 \times 105.171 + 6.66 \times 16.754) \times (1 + 0.000125 \times 1.96^2)$

$= 487.449$ ㎜

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1451 - 0 - 50 = 1401$ ㎜ ≥ 487 ㎜ ∴ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1642.663	O.K	258.822	153.230	O.K
SHOE 2	1750.000	1381.895	O.K	258.822	151.670	O.K
SHOE 3	1750.000	1209.695	O.K	258.822	150.310	O.K
SHOE 4	1750.000	1126.392	O.K	258.822	151.310	O.K
SHOE 5	1750.000	1080.206	O.K	258.822	152.900	O.K
SHOE 6	1750.000	1458.403	O.K	258.822	153.300	O.K
SHOE 7	1750.000	1208.675	O.K	258.822	151.700	O.K
SHOE 8	1750.000	1055.085	O.K	258.822	150.320	O.K
SHOE 9	1750.000	988.232	O.K	258.822	151.390	O.K
SHOE 10	1750.000	956.066	O.K	258.822	153.030	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(㎜)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1642.663	115.211	110.436	1359.720	1849.407	
2	1381.895	114.038	110.774	1359.720	1860.725	
3	1209.695	113.015	177.073	1499.710	1850.721	
4	1126.392	113.767	111.128	1359.713	1860.717	
5	1080.206	114.962	111.105	1359.715	1814.839	
6	1458.403	115.263	109.180	1360.875	1814.839	
7	1208.675	114.060	109.489	1360.871	1860.767	
8	1055.085	113.023	177.073	1500.867	1850.763	
9	988.232	113.827	109.910	1360.863	1860.760	
10	956.066	115.060	109.910	1360.859	1849.070	

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	2188.845	4369.200	O.K	2438.715	3574.800	O.K
2	1936.463	4369.200	O.K	2150.852	3376.200	O.K
3	1777.263	4369.200	O.K	2294.453	3376.200	O.K
4	1694.055	4369.200	O.K	1868.923	3376.200	O.K
5	1657.151	4369.200	O.K	1817.480	3574.800	O.K
6	2016.198	4369.200	O.K	2227.006	3574.800	O.K
7	1773.920	4369.200	O.K	1951.243	3376.200	O.K
8	1630.964	4369.200	O.K	2126.942	3376.200	O.K
9	1564.658	4369.200	O.K	1708.645	3376.200	O.K
10	1541.162	4369.200	O.K	1672.905	3574.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	640.058	5759.400	O.K	613.534	5759.400	O.K
2	633.542	5759.400	O.K	615.414	5759.400	O.K
3	627.861	5759.400	O.K	983.737	5759.400	O.K
4	632.038	5759.400	O.K	617.377	5759.400	O.K
5	638.680	5759.400	O.K	617.251	5759.400	O.K
6	640.351	5759.400	O.K	606.558	5759.400	O.K
7	633.668	5759.400	O.K	608.271	5759.400	O.K
8	627.903	5759.400	O.K	983.737	5759.400	O.K
9	632.373	5759.400	O.K	610.610	5759.400	O.K
10	639.223	5759.400	O.K	610.610	5759.400	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 3

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1209.695 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  δ = α x ΔT x L

  = 0.000010 x 25.0 x 35.0

  = 0.008747 m

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

  = 4793.000 x 0.008747

  = 41.923 kN/m

  Hx1 = 41.923 / 1.15 = 36.455 kN

  Hx2 = 150.310 / 1.33 = 113.015 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 113.015 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 11.995 / 3.760 = 3.190 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (11.995 / 3.760)] x 3.760 = 12.6 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 12.641 x 70.039 / 2 / 2EA / 1.25 = 177.073 kN

  Hy2 = 147.700 / 1.33 = 111.053 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 177.073 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 600.000 mm b1y = 550.000 mm

b2x = 949.710 mm b2y = 1250.721 mm

bcx = 2 x b2x = 1899.420 mm < 5 x b1x = 3000.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2501.442 mm < 5 x b1y = 2750.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 600.000/1899.420) x 1209.695 x 10^3 /180.000

= 1149.402 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 550.000/2501.442) x 1209.695 x 10^3 /180.000

= 1310.716 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 113.015 x 10^3 / 180.000

= 627.861 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 177.073 x 10^3 / 180.000

= 983.737 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 600.000 + 1250.721 = 1850.721 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 550.000 + 949.710 = 1499.710 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 1310.716 + 983.737 = 2294.453 mm^2

  Bxo = 1850.721 mm 범위내에서 H16 - 17 EA

  As = 198.600 x 17 = 3376.200 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 1149.402 + 627.861 = 1777.263 mm^2

  Byo = 1499.710 mm 범위내에서 H16 - 22 EA

  As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 3

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 177.073 x 10^3 / 180.000 = 983.737 mm^2

사용철근 : H16 - 18 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 113.015 x 10^3 / 180.000 = 627.861 mm^2

사용철근 : H16 - 18 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm^2 ∴ O.K

교각 P2(옥산방향)

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

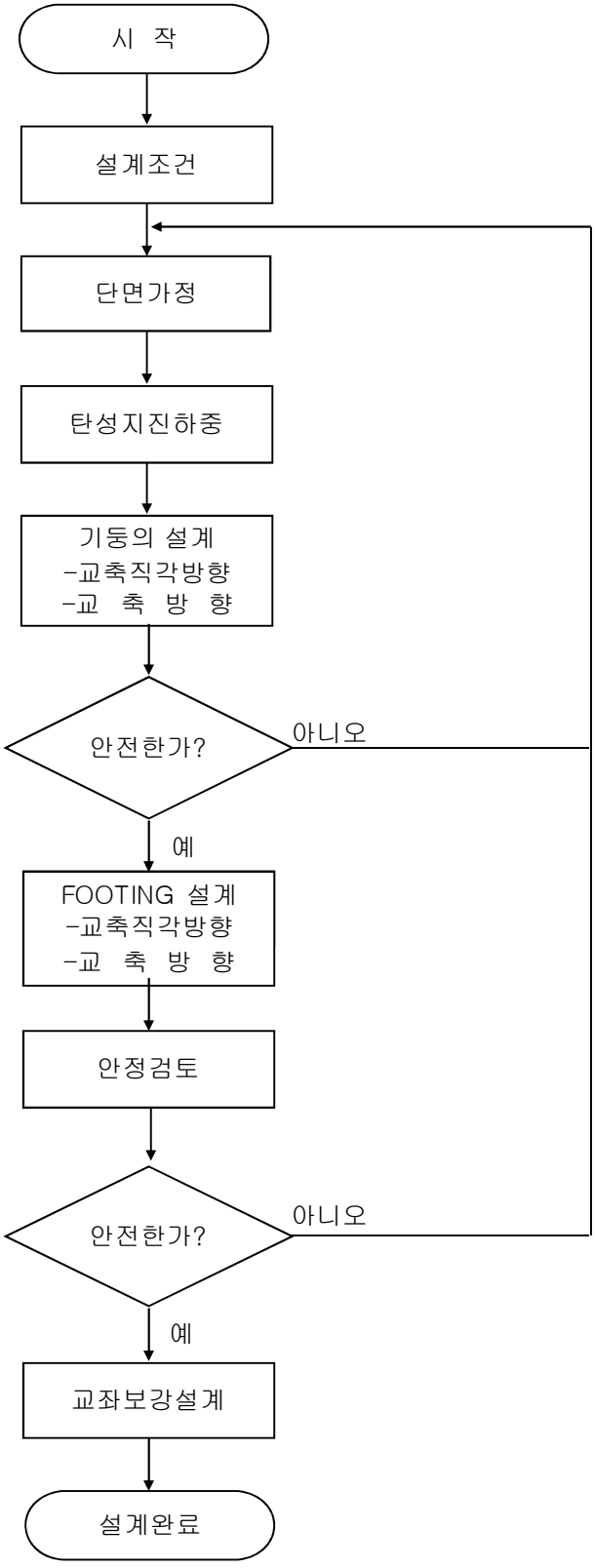
9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
12.1 받침 연단거리 검토
12.2 최소 받침지지 길이 검토
12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
12.4 교량받침 보강 철근 검토
12.5 교량받침 하면 보강
12.6 교량받침 콘크리트 보강

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

▣ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	54006.840	2413.500	22.38	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9001.140	155.000	58.07	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1000.000	329.090	3.04	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	54006.840	30650.700	1.76	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9001.140	2017.890	4.46	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1500.000	834.275	1.80	1.00	O.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	64368.920	9799.200	6.57	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	10031.520	486.900	20.60	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1000.000	439.303	2.28	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	57757.315	28405.740	2.03	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9001.140	1695.690	5.31	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1500.000	709.966	2.11	1.00	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.015	20718.000	78860.539	3.806	O.K
	모멘트최대	0.015	15898.900	78860.539	4.960	O.K
	탄성설계	0.015	12229.900	18219.615	1.490	O.K
	편심최대	0.015	11006.900	88749.215	8.063	O.K
교축직각방향	축력최대	0.015	20718.000	58651.240	2.831	O.K
	모멘트최대	0.015	19597.400	44620.325	2.277	O.K
	탄성설계	0.015	12229.900	19125.613	1.564	O.K
	편심최대	0.015	13765.000	36889.875	2.680	O.K
합성부재력	축력최대	0.015	20718.000	58651.240	2.831	O.K
	모멘트최대	0.015	15898.900	60160.989	3.784	O.K
	탄성설계	0.015	12229.900	17487.337	1.430	O.K
	편심최대	0.015	11006.900	50733.374	4.609	O.K
	모멘트최대	0.015	19597.400	44620.325	2.277	O.K
	편심최대	0.015	13765.000	36737.838	2.669	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	3250.0	100.0	28950.513	42996.000	-	-	1.485	O.K
	우측내민보	3250.0	100.0	24017.871	42996.000	-	-	1.790	O.K
	좌측내민보수	2900.0	100.0	2320.159	7466.200	2203.884	7057.002	3.202	O.K
	우측내민보수	2900.0	100.0	2317.892	7466.200	2201.735	7057.002	3.205	O.K
	교량받침6	1724.0	100.0	177.122	42996.000	92.200	20500.305	222.346	O.K
	교량받침1	1751.7	100.0	230.978	42996.000	122.400	20905.807	170.799	O.K
	교량받침7	2861.6	100.0	12130.759	42996.000	10858.400	37130.385	3.420	O.K
	교량받침2	2889.3	100.0	12145.771	42996.000	10986.200	37535.887	3.417	O.K
	교량받침9	3149.1	100.0	9388.462	42996.000	9348.000	41334.336	4.422	O.K
	교량받침4	3121.8	100.0	8997.101	42996.000	8878.300	40934.710	4.611	O.K
	교량받침10	2271.8	100.0	680.602	42996.000	480.700	28508.581	59.306	O.K
	교량받침5	2244.4	100.0	354.067	42996.000	246.900	28108.956	113.848	O.K
기초	교축방향	2000.0	100.0	23874.490	30908.700	15203.588	19599.402	1.289	O.K
	교직-지점부	2000.0	100.0	23367.687	27868.500	14870.815	17683.441	1.189	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	123.630	180.000	120.833	423.233	O.K
	우측내민보	103.847	180.000	120.833	544.574	O.K
	좌측내민보수평	109.117	180.000	203.125	507.953	O.K
	우측내민보수평	109.010	180.000	203.125	508.658	O.K
	교량받침6	1.915	180.000	120.833	32903.156	O.K
	교량받침1	3.250	180.000	120.833	19383.351	O.K
	교량받침7	69.281	180.000	120.833	909.337	O.K
	교량받침2	69.632	180.000	120.833	904.760	O.K
	교량받침9	55.560	180.000	120.833	1133.918	O.K
	교량받침4	52.533	180.000	120.833	1199.242	O.K
	교량받침10	6.621	180.000	120.833	9514.795	O.K
	교량받침5	3.506	180.000	120.833	17971.688	O.K
기초	교축방향	118.142	180.000	126.230	447.823	O.K
	교직-지점부	192.234	180.000	130.909	190.907	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식 : T형 교각
2) 상 부 형 식 : PSC BEAM
3) 교 량 등 급 : 1 등교
4) 기 초 형 식 : 직접기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량 : γs2 = 20 kN/m³ [도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.15

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치 : N = 50
2) 기초지반의 내부마찰각 : ϕ2 = 42.386 ° ; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력 : C = 0.45 kN/m²
4) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 600 kN/m²
5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.6 ; tanΦb = 0.60, Cb = 0:암과 콘크리트
6) 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
   기둥(전단철근): 400 MPa
   기초(전단철근): 400 MPa
   - 탄성계수 : Es = 200000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

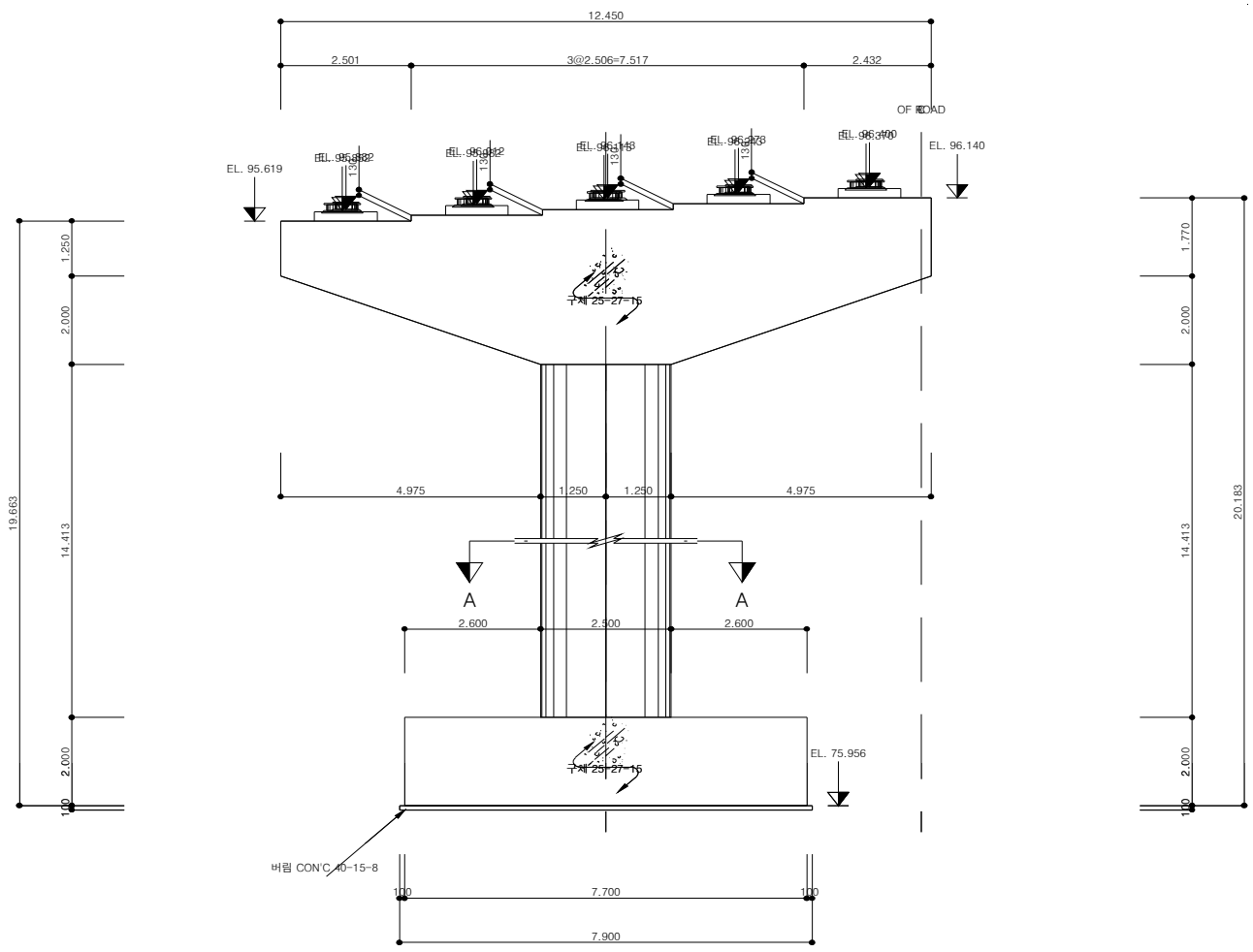
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


12.450
2.501
3@2.506=7.517
2.432
OF ROAD
EL. 95.619
EL. 96.140
1.250
2.000
19.663
14.413
2.000
100
4.975
1.250
1.250
4.975
A
A
2.600
2.300
2.600
EL. 75.956
구체 25-27-15
버림 CON'C 40-15-8
100
7.700
100
7.900
1.770
2.000
20.183
14.413
2.000
100

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	1015.900	305.419	323.298	39.023
2	837.050	274.450	251.956	86.762
3	738.030	234.110	168.562	173.215
4	667.850	175.007	81.440	250.004
5	590.870	131.752	34.861	309.621
6	1015.550	305.419	323.298	39.023
7	836.460	274.450	251.956	86.762
8	737.770	234.110	168.562	173.215
9	667.960	175.007	81.440	250.004
10	590.980	131.752	34.861	309.621
계	7698.420	2241.476	1720.234	1717.250

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 11.995 / 3.760 = 3.190 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (11.995 / 3.760)] x 3.760 = 12.6 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 12.641 kN/m

P1 = 12.641 x (34.987 + 34.987) / 2 x sin86.1

= 441.238 kN

작용위치 h = 3.760/2 + 0.430 + 0.625 = 2.935 m

작용모멘트 My = Ph x h = 441.238 x 2.935 = 1295.03 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.250 x 2.900 = 28.275 kN

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 100.991 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 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 (34.987 + 34.987)/2 x sin86.1 = 52.358 kN

작용위치 h = 2.947 + 1.500 + 0.625 = 5.072 m

작용모멘트 My = Ph x h = 52.358 x 5.072 = 265.565 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)

$CF = 0.79 \times V^2 / R$ (%)

$= 0.79 \times 100.000^2 / 1025.000$

= 7.707 %

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

작용위치 h = 2.947 + 1.800 + 0.625 = 5.372 m

작용수평력 Pcf = 7.707 x 2241.476 / 100 = 172.758 kN

작용모멘트 My = Pcf x h = 172.758 x 5.372 = 928.071 kN.m

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	1932.580	3996.470	0.04728	563.450	3838.320	0.01964
	하중경우 2	기둥 1	676.480	1832.370	0.02029	1538.070	11863.670	0.10644
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	2017.890	26621.620	0.00000	619.230	10277.810	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	707.170	9735.780	0.00000	1695.690	29591.060	0.00000

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00								1.00	

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(GS),제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00								1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30
ULB26	1.20				1.20					

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

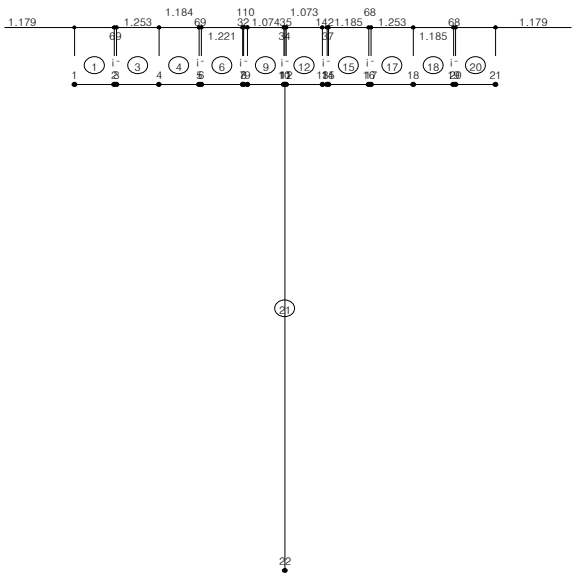
5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00								1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30
UEB26	0.90				1.20					

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	17.038	7	4.975	17.038	13	7.333	17.038	19	11.203	17.038
2	1.179	17.038	8	5.007	17.038	14	7.475	17.038	20	11.271	17.038
3	1.248	17.038	9	5.117	17.038	15	7.512	17.038	21	12.450	17.038
4	2.501	17.038	10	6.191	17.038	16	8.697	17.038	22	6.225	0.000
5	3.685	17.038	11	6.225	17.038	17	8.765	17.038			
6	3.754	17.038	12	6.260	17.038	18	10.018	17.038			

6.3 단면 제원

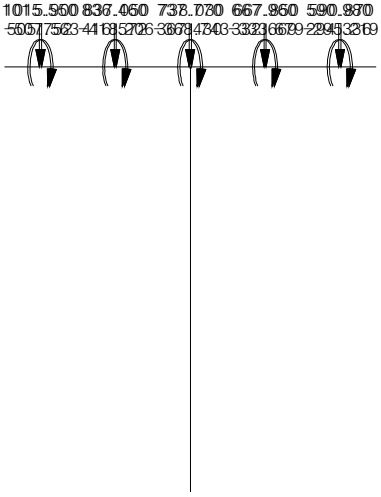
구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.900	1.250	3.625	2.540521	0.472005	1
②	2.900	1.724	5.000	3.503886	1.238308	2
③	2.900	1.752	5.081	3.560794	1.299628	3
④	2.900	1.770	5.133	3.597377	1.340098	21
⑤	2.900	2.244	6.508	4.560743	2.730771	20
⑥	2.900	2.272	6.589	4.617651	2.834273	19
⑦	2.900	2.386	6.919	4.849346	3.282676	4
⑧	2.900	2.618	7.592	5.320867	4.336363	18
⑨	2.900	2.862	8.300	5.816776	5.665336	5
⑩	2.900	2.889	8.378	5.871652	5.827193	6
⑪	2.900	3.122	9.054	6.345205	7.353862	17
⑫	2.900	3.149	9.132	6.400080	7.546312	16
⑬	2.900	3.380	9.802	6.869568	9.331831	7

⑭	2.900	3.495	10.136	7.103296	10.317115	15
⑮	2.900	3.510	10.179	7.133782	10.450525	8~14
16	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥상단
17	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥하단

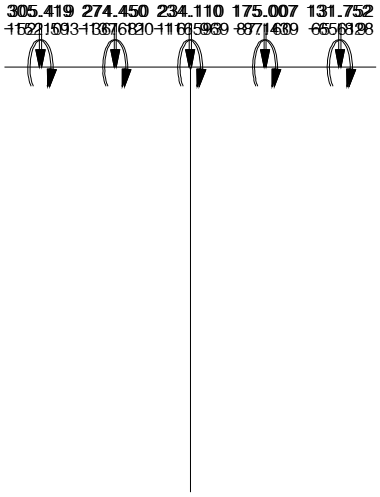
6.4 하중재하도

1) 연직하중

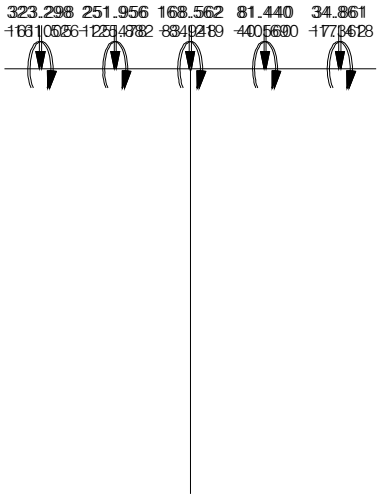
① 고정하중 (D)



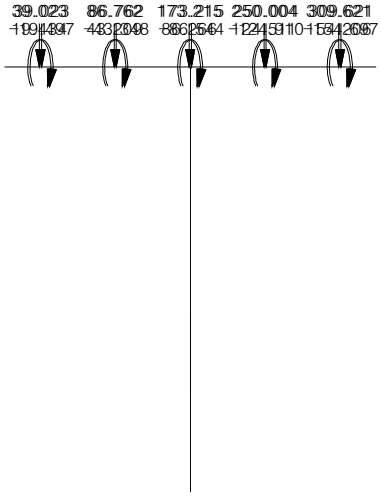
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



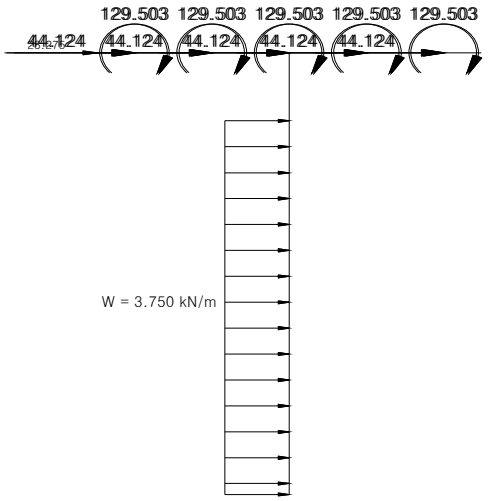
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

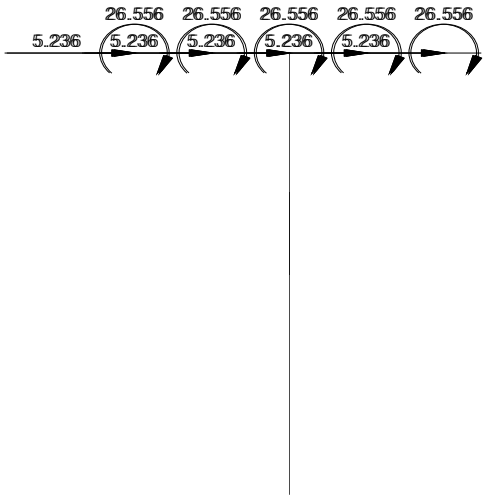
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 441.238/10EA = 44.124 kN

M = 1295.034/10EA = 129.503 kN

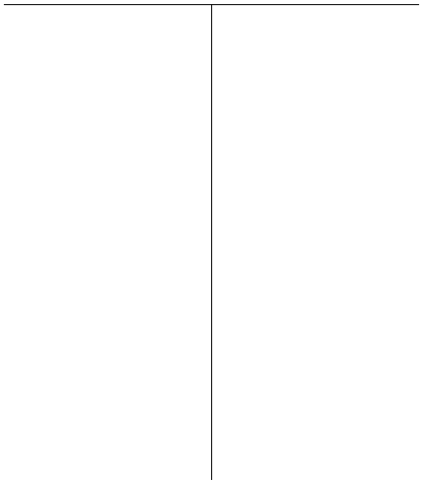
㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



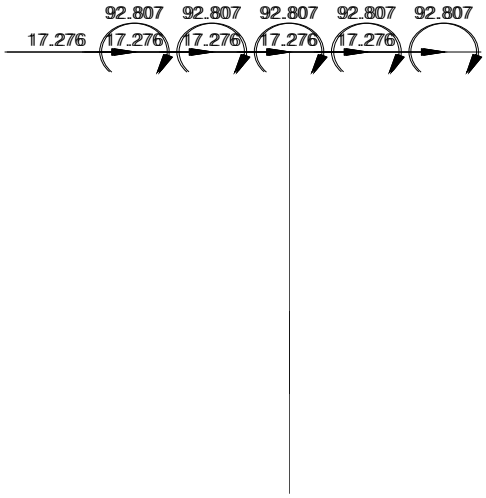
P = 52.358/10EA = 5.236 kN

M = 265.565/10EA = 26.556 kN

㉰ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

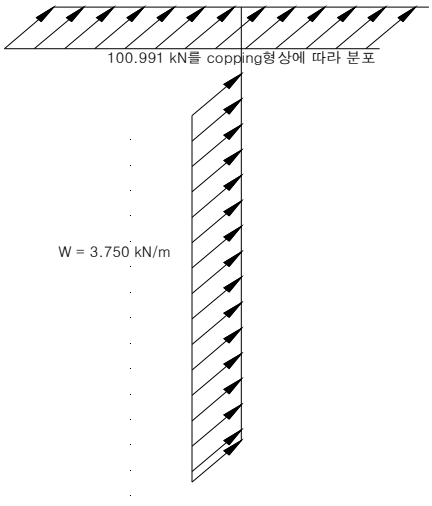


㉱ 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.



② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-10139.000	-4576.700	0.000	-12229.900	-4576.700	0.000	
L1	-2241.500	-2238.400	0.000	-2241.500	-2238.400	0.000	
L2	-1720.200	-3745.200	0.000	-1720.200	-3745.200	0.000	
L3	-1717.300	3530.900	0.000	-1717.300	3530.900	0.000	
W-TR	0.000	2527.500	-469.500	0.000	9684.100	-523.600	
WL	0.000	403.000	-52.400	0.000	1157.600	-52.400	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	11863.670	1538.070	0.000	29591.060	1695.690	
CF	0.000	1381.600	-172.800	0.000	3871.500	-172.800	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-10139.000	-6.700	0.000	-12229.900	-6.700	0.000	
L1	-2241.500	-1.800	0.000	-2241.500	-1.800	0.000	
L2	-1720.200	-1.400	0.000	-1720.200	-1.400	0.000	
L3	-1717.300	-1.400	0.000	-1717.300	-1.400	0.000	
W-LO	0.000	265.100	-101.000	0.000	2110.200	-155.000	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	3996.470	1932.580	0.000	26621.620	2017.890	
CF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-12156.200	4581.800	-8757.900	-3517.500	
L1	-3151.500	1159.700	-1518.000	-613.500	
L2	-3228.200	1150.500	-499.900	-232.600	
L3	-547.200	251.600	-3116.500	-1119.300	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	518.000	0.000	-518.000	0.000	
WL	106.200	0.000	-106.200	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	
CF	371.200	0.000	-371.200	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-70.900	1142.700	-150.100	2167.200	-5895.300	3416.900
L1	0.000	305.400	-21.100	610.800	-1509.700	885.300
L2	0.000	323.300	-22.300	646.600	-1598.100	898.600
L3	0.000	39.000	-2.700	78.000	-192.900	164.800
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	129.500	0.000	259.000	0.000	388.500	0.000
WL	26.600	0.000	53.100	0.000	79.700	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
CF	92.800	0.000	185.600	0.000	278.400	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-6131.500	4268.300	-4190.100	-3186.600	-4019.400	-2503.200
L1	-1570.800	1159.700	-681.200	-613.500	-651.400	-438.500
L2	-1660.100	1150.500	-182.600	-232.600	-172.400	-151.200
L3	-204.300	251.600	-1589.900	-1119.300	-1530.800	-869.200
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	518.000	0.000	-518.000	0.000	-388.500	0.000
WL	106.200	0.000	-106.200	0.000	-79.700	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
CF	371.200	0.000	-371.200	0.000	-278.400	0.000

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-149.400	-1364.500	-97.100	-762.400
L1	-9.000	-263.500	0.000	-131.800
L2	-2.400	-69.700	0.000	-34.900
L3	-21.100	-619.200	0.000	-309.600
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-259.000	0.000	-129.500	0.000
WL	-53.100	0.000	-26.600	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
CF	-185.600	0.000	-92.800	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-12380.500	-5433.600	-172.800	-14471.400	-2943.600	-172.800	
SV002	-11859.300	-6940.400	-172.800	-13950.100	-4450.400	-172.800	
SV003	-11856.300	335.800	-172.800	-13947.200	2825.700	-172.800	
SV004	-10139.000	-2049.200	-469.500	-12229.900	5107.400	-523.600	
SV005	-12380.500	-3766.900	-459.900	-14471.400	3056.000	-486.900	
SV006	-11859.300	-5273.600	-459.900	-13950.100	1549.300	-486.900	
SV007	-11856.300	2002.500	-459.900	-13947.200	8825.400	-486.900	
SV008	-12380.500	-5433.600	-172.800	-14471.400	-2943.600	-172.800	
SV009	-12380.500	-5433.600	-172.800	-14471.400	-2943.600	-172.800	
SV010	-11859.300	-6940.400	-172.800	-13950.100	-4450.400	-172.800	
SV011	-11859.300	-6940.400	-172.800	-13950.100	-4450.400	-172.800	
SV012	-11856.300	335.800	-172.800	-13947.200	2825.700	-172.800	
SV013	-11856.300	335.800	-172.800	-13947.200	2825.700	-172.800	
SV014	-10139.000	-2049.200	-469.500	-12229.900	5107.400	-523.600	
SV015	-10139.000	-2049.200	-469.500	-12229.900	5107.400	-523.600	
SV016	-12380.500	-3766.900	-459.900	-14471.400	3056.000	-486.900	
SV017	-12380.500	-3766.900	-459.900	-14471.400	3056.000	-486.900	
SV018	-11859.300	-5273.600	-459.900	-13950.100	1549.300	-486.900	
SV019	-11859.300	-5273.600	-459.900	-13950.100	1549.300	-486.900	
SV020	-11856.300	2002.500	-459.900	-13947.200	8825.400	-486.900	
SV021	-11856.300	2002.500	-459.900	-13947.200	8825.400	-486.900	
SV022	-10139.000	7286.970	1538.070	-12229.900	25014.360	1695.690	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-12380.500	-8.400	0.000	-14471.400	-8.400	0.000	
SVB02	-11859.300	-8.000	0.000	-13950.100	-8.000	0.000	
SVB03	-11856.300	-8.000	0.000	-13947.200	-8.000	0.000	
SVB04	-10139.000	258.400	-101.000	-12229.900	2103.500	-155.000	
SVB05	-12380.500	124.100	-50.500	-14471.400	1046.600	-77.500	
SVB06	-11859.300	124.500	-50.500	-13950.100	1047.100	-77.500	
SVB07	-11856.300	124.500	-50.500	-13947.200	1047.100	-77.500	
SVB08	-12380.500	-8.400	0.000	-14471.400	-8.400	0.000	
SVB09	-12380.500	-8.400	0.000	-14471.400	-8.400	0.000	
SVB10	-11859.300	-8.000	0.000	-13950.100	-8.000	0.000	
SVB11	-11859.300	-8.000	0.000	-13950.100	-8.000	0.000	
SVB12	-11856.300	-8.000	0.000	-13947.200	-8.000	0.000	
SVB13	-11856.300	-8.000	0.000	-13947.200	-8.000	0.000	
SVB14	-10139.000	258.400	-101.000	-12229.900	2103.500	-155.000	
SVB15	-10139.000	258.400	-101.000	-12229.900	2103.500	-155.000	
SVB16	-12380.500	124.100	-50.500	-14471.400	1046.600	-77.500	
SVB17	-12380.500	124.100	-50.500	-14471.400	1046.600	-77.500	
SVB18	-11859.300	124.500	-50.500	-13950.100	1047.100	-77.500	
SVB19	-11859.300	124.500	-50.500	-13950.100	1047.100	-77.500	
SVB20	-11856.300	124.500	-50.500	-13947.200	1047.100	-77.500	
SVB21	-11856.300	124.500	-50.500	-13947.200	1047.100	-77.500	
SVB22	-10139.000	3989.770	1932.580	-12229.900	26614.920	2017.890	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-14936.500	5741.500	-10647.200	-4131.000	
SV002	-15013.200	5732.300	-9629.100	-3750.100	
SV003	-12332.100	4833.400	-12245.700	-4636.800	
SV004	-11638.200	4581.800	-9276.000	-3517.500	
SV005	-14571.200	5741.500	-11012.400	-4131.000	
SV006	-14647.900	5732.300	-9994.300	-3750.100	
SV007	-11966.900	4833.400	-12610.900	-4636.800	
SV008	-14936.500	5741.500	-10647.200	-4131.000	
SV009	-14936.500	5741.500	-10647.200	-4131.000	
SV010	-15013.200	5732.300	-9629.100	-3750.100	
SV011	-15013.200	5732.300	-9629.100	-3750.100	
SV012	-12332.100	4833.400	-12245.700	-4636.800	
SV013	-12332.100	4833.400	-12245.700	-4636.800	
SV014	-11638.200	4581.800	-9276.000	-3517.500	
SV015	-11638.200	4581.800	-9276.000	-3517.500	
SV016	-14571.200	5741.500	-11012.400	-4131.000	

SV017	-14571.200	5741.500	-11012.400	-4131.000	
SV018	-14647.900	5732.300	-9994.300	-3750.100	
SV019	-14647.900	5732.300	-9994.300	-3750.100	
SV020	-11966.900	4833.400	-12610.900	-4636.800	
SV021	-11966.900	4833.400	-12610.900	-4636.800	
SV022	-12156.200	4581.800	-8757.900	-3517.500	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-70.900	1448.100	-78.400	2778.100	-7219.300	4302.200
SV002	-70.900	1466.000	-79.600	2813.800	-7307.700	4315.500
SV003	-70.900	1181.700	-60.000	2245.300	-5902.500	3581.700
SV004	-70.900	1142.700	108.900	2167.200	-5636.300	3416.900
SV005	113.200	1448.100	197.100	2778.100	-7036.700	4302.200
SV006	113.200	1466.000	195.800	2813.800	-7125.100	4315.500
SV007	113.200	1181.700	215.400	2245.300	-5719.900	3581.700
SV008	-70.900	1448.100	-78.400	2778.100	-7219.300	4302.200
SV009	-70.900	1448.100	-78.400	2778.100	-7219.300	4302.200
SV010	-70.900	1466.000	-79.600	2813.800	-7307.700	4315.500
SV011	-70.900	1466.000	-79.600	2813.800	-7307.700	4315.500
SV012	-70.900	1181.700	-60.000	2245.300	-5902.500	3581.700
SV013	-70.900	1181.700	-60.000	2245.300	-5902.500	3581.700
SV014	-70.900	1142.700	108.900	2167.200	-5636.300	3416.900
SV015	-70.900	1142.700	108.900	2167.200	-5636.300	3416.900
SV016	113.200	1448.100	197.100	2778.100	-7036.700	4302.200
SV017	113.200	1448.100	197.100	2778.100	-7036.700	4302.200
SV018	113.200	1466.000	195.800	2813.800	-7125.100	4315.500
SV019	113.200	1466.000	195.800	2813.800	-7125.100	4315.500
SV020	113.200	1181.700	215.400	2245.300	-5719.900	3581.700
SV021	113.200	1181.700	215.400	2245.300	-5719.900	3581.700
SV022	-70.900	1142.700	-150.100	2167.200	-5895.300	3416.900

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-7423.900	5428.100	-5242.600	-3800.100	-4949.200	-2941.700
SV002	-7513.200	5418.800	-4744.000	-3419.200	-4470.200	-2654.300
SV003	-6057.400	4519.900	-6151.200	-4305.800	-5828.600	-3372.400
SV004	-5743.000	4268.300	-4708.100	-3186.600	-4407.900	-2503.200
SV005	-7150.000	5428.100	-5607.800	-3800.100	-5223.100	-2941.700
SV006	-7239.200	5418.800	-5109.200	-3419.200	-4744.100	-2654.300
SV007	-5783.400	4519.900	-6516.500	-4305.800	-6102.500	-3372.400
SV008	-7423.900	5428.100	-5242.600	-3800.100	-4949.200	-2941.700
SV009	-7423.900	5428.100	-5242.600	-3800.100	-4949.200	-2941.700
SV010	-7513.200	5418.800	-4744.000	-3419.200	-4470.200	-2654.300
SV011	-7513.200	5418.800	-4744.000	-3419.200	-4470.200	-2654.300
SV012	-6057.400	4519.900	-6151.200	-4305.800	-5828.600	-3372.400
SV013	-6057.400	4519.900	-6151.200	-4305.800	-5828.600	-3372.400
SV014	-5743.000	4268.300	-4708.100	-3186.600	-4407.900	-2503.200
SV015	-5743.000	4268.300	-4708.100	-3186.600	-4407.900	-2503.200
SV016	-7150.000	5428.100	-5607.800	-3800.100	-5223.100	-2941.700
SV017	-7150.000	5428.100	-5607.800	-3800.100	-5223.100	-2941.700
SV018	-7239.200	5418.800	-5109.200	-3419.200	-4744.100	-2654.300
SV019	-7239.200	5418.800	-5109.200	-3419.200	-4744.100	-2654.300
SV020	-5783.400	4519.900	-6516.500	-4305.800	-6102.500	-3372.400
SV021	-5783.400	4519.900	-6516.500	-4305.800	-6102.500	-3372.400
SV022	-6131.500	4268.300	-4190.100	-3186.600	-4019.400	-2503.200

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-343.900	-1628.000	-190.000	-894.200
SV002	-337.400	-1434.300	-190.000	-797.300
SV003	-356.000	-1983.800	-190.000	-1072.000
SV004	-408.400	-1364.500	-226.700	-762.400
SV005	-526.600	-1628.000	-281.300	-894.200
SV006	-520.000	-1434.300	-281.300	-797.300
SV007	-538.700	-1983.800	-281.300	-1072.000
SV008	-343.900	-1628.000	-190.000	-894.200
SV009	-343.900	-1628.000	-190.000	-894.200
SV010	-337.400	-1434.300	-190.000	-797.300
SV011	-337.400	-1434.300	-190.000	-797.300
SV012	-356.000	-1983.800	-190.000	-1072.000
SV013	-356.000	-1983.800	-190.000	-1072.000
SV014	-408.400	-1364.500	-226.700	-762.400
SV015	-408.400	-1364.500	-226.700	-762.400
SV016	-526.600	-1628.000	-281.300	-894.200
SV017	-526.600	-1628.000	-281.300	-894.200
SV018	-520.000	-1434.300	-281.300	-797.300
SV019	-520.000	-1434.300	-281.300	-797.300
SV020	-538.700	-1983.800	-281.300	-1072.000
SV021	-538.700	-1983.800	-281.300	-1072.000
SV022	-149.400	-1364.500	-97.100	-762.400

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-17999.900	-8966.400	-224.600	-20718.000	-5729.400	-224.600	
UL002	-16879.200	-12205.900	-224.600	-19597.400	-8968.900	-224.600	
UL003	-16872.800	3437.800	-224.600	-19591.000	6674.700	-224.600	
UL004	-13180.700	-2664.000	-610.400	-15898.900	6639.600	-680.600	
UL005	-16094.700	-4896.900	-597.800	-18812.800	3972.900	-633.000	
UL006	-15417.000	-6855.700	-597.800	-18135.200	2014.100	-633.000	
UL007	-15413.200	2603.300	-597.800	-18131.300	11473.000	-633.000	
UL008	-16094.700	-7063.700	-224.600	-18812.800	-3826.700	-224.600	
UL009	-16094.700	-7063.700	-224.600	-18812.800	-3826.700	-224.600	
UL010	-15417.000	-9022.500	-224.600	-18135.200	-5785.500	-224.600	
UL011	-15417.000	-9022.500	-224.600	-18135.200	-5785.500	-224.600	
UL012	-15413.200	436.500	-224.600	-18131.300	3673.400	-224.600	
UL013	-15413.200	436.500	-224.600	-18131.300	3673.400	-224.600	
UL014	-12673.800	-2561.500	-586.900	-15287.400	6384.200	-654.500	
UL015	-12673.800	-2561.500	-586.900	-15287.400	6384.200	-654.500	
UL016	-15475.600	-4708.600	-574.800	-18089.200	3820.100	-608.600	
UL017	-15475.600	-4708.600	-574.800	-18089.200	3820.100	-608.600	
UL018	-14824.100	-6592.000	-574.800	-17437.700	1936.600	-608.600	
UL019	-14824.100	-6592.000	-574.800	-17437.700	1936.600	-608.600	
UL020	-14820.300	2503.200	-574.800	-17433.900	11031.800	-608.600	
UL021	-14820.300	2503.200	-574.800	-17433.900	11031.800	-608.600	
UL022	-10139.000	7286.970	1538.070	-12229.900	25014.360	1695.690	
UL023	-16094.700	-7063.700	-224.600	-18812.800	-3826.700	-224.600	
UL024	-15417.000	-9022.500	-224.600	-18135.200	-5785.500	-224.600	
UL025	-15413.200	436.500	-224.600	-18131.300	3673.400	-224.600	
UL026	-12166.800	-2459.100	-563.400	-14675.900	6128.800	-628.300	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-14958.200	-7593.300	-224.600	-17049.100	-4356.400	-224.600	
UE002	-13837.500	-10832.800	-224.600	-15928.400	-7595.900	-224.600	
UE003	-13831.100	4810.800	-224.600	-15922.000	8047.800	-224.600	
UE004	-10139.000	-1291.000	-610.400	-12229.900	8012.600	-680.600	
UE005	-13052.900	-3523.900	-597.800	-15143.800	5345.900	-633.000	
UE006	-12375.300	-5482.700	-597.800	-14466.200	3387.100	-633.000	
UE007	-12371.500	3976.300	-597.800	-14462.300	12846.100	-633.000	
UE008	-13052.900	-5690.700	-224.600	-15143.800	-2453.700	-224.600	
UE009	-13052.900	-5690.700	-224.600	-15143.800	-2453.700	-224.600	
UE010	-12375.300	-7649.400	-224.600	-14466.200	-4412.500	-224.600	
UE011	-12375.300	-7649.400	-224.600	-14466.200	-4412.500	-224.600	
UE012	-12371.500	1809.500	-224.600	-14462.300	5046.500	-224.600	
UE013	-12371.500	1809.500	-224.600	-14462.300	5046.500	-224.600	
UE014	-9632.100	-1188.500	-586.900	-11618.400	7757.200	-654.500	
UE015	-9632.100	-1188.500	-586.900	-11618.400	7757.200	-654.500	
UE016	-12433.900	-3335.500	-574.800	-14420.300	5193.100	-608.600	
UE017	-12433.900	-3335.500	-574.800	-14420.300	5193.100	-608.600	
UE018	-11782.400	-5219.000	-574.800	-13768.700	3309.600	-608.600	
UE019	-11782.400	-5219.000	-574.800	-13768.700	3309.600	-608.600	
UE020	-11778.600	3876.200	-574.800	-13765.000	12404.800	-608.600	
UE021	-11778.600	3876.200	-574.800	-13765.000	12404.800	-608.600	
UE022	-10139.000	-622.143	1538.070	-12229.900	5286.987	1695.690	
UE023	-13052.900	-5690.700	-224.600	-15143.800	-2453.700	-224.600	
UE024	-12375.300	-7649.400	-224.600	-14466.200	-4412.500	-224.600	
UE025	-12371.500	1809.500	-224.600	-14462.300	5046.500	-224.600	
UE026	-9125.100	-1086.100	-563.400	-11006.900	7501.900	-628.300	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-17999.900	-12.500	0.000	-20718.000	-12.500	0.000	
ULB02	-16879.200	-11.600	0.000	-19597.400	-11.600	0.000	
ULB03	-16872.800	-11.600	0.000	-19591.000	-11.600	0.000	
ULB04	-13180.700	336.000	-131.300	-15898.900	2734.600	-201.600	
ULB05	-16094.700	161.300	-65.600	-18812.800	1360.600	-100.800	
ULB06	-15417.000	161.900	-65.600	-18135.200	1361.200	-100.800	
ULB07	-15413.200	161.900	-65.600	-18131.300	1361.200	-100.800	
ULB08	-16094.700	-11.000	0.000	-18812.800	-11.000	0.000	
ULB09	-16094.700	-11.000	0.000	-18812.800	-11.000	0.000	
ULB10	-15417.000	-10.400	0.000	-18135.200	-10.400	0.000	
ULB11	-15417.000	-10.400	0.000	-18135.200	-10.400	0.000	
ULB12	-15413.200	-10.400	0.000	-18131.300	-10.400	0.000	
ULB13	-15413.200	-10.400	0.000	-18131.300	-10.400	0.000	
ULB14	-12673.800	323.100	-126.200	-15287.400	2629.400	-193.800	
ULB15	-12673.800	323.100	-126.200	-15287.400	2629.400	-193.800	
ULB16	-15475.600	155.100	-63.100	-18089.200	1308.300	-96.900	
ULB17	-15475.600	155.100	-63.100	-18089.200	1308.300	-96.900	
ULB18	-14824.100	155.600	-63.100	-17437.700	1308.800	-96.900	
ULB19	-14824.100	155.600	-63.100	-17437.700	1308.800	-96.900	
ULB20	-14820.300	155.700	-63.100	-17433.900	1308.800	-96.900	
ULB21	-14820.300	155.700	-63.100	-17433.900	1308.800	-96.900	
ULB22	-10139.000	3989.770	1932.580	-12229.900	26614.920	2017.890	
ULB23	-16094.700	-11.000	0.000	-18812.800	-11.000	0.000	
ULB24	-15417.000	-10.400	0.000	-18135.200	-10.400	0.000	
ULB25	-15413.200	-10.400	0.000	-18131.300	-10.400	0.000	
ULB26	-12166.800	310.100	-121.200	-14675.900	2524.200	-186.000	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-14958.200	-10.500	0.000	-17049.100	-10.500	0.000	
UEB02	-13837.500	-9.600	0.000	-15928.400	-9.600	0.000	
UEB03	-13831.100	-9.600	0.000	-15922.000	-9.600	0.000	
UEB04	-10139.000	338.000	-131.300	-12229.900	2736.600	-201.600	
UEB05	-13052.900	163.300	-65.600	-15143.800	1362.600	-100.800	
UEB06	-12375.300	163.900	-65.600	-14466.200	1363.200	-100.800	
UEB07	-12371.500	163.900	-65.600	-14462.300	1363.200	-100.800	
UEB08	-13052.900	-9.000	0.000	-15143.800	-9.000	0.000	
UEB09	-13052.900	-9.000	0.000	-15143.800	-9.000	0.000	
UEB10	-12375.300	-8.400	0.000	-14466.200	-8.400	0.000	
UEB11	-12375.300	-8.400	0.000	-14466.200	-8.400	0.000	
UEB12	-12371.500	-8.400	0.000	-14462.300	-8.400	0.000	
UEB13	-12371.500	-8.400	0.000	-14462.300	-8.400	0.000	
UEB14	-9632.100	325.100	-126.200	-11618.400	2631.400	-193.800	
UEB15	-9632.100	325.100	-126.200	-11618.400	2631.400	-193.800	
UEB16	-12433.900	157.100	-63.100	-14420.300	1310.300	-96.900	
UEB17	-12433.900	157.100	-63.100	-14420.300	1310.300	-96.900	
UEB18	-11782.400	157.600	-63.100	-13768.700	1310.800	-96.900	
UEB19	-11782.400	157.600	-63.100	-13768.700	1310.800	-96.900	
UEB20	-11778.600	157.700	-63.100	-13765.000	1310.800	-96.900	
UEB21	-11778.600	157.700	-63.100	-13765.000	1310.800	-96.900	
UEB22	-10139.000	1325.457	1932.580	-12229.900	8867.173	2017.890	
UEB23	-13052.900	-9.000	0.000	-15143.800	-9.000	0.000	
UEB24	-12375.300	-8.400	0.000	-14466.200	-8.400	0.000	
UEB25	-12371.500	-8.400	0.000	-14462.300	-8.400	0.000	
UEB26	-9125.100	312.100	-121.200	-11006.900	2526.200	-186.000	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-22096.200	8449.800	-15131.700	-5891.800	
UL002	-22261.100	8429.900	-12942.700	-5072.900	
UL003	-16496.800	6497.200	-18568.500	-6979.100	
UL004	-15129.600	5956.300	-12058.700	-4572.800	
UL005	-18942.600	7464.000	-14316.200	-5370.300	
UL006	-19042.300	7452.000	-12992.600	-4875.100	
UL007	-15557.000	6283.400	-16394.200	-6027.800	
UL008	-19417.400	7464.000	-13841.400	-5370.300	
UL009	-19417.400	7464.000	-13841.400	-5370.300	
UL010	-19517.100	7452.000	-12517.800	-4875.100	
UL011	-19517.100	7452.000	-12517.800	-4875.100	
UL012	-16031.800	6283.400	-15919.400	-6027.800	
UL013	-16031.800	6283.400	-15919.400	-6027.800	
UL014	-14547.700	5727.200	-11594.900	-4396.900	
UL015	-14547.700	5727.200	-11594.900	-4396.900	
UL016	-18214.000	7176.900	-13765.600	-5163.800	
UL017	-18214.000	7176.900	-13765.600	-5163.800	
UL018	-18309.900	7165.400	-12492.900	-4687.600	
UL019	-18309.900	7165.400	-12492.900	-4687.600	
UL020	-14958.600	6041.700	-15763.700	-5795.900	
UL021	-14958.600	6041.700	-15763.700	-5795.900	
UL022	-12156.200	4581.800	-8757.900	-3517.500	
UL023	-19417.400	7464.000	-13841.400	-5370.300	
UL024	-19517.100	7452.000	-12517.800	-4875.100	
UL025	-16031.800	6283.400	-15919.400	-6027.800	
UL026	-13965.800	5498.200	-11131.200	-4221.000	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-92.200	2142.100	-119.800	4130.700	-10668.400	6345.300
UL002	-92.200	2180.500	-122.400	4207.600	-10858.400	6373.900
UL003	-92.200	1569.400	-80.300	2985.200	-7837.300	4796.300
UL004	-92.200	1485.500	141.600	2817.400	-7327.100	4442.000
UL005	147.100	1882.500	256.200	3611.500	-9147.700	5592.900
UL006	147.100	1905.700	254.600	3658.000	-9262.600	5610.100
UL007	147.100	1536.200	280.100	2918.900	-7435.900	4656.200
UL008	-92.200	1882.500	-101.900	3611.500	-9385.100	5592.900
UL009	-92.200	1882.500	-101.900	3611.500	-9385.100	5592.900
UL010	-92.200	1905.700	-103.500	3658.000	-9500.000	5610.100
UL011	-92.200	1905.700	-103.500	3658.000	-9500.000	5610.100
UL012	-92.200	1536.200	-78.000	2918.900	-7673.300	4656.200
UL013	-92.200	1536.200	-78.000	2918.900	-7673.300	4656.200
UL014	-88.700	1428.300	136.100	2709.100	-7045.300	4271.100
UL015	-88.700	1428.300	136.100	2709.100	-7045.300	4271.100
UL016	141.500	1810.100	246.300	3472.600	-8795.900	5377.700
UL017	141.500	1810.100	246.300	3472.600	-8795.900	5377.700
UL018	141.500	1832.400	244.800	3517.300	-8906.400	5394.300
UL019	141.500	1832.400	244.800	3517.300	-8906.400	5394.300
UL020	141.500	1477.100	269.300	2806.600	-7149.900	4477.100
UL021	141.500	1477.100	269.300	2806.600	-7149.900	4477.100
UL022	-70.900	1142.700	-150.100	2167.200	-5895.300	3416.900
UL023	-92.200	1882.500	-101.900	3611.500	-9385.100	5592.900
UL024	-92.200	1905.700	-103.500	3658.000	-9500.000	5610.100
UL025	-92.200	1536.200	-78.000	2918.900	-7673.300	4656.200
UL026	-85.100	1371.200	130.700	2600.700	-6763.500	4100.300

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-10986.200	8042.300	-7394.300	-5461.600	-6987.600	-4196.900
UL002	-11178.200	8022.400	-6322.400	-4642.600	-5957.700	-3579.100
UL003	-8048.200	6089.700	-9348.000	-6548.900	-8878.300	-5123.000
UL004	-7465.900	5548.800	-6120.600	-4142.600	-5730.300	-3254.100
UL005	-9294.900	7056.500	-7290.100	-4940.100	-6790.100	-3824.200
UL006	-9411.000	7044.500	-6642.000	-4444.900	-6167.300	-3450.600
UL007	-7518.500	5875.900	-8471.400	-5597.600	-7933.300	-4384.100
UL008	-9651.000	7056.500	-6815.300	-4940.100	-6434.000	-3824.200
UL009	-9651.000	7056.500	-6815.300	-4940.100	-6434.000	-3824.200
UL010	-9767.100	7044.500	-6167.200	-4444.900	-5811.200	-3450.600
UL011	-9767.100	7044.500	-6167.200	-4444.900	-5811.200	-3450.600
UL012	-7874.600	5875.900	-7996.600	-5597.600	-7577.200	-4384.100
UL013	-7874.600	5875.900	-7996.600	-5597.600	-7577.200	-4384.100
UL014	-7178.800	5335.400	-5885.200	-3983.200	-5509.900	-3128.900
UL015	-7178.800	5335.400	-5885.200	-3983.200	-5509.900	-3128.900
UL016	-8937.400	6785.100	-7009.700	-4750.100	-6528.900	-3677.100
UL017	-8937.400	6785.100	-7009.700	-4750.100	-6528.900	-3677.100
UL018	-9049.100	6773.600	-6386.500	-4274.000	-5930.100	-3317.900
UL019	-9049.100	6773.600	-6386.500	-4274.000	-5930.100	-3317.900
UL020	-7229.300	5649.900	-8145.600	-5382.300	-7628.100	-4215.500
UL021	-7229.300	5649.900	-8145.600	-5382.300	-7628.100	-4215.500
UL022	-6131.500	4268.300	-4190.100	-3186.600	-4019.400	-2503.200
UL023	-9651.000	7056.500	-6815.300	-4940.100	-6434.000	-3824.200
UL024	-9767.100	7044.500	-6167.200	-4444.900	-5811.200	-3450.600
UL025	-7874.600	5875.900	-7996.600	-5597.600	-7577.200	-4384.100
UL026	-6891.600	5122.000	-5649.800	-3823.900	-5289.500	-3003.800

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-454.700	-2340.400	-246.900	-1274.400
UL002	-440.600	-1923.800	-246.900	-1066.100
UL003	-480.700	-3105.300	-246.900	-1656.800
UL004	-530.900	-1773.900	-294.600	-991.200
UL005	-684.500	-2116.500	-365.600	-1162.400
UL006	-676.000	-1864.500	-365.600	-1036.500
UL007	-700.300	-2578.900	-365.600	-1393.700
UL008	-447.100	-2116.500	-246.900	-1162.400
UL009	-447.100	-2116.500	-246.900	-1162.400
UL010	-438.600	-1864.500	-246.900	-1036.500
UL011	-438.600	-1864.500	-246.900	-1036.500
UL012	-462.900	-2578.900	-246.900	-1393.700
UL013	-462.900	-2578.900	-246.900	-1393.700
UL014	-510.500	-1705.700	-283.300	-953.000
UL015	-510.500	-1705.700	-283.300	-953.000
UL016	-658.200	-2035.000	-351.600	-1117.700
UL017	-658.200	-2035.000	-351.600	-1117.700
UL018	-650.000	-1792.800	-351.600	-996.600
UL019	-650.000	-1792.800	-351.600	-996.600
UL020	-673.300	-2479.700	-351.600	-1340.100
UL021	-673.300	-2479.700	-351.600	-1340.100
UL022	-149.400	-1364.500	-97.100	-762.400
UL023	-447.100	-2116.500	-246.900	-1162.400
UL024	-438.600	-1864.500	-246.900	-1036.500
UL025	-462.900	-2578.900	-246.900	-1393.700
UL026	-490.100	-1637.400	-272.000	-914.900

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 9)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

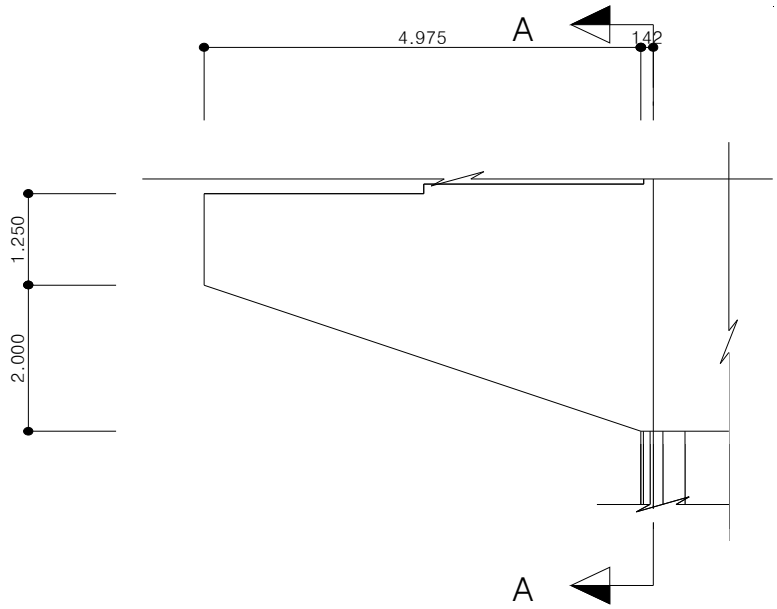
① 기둥의 단면적

A = π x 2.500² / 4 = 4.909 m²

② 치환단면의 한변길이

L = √4.909 = 2.216 m

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 8449.800 kN - "ULO-01, ULO-02"

Mu = 22261.100 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 22261.100 / 8449.800 = 2.635 m

d = 3.250 - 0.192 = 3.058 m

a/d = 2.635 / 3.058 = 0.862 ≤ 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)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2900.0	3250.0	3057.6	100.0	2248.0	8449.8

a = 2634.512 mm, d = 3057.575 mm

a / d (= 0.862) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2247.985 mm ≥ 0.5 x 3057.575 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 8449.800 kN

Nuc = 0.20 x 8449.800 = 1689.960 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 22261.100 + 1689.960 x (3.250 - 3.058)

= 22586.291 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 2900.000 x 3057.575 = 47881.619 kN

≤ 5.6 x 2900.000 x 3057.575 = 49655.012 kN

ΦVn_max = 0.80 x 47881.619 = 38305.295 kN ≥ Vu (=8449.800 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)

= 8449800.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 18861.161 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 22261.100 + 1689.960 x (3.250 - 3.058) = 22586.291 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 23669.388 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 8449.800 = 1689.960 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 5281.125 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 28950.513 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 2900.000 x 3057.575
= 23940.810 ㎟
Use As = 42996.000 ㎟ (철근도심 192.43 ㎜)
1단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d1 = 100.00 ㎜
2단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d2 = 200.00 ㎜
3단 : H25-12.0EA + H25-12.0EA , d3 = 300.00 ㎜
Use As ≥ 28950.513 ㎟ , 23940.810 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (28950.513 - 5281.125)
= 11834.694 ㎟
사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 ㎟
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3057.57 = 2038.38 ㎜구간에 9.0 단 설치
▶ 사용철근량(9.0단) : H22 - 54.00 EA = 20903.400 ㎟ ≥ 11834.694 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토
: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]
a = 2.6 < 2d(=6.300) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 1.317 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치
- Vu = 8055.813 kN - "UL0-01
부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7) 부재길이(L) : 1.221 m
Vui = 8042.300 kN (I단), Vuj = 8403.000 kN (J단)
검토위치(Lc) = 3.800 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= 8042.300 + (8403.000 - 8042.300)/1.221 x (3.800 - 3.754)
= 8055.813 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5269.02	3057.58	8055.81	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 2900.00 x 3057.57

= 30716.073 kN ≥ Vu(= 8055.813 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 3057.57 = 6143.215 kN

< Vu (= 8055.813 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11362.437 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11362.437 + 7679.018)

= 15233.164 kN ≥ Vu(= 8055.813 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.250 x 5.117 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 85.790 kN

w2 = 2.000 x (5.117-0.142) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 66.727 kN

w3 = 2.000 x (5.117-4.975) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 3.809 kN

Vc = 85.790 + 66.727 + 3.809 = 156.326 kN

Mc = 85.790 x 2.559 + 66.727 x 1.800 + 3.809 x 0.071 = 339.895 kN.m

Vu = 168.450 x sin 86.09 + 123.460 x cos 86.09 +
166.280 x sin 86.09 + 123.920 x cos 86.09 +
168.440 x sin 86.09 + 120.500 x cos 86.09 +
166.270 x sin 86.09 + 121.040 x cos 86.09 +
156.326(Vc)

= 857.535 kN

Mu = 168.450 x sin 86.09 x 3.869 + 123.460 x cos 86.09 x 3.869 +
166.280 x sin 86.09 x 1.363 + 123.920 x cos 86.09 x 1.363 +
168.440 x sin 86.09 x 3.938 + 120.500 x cos 86.09 x 3.938 +
166.270 x sin 86.09 x 1.432 + 121.040 x cos 86.09 x 1.432 +

339.895(Mc)

= 2203.884 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)
3250.00	2900.00	2800.00	100.00	2203.88	857.54

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7466.200 x 400.00 = 2986480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3250.000 = 74587.500 x a

T = C 이므로, a = 40.040 mm, c = 40.040 / β1 = 40.040 / 0.85 = 47.106 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 47.106) / 47.106 = 0.17532

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2320.159 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.218]

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00082

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.040 mm

ΦMn = 0.85 x 7466.200 x 400 x (2800.00 - a/2) = 7057.002 kN.m

≥ Mu (= 2203.884 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.202]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3250.00 x 2800.00 = 6304.665 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 857.535 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15013.200 x 1000000 / [42996.000 x (3057.575 - 699.598/3)]
= 123.630 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x3057.6/(7x42996.000)]
= 699.598 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 123.63) - 2.5 x 85.50 = 423.23 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 123.63) = 509.59 mm
Sa는 작은 값인 423.23 mm 를 적용
S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 423.23 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2203.884 x 1000000 / [7466.200 x (2800.000 - 284.439/3)]
= 109.117 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7466.200/3250.0 + 7x7466.200/3250.0 x √[(1 + 2x3250.0x2800.0/(7x7466.200)]
= 284.439 mm

사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)
2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 109.12) - 2.5 x 85.50 = 507.95 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 109.12) = 577.36 mm
Sa는 작은 값인 507.95 mm 를 적용
S = 3250.00 / 16.0 EA = 203.13 ≤ Sa (= 507.95 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 13)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

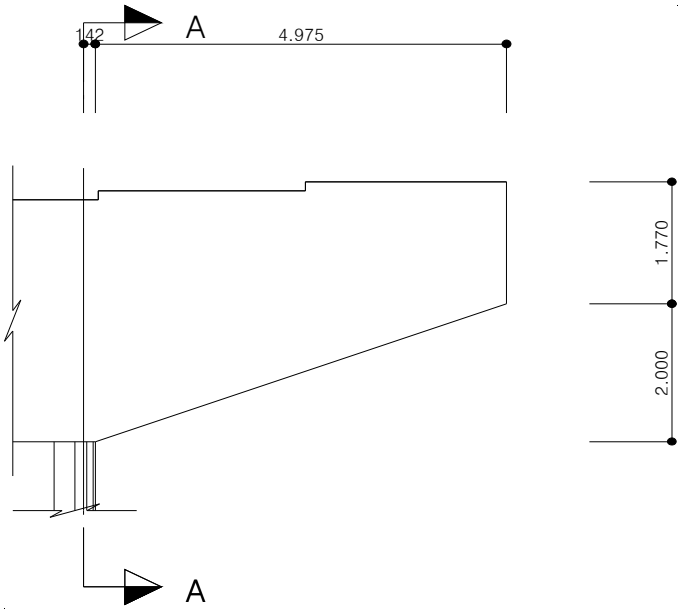
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.909} = 2.216\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 6979.100 kN - "ULO-03"

Mu = 18568.500 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 18568.500 / 6979.100 = 2.661 m

d = 3.250 - 0.192 = 3.058 m

a/d = 2.661 / 3.058 = 0.870 ≤ 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)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2900.0	3250.0	3057.6	100.0	2627.9	6979.1

a = 2660.587 mm, d = 3057.575 mm

a / d (= 0.870) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2627.898 mm ≥ 0.5 x 3057.575 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 6979.100 kN

Nuc = 0.20 x 6979.100 = 1395.820 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 18568.500 + 1395.820 x (3.250 - 3.058)

= 18837.091 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 2900.000 x 3057.575 = 47881.619 kN

≤ 5.6 x 2900.000 x 3057.575 = 49655.012 kN

ΦVn_max = 0.80 x 47881.619 = 38305.295 kN ≥ Vu (=6979.100 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)

= 6979100.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 15578.348 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 18568.500 + 1395.820 x (3.250 - 3.058) = 18837.091 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 19655.934 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 6979.100 = 1395.820 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 4361.938 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 24017.871 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 2900.000 x 3057.575
= 23940.810 ㎟
Use As = 42996.000 ㎟ (철근도심 192.43 ㎜)
1단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d1 = 100.00 ㎜
2단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d2 = 200.00 ㎜
3단 : H25-12.0EA + H25-12.0EA , d3 = 300.00 ㎜
Use As ≥ 24017.871 ㎟ , 23940.810 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (24017.871 - 4361.938)
= 9827.967 ㎟
사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 ㎟
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3057.57 = 2038.38 ㎜구간에 9.0 단 설치
▶ 사용철근량(9.0단) : H22 - 54.00 EA = 20903.400 ㎟ ≥ 9827.967 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토
: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]
a = 2.7 < 2d(=6.300) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 1.330 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치
- Vu = 6559.456 kN - "ULO-03
부재번호 : 15 (I단 : 절점15, J단 : 절점16) 부재길이(L) : 1.185 m
Vui = -6920.000 kN (I단), Vuj = -6548.900 kN (J단)
검토위치(Lc) = 8.663 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= -6920.000 + (-6548.900 - -6920.000)/1.185 x (8.663 - 7.512)
= -6559.456 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5321.17	3057.58	6559.46	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 2900.00 x 3057.57

= 30716.073 kN ≥ Vu(= 6559.456 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 3057.57 = 6143.215 kN

< Vu (= 6559.456 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11362.437 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11362.437 + 7679.018)

= 15233.164 kN ≥ Vu(= 6559.456 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.250 x 5.117 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 85.790 kN

w2 = 2.000 x (5.117-0.142) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 66.727 kN

w3 = 2.000 x (5.117-4.975) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 3.809 kN

Vc = 85.790 + 66.727 + 3.809 = 156.326 kN

Mc = 85.790 x 2.559 + 66.727 x 1.800 + 3.809 x 0.071 = 339.895 kN.m

Vu = 165.840 x sin 86.09 + 124.410 x cos 86.09 +
168.200 x sin 86.09 + 124.510 x cos 86.09 +
165.830 x sin 86.09 + 121.600 x cos 86.09 +
168.200 x sin 86.09 + 121.680 x cos 86.09 +
156.326(Vc)

= 856.392 kN

Mu = 165.840 x sin 86.09 x 1.432 + 124.410 x cos 86.09 x 1.432 +
168.200 x sin 86.09 x 3.938 + 124.510 x cos 86.09 x 3.938 +
165.830 x sin 86.09 x 1.364 + 121.600 x cos 86.09 x 1.364 +
168.200 x sin 86.09 x 3.870 + 121.680 x cos 86.09 x 3.870 +

339.895(Mc)

= 2201.735 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)
3250.00	2900.00	2800.00	100.00	2201.74	856.39

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7466.200 x 400.00 = 2986480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3250.000 = 74587.500 x a

T = C 이므로, a = 40.040 mm, c = 40.040 / β1 = 40.040 / 0.85 = 47.106 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 47.106) / 47.106 = 0.17532

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2317.892 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.221]

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00082

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.040 mm

ΦMn = 0.85 x 7466.200 x 400 x (2800.00 - a/2) = 7057.002 kN.m

≥ Mu (= 2201.735 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.205]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3250.00 x 2800.00 = 6304.665 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 856.392 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 12610.900 x 1000000 / [42996.000 x (3057.575 - 699.598/3)]
= 103.847 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x3057.6/(7x42996.000)]
= 699.598 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.85) - 2.5 x 85.50 = 544.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 103.85) = 606.66 mm
Sa는 작은 값인 544.57 mm 를 적용
S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 544.57 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2201.735 x 1000000 / [7466.200 x (2800.000 - 284.439/3)]
= 109.010 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7466.200/3250.0 + 7x7466.200/3250.0 x √[(1 + 2x3250.0x2800.0/(7x7466.200)]
= 284.439 mm

사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)
2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 109.01) - 2.5 x 85.50 = 508.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 109.01) = 577.93 mm
Sa는 작은 값인 508.66 mm 를 적용
S = 3250.00 / 16.0 EA = 203.13 ≤ Sa (= 508.66 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침6) : UL0-02(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.042 (92.20/2180.50) < 2d(=3.248) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5269.02	1531.55	2180.50	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 2900.00 x 1531.54

= 15385.735 kN ≥ Vu(= 2180.500 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1531.54 = 3077.147 kN

≥ Vu (= 2180.500 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 113.200 x 1000000 / [42996.000 x (1531.545 - 469.513/3)]

= 1.915 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x1531.5/(7x42996.000)]

= 469.513 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.91) - 2.5 x 85.50 = 40915.19 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 1.91) = 32903.16 mm

Sa는 작은 값인 32903.16 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 32903.16 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침1) : UL0-02(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 = 0.029 (122.40/4207.60) < 2d(=3.303) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5269.02	1559.28	4207.60	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 2900.00 x 1559.28

= 15664.395 kN ≥ Vu(= 4207.600 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1559.28 = 3132.879 kN

< Vu (= 4207.600 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 5794.546 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (5794.546 + 3916.099)

= 7768.516 kN ≥ Vu(= 4207.600 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 195.800 x 1000000 / [42996.000 x (1559.283 - 474.513/3)]

= 3.250 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x1559.3/(7x42996.000)]

= 474.513 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 3.25) - 2.5 x 85.50 = 24015.44 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 3.25) = 19383.35 mm

Sa는 작은 값인 19383.35 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 19383.35 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침7) : UL0-02(절점 5)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.704 (10858.40/6373.90) < 2d(=5.523) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5269.02	2669.14	6373.90	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 2900.00 x 2669.14

= 26813.886 kN ≥ Vu(= 6373.900 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2669.14 = 5362.777 kN

< Vu (= 6373.900 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9918.946 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9918.946 + 6703.472)

= 13297.934 kN ≥ Vu(= 6373.900 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7307.700 x 1000000 / [42996.000 x (2669.139 - 647.746/3)]

= 69.281 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2669.1/(7x42996.000)]

= 647.746 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.28) - 2.5 x 85.50 = 922.92 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 69.28) = 909.34 mm

Sa는 작은 값인 909.34 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 909.34 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침2) : UL0-01(절점 6)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.366 (10986.20/8042.30) < 2d(=5.579) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5269.02	2696.88	8042.30	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 2900.00 x 2696.88

= 27092.546 kN ≥ Vu(= 8042.300 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2696.88 = 5418.509 kN

< Vu (= 8042.300 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 10022.028 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (10022.028 + 6773.137)

= 13436.132 kN ≥ Vu(= 8042.300 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7423.900 x 1000000 / [42996.000 x (2696.877 - 651.566/3)]

= 69.632 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2696.9/(7x42996.000)]

= 651.566 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.63) - 2.5 x 85.50 = 917.20 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 69.63) = 904.76 mm

Sa는 작은 값인 904.76 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 904.76 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침9) : UL0-03(절점 16)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.427 (9348.00/6548.90) < 2d(=6.098) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5321.17	2956.71	6548.90	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 2900.00 x 2956.71

= 29702.831 kN ≥ Vu(= 6548.900 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2956.71 = 5940.566 kN

< Vu (= 6548.900 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 10987.620 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (10987.620 + 7425.708)

= 14730.662 kN ≥ Vu(= 6548.900 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6516.500 x 1000000 / [42996.000 x (2956.713 - 686.461/3)]

= 55.560 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2956.7/(7x42996.000)]

= 686.461 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 55.56) - 2.5 x 85.50 = 1203.65 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 55.56) = 1133.92 mm

Sa는 작은 값인 1133.92 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 1133.92 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침4) : UL0-03(절점 17)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.733 (8878.30/5123.00) < 2d(=6.044) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5321.17	2929.38	5123.00	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 2900.00 x 2929.38

= 29428.210 kN ≥ Vu(= 5123.000 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2929.38 = 5885.642 kN

≥ Vu (= 5123.000 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6102.500 x 1000000 / [42996.000 x (2929.377 - 682.863/3)]

= 52.533 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2929.4/(7x42996.000)]

= 682.863 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 52.53) - 2.5 x 85.50 = 1285.30 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 52.53) = 1199.24 mm

Sa는 작은 값인 1199.24 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 1199.24 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침10) : UL0-03(절점 19)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.155 (480.70/3105.30) < 2d(=4.344) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5321.17	2079.36	3105.30	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 2900.00 x 2079.36

= 20889.003 kN ≥ Vu(= 3105.300 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2079.36 = 4177.801 kN

≥ Vu (= 3105.300 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 538.700 x 1000000 / [42996.000 x (2079.357 - 561.331/3)]

= 6.621 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2079.4/(7x42996.000)]

= 561.331 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 6.62) - 2.5 x 85.50 = 11679.74 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 6.62) = 9514.80 mm

Sa는 작은 값인 9514.80 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 9514.80 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침5) : UL0-03(절점 20)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.149 (246.90/1656.80) < 2d(=4.289) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5321.17	2052.02	1656.80	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 2900.00 x 2052.02

= 20614.382 kN ≥ Vu(= 1656.800 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2052.02 = 4122.876 kN

≥ Vu (= 1656.800 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 281.300 x 1000000 / [42996.000 x (2052.021 - 557.051/3)]

= 3.506 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2052.0/(7x42996.000)]

= 557.051 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 3.51) - 2.5 x 85.50 = 22250.86 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 3.51) = 17971.69 mm

Sa는 작은 값인 17971.69 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 17971.69 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-15898.870	-20718.000	5729.400	8966.400	-224.600	-0.01800	축력최대
UL002	-15898.870	-19597.400	8968.900	12205.900	-224.600	-0.02700	모멘트최대
UL022	-12229.900	-12229.900	7286.970	25014.360	1695.690	0.09444	탄성설계
UL022	-12229.900	-12229.900	-622.143	5286.987	1695.690	0.09444	소성설계
UE020	-11618.405	-13765.000	3876.200	12404.800	-608.600	0.02400	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=3.000)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	0.015	0.060	O.K	58651.240	20718.000	9929.568	2.831	O.K
모멘트최대	0.005	0.015	0.060	O.K	44620.325	19597.400	14159.977	2.277	O.K
탄성설계	0.005	0.015	0.060	O.K	19125.613	12229.900	26056.625	1.564	O.K
편심최대	0.005	0.015	0.060	O.K	36889.875	13765.000	12814.876	2.680	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	20718.000	9929.568	479.273

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 20718.000 x -0.01800 / (-224.600 x 17.038)

= 0.097

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.038 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 17.663 / 0.625

= 59.348 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 17.663 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.097)

= 1.107

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.107 x 5729.400

= 6344.850 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.107 x 8966.400

= 9929.568 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1372780.281 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 479.273 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1820.221 mm, a = k1 x c = 1547.188 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3190411.806 = 73219.951 kN

∑Csi = 13604.192 kN, ∑Tsi = 3036.657 kN

Pn = 73219.951 + 13604.192 - 3036.657 = 83787.486 kN

Mn = Cc x 1147.661 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 40157.682 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=479.280)| = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1820.221 mm, a = k1 x c = 1547.188 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1820.22) / 1820.22 = 0.00096

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 83787.486 kN

ΦPn = 0.70 x 83787.486 = 58651.240 kN ≥ Pu = 20718.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.479 = 28109.928 kN.m ≥ Mu = 9929.568 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL002)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	19597.400	14159.977	722.544

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 19597.400 x -0.02700 / (-224.600 x 17.038)

= 0.138

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.038 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 17.663 / 0.625

= 59.348 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 17.663 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.138)

= 1.160

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.160 x 8968.900

= 10404.756 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.160 x 12205.900

= 14159.977 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1298529.022 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 722.544 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1520.158 mm, a = k1 x c = 1292.135 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2559785.904 = 58747.086 kN

∑Csi = 11970.982 kN, ∑Tsi = 6974.748 kN

Pn = 58747.086 + 11970.982 - 6974.748 = 63743.321 kN

Mn = Cc x 1153.920 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46057.739 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=722.550)| = 0.0064 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1520.158 mm, a = k1 x c = 1292.135 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1520.16) / 1520.16 = 0.00174

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 63743.321 kN

ΦPn = 0.70 x 63743.321 = 44620.325 kN ≥ Pu = 19597.400 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.723 = 32240.132 kN.m ≥ Mu = 14159.977 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	12229.900	26056.625	2130.567

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12229.900 x 0.09444 / (1695.690 x 17.038)

= 0.040

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.038 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 17.663 / 0.625

= 59.348 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 17.663 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.040)

= 1.042

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.042 x 7286.970

= 7590.594 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.042 x 25014.360

= 26056.625 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 810356.480 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 2130.567 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 849.898 mm, a = k1 x c = 722.413 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1175723.575 = 26982.856 kN

∑Csi = 8056.936 kN, ∑Tsi = 15914.179 kN

Pn = 26982.856 + 8056.936 - 15914.179 = 19125.613 kN

Mn = Cc x 1186.393 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 40748.223 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2130.558)| = 0.0095 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 19125.613 kN

ΦPn = 1.00 x 19125.613 = 19125.613 kN ≥ Pu = 12229.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.131 = 40748.405 kN.m ≥ Mu = 26056.625 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UE020)

㉮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	2386.158	13765.000	12814.876	930.975

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13765.000 x 0.02400 / (-608.600 x 17.038)

= 0.032

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.038 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 17.663 / 0.625

= 59.348 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 17.663 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.032)

= 1.033

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.033 x 3876.200

= 4004.339 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.033 x 12404.800

= 12814.876 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 912072.621 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 930.975 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1348.258 mm, a = k1 x c = 1146.019 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2194801.257 = 50370.689 kN

∑Csi = 11027.743 kN, ∑Tsi = 9948.921 kN

Pn = 50370.689 + 11027.743 - 9948.921 = 51449.512 kN

Mn = Cc x 1160.170 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47898.737 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=930.985)| = 0.0099 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1348.258 mm, a = k1 x c = 1146.019 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1348.26) / 1348.26 = 0.00234

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.72 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0023-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.717

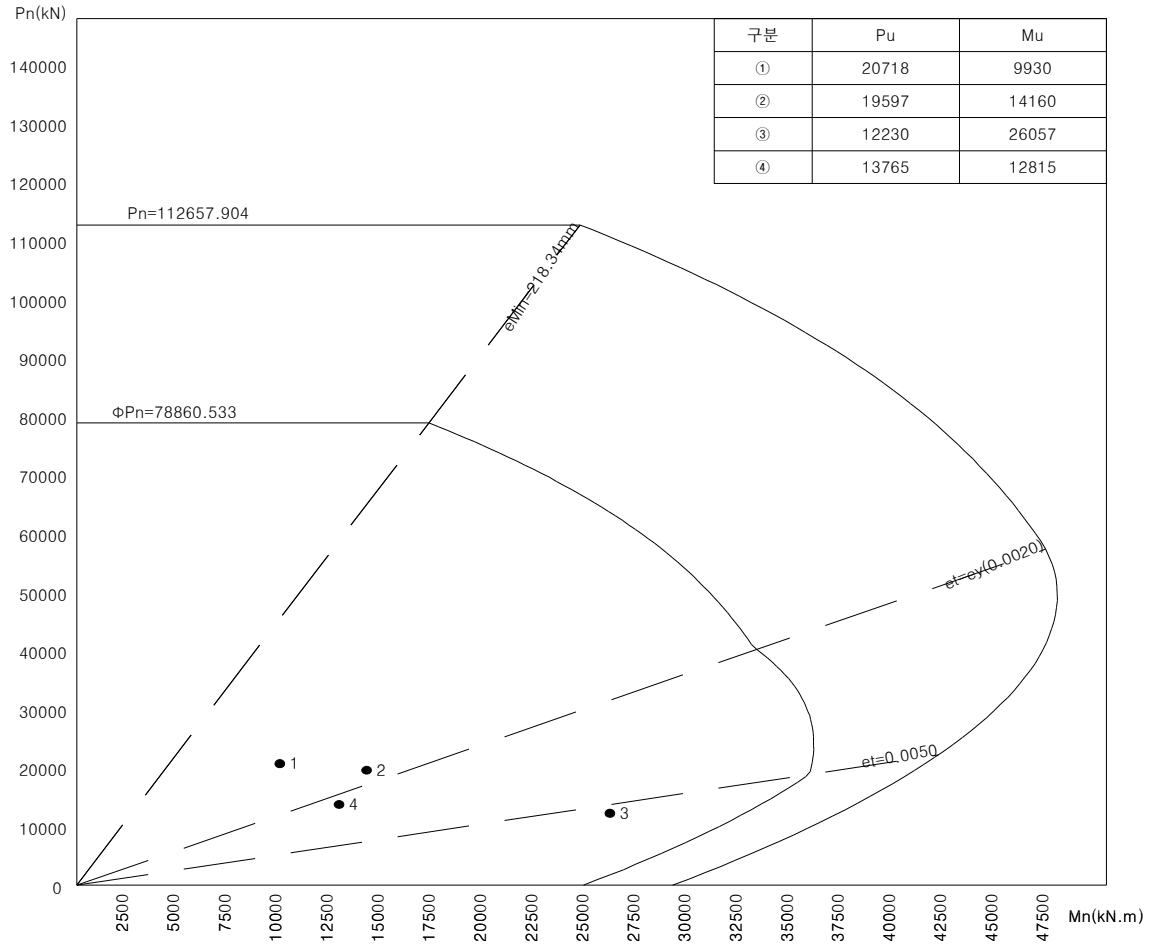
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 51449.512 kN

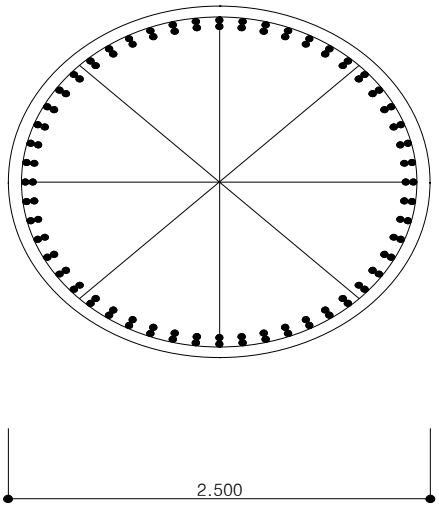
ΦPn = 0.72 x 51449.512 = 36889.875 kN ≥ Pu = 13765.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.931 = 34343.565 kN.m ≥ Mu = 12814.876 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	20718	9930
②	19597	14160
③	12230	26057
④	13765	12815



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2386.158 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근
Ast = 74703.200 mm²
Puse = 0.01522
1단 : H32-52Ea
2단 : H29-52Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-15898.870	-20718.000	12.500	12.500	0.000	0.00000	축력최대
ULB04	-15898.870	-15898.900	336.000	2734.600	-201.600	0.00500	모멘트최대
ULB22	-12229.900	-12229.900	3989.770	26614.920	2017.890	0.04728	탄성설계
ULB22	-12229.900	-12229.900	1325.457	8867.173	2017.890	0.04728	소성설계
UEB26	-11006.910	-11006.900	312.100	2526.200	-186.000	0.00400	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=3.000)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	0.015	0.060	O.K	78860.539	20718.000	12.500	3.806	O.K
모멘트최대	0.005	0.015	0.060	O.K	78860.539	15898.900	2798.976	4.960	O.K
탄성설계	0.005	0.015	0.060	O.K	18219.615	12229.900	27075.198	1.490	O.K
편심최대	0.005	0.015	0.060	O.K	88749.215	11006.900	2562.069	8.063	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	20718.000	12.500	0.603

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 20718.000 x 0.00000 / (0.000 x 17.038)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.038 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 17.663 / 0.625

= 59.348 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 17.663 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 12.500

= 12.500 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 12.500

= 12.500 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1372780.281 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 0.603 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 6804.280 mm, a = k1 x c = 5783.638 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4909276.340 = 112667.892 kN

∑Csi = 28091.116 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 112667.892 + 28091.116 - 0.000 = 140759.008 kN

Mn = Cc x 2891.819 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 84.466 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=0.600)| = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 6804.280 mm, a = k1 x c = 5783.638 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-6804.28) / 6804.28 = -0.00194

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN < Pn = 140759.008 kN

ΦPn = 0.70 x 112657.912 = 78860.539 kN ≥ Pu = 20718.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.001 = 47.580 kN.m ≥ Mu = 12.500 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, ULB04)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	15898.900	2798.976	176.048

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15898.900 x 0.00500 / (201.600 x 17.038)

= 0.023

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.038 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 17.663 / 0.625

= 59.348 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 17.663 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.023)

= 1.024

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.024 x 336.000

= 343.910 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.024 x 2734.600

= 2798.976 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1053465.412 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 176.048 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2448.474 mm, a = k1 x c = 2081.203 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4367219.624 = 100227.690 kN

∑Csi = 17513.483 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 100227.690 + 17513.483 - 0.000 = 117741.173 kN

Mn = Cc x 1164.877 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20728.745 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=176.053)| = 0.0051 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2448.474 mm, a = k1 x c = 2081.203 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2448.47) / 2448.47 = -0.00006

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN < Pn = 117741.173 kN

ΦPn = 0.70 x 112657.912 = 78860.539 kN ≥ Pu = 15898.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.176 = 13883.274 kN.m ≥ Mu = 2798.976 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	12229.900	27075.198	2213.853

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12229.900 x 0.04728 / (2017.890 x 17.038)

= 0.017

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.038 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 17.663 / 0.625

= 59.348 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 17.663 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.017)

= 1.017

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.017 x 3989.770

= 4058.769 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.017 x 26614.920

= 27075.198 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 810356.480 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 2213.853 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 835.126 mm, a = k1 x c = 709.857 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1147339.881 = 26331.450 kN

∑Csi = 7993.739 kN, ∑Tsi = 16105.574 kN

Pn = 26331.450 + 7993.739 - 16105.574 = 18219.615 kN

Mn = Cc x 1187.321 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 40335.653 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2213.859)| = 0.0059 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 18219.615 kN

ΦPn = 1.00 x 18219.615 = 18219.615 kN ≥ Pu = 12229.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.214 = 40335.546 kN.m ≥ Mu = 27075.198 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UEB26)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	11006.900	2562.069	232.769

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 11006.900 x 0.00400 / (186.000 x 17.038)

= 0.014

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 17.038 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 17.663 / 0.625

= 59.348 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 17.663 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.014)

= 1.014

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.014 x 312.100

= 316.531 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.014 x 2526.200

= 2562.069 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 729320.170 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 232.769 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2303.290 mm, a = k1 x c = 1957.796 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4124326.245 = 94653.287 kN

∑Csi = 16416.850 kN, ∑Tsi = 133.618 kN

Pn = 94653.287 + 16416.850 - 133.618 = 110936.518 kN

Mn = Cc x 1155.743 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25822.071 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=232.764)| = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2303.290 mm, a = k1 x c = 1957.796 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2303.29) / 2303.29 = 0.00013

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

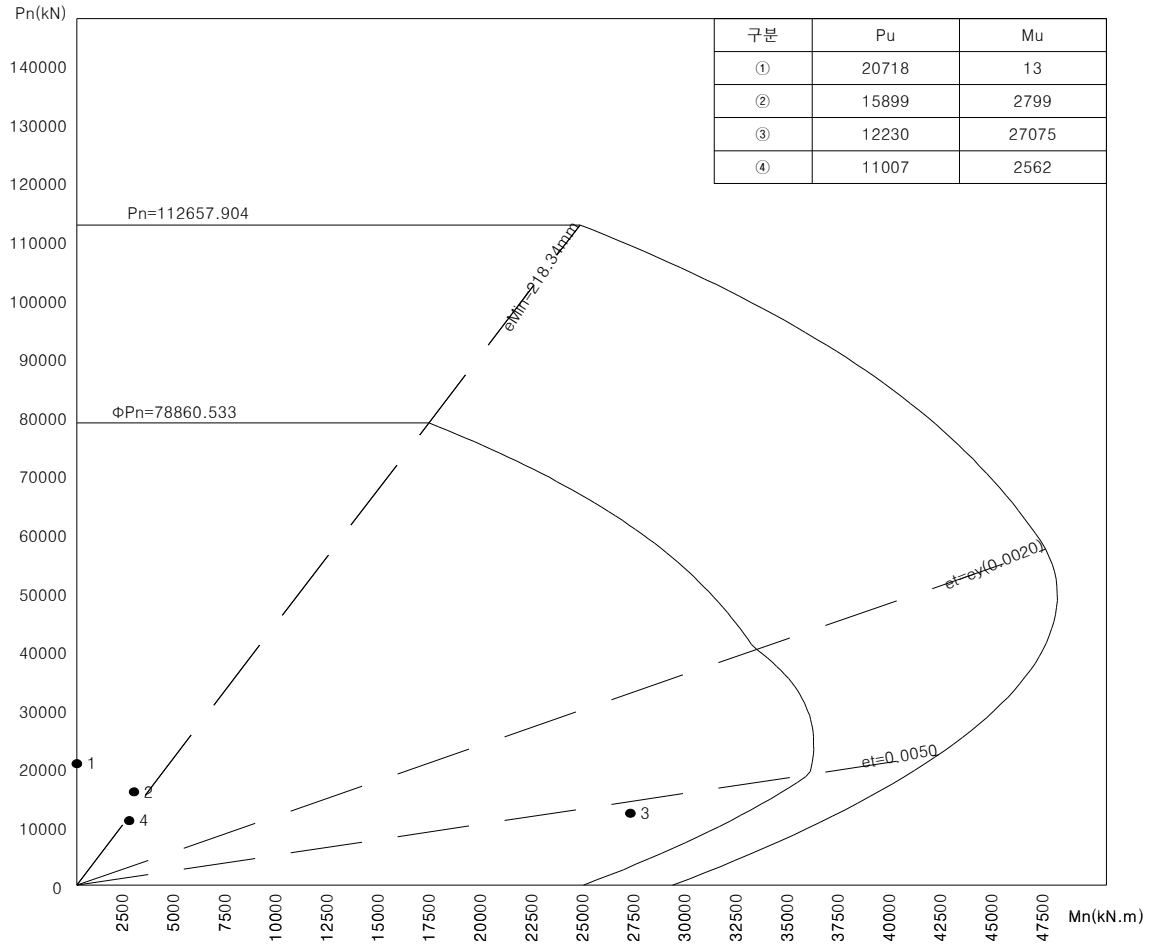
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 110936.518 kN

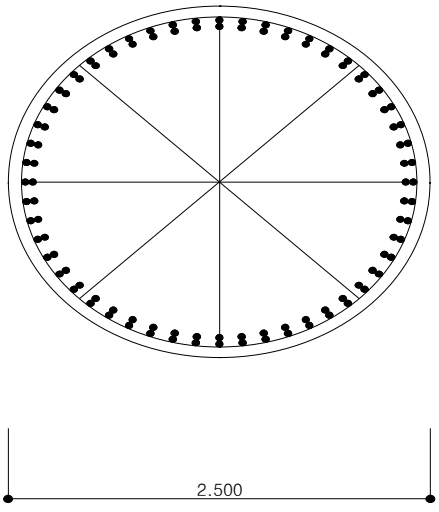
ΦPn = 0.80 x 110936.518 = 88749.215 kN ≥ Pu = 11006.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.233 = 20658.097 kN.m ≥ Mu = 2562.069 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	20718	13
②	15899	2799
③	12230	27075
④	11007	2562



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2386.158 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근
Ast = 74703.200 mm²
Puse = 0.01522
1단 : H32-52Ea
2단 : H29-52Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-20718.000	12.500	9929.568	9929.576	축력최대
UL04	-15898.900	2798.976	6713.448	7273.558	모멘트최대
UL22	-12229.900	10134.458	26056.625	27958.093	탄성설계
UL22	-12229.900	3373.500	5507.278	6458.375	소성설계
UE26	-11006.900	2562.069	7585.339	8006.345	편심최대
UL02	-19597.400	11.600	14159.977	14159.982	모멘트최대
UE20	-13765.000	1333.469	12814.876	12884.067	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 9729.080 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 9729.080 x 1.042 = 10134.458 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=9729.080) : [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	0.015	0.060	O.K	58651.240	20718.000	9929.576	2.831	O.K
모멘트최대	0.005	0.015	0.060	O.K	60160.989	15898.900	7273.558	3.784	O.K
탄성설계	0.005	0.015	0.060	O.K	17487.337	12229.900	27958.093	1.430	O.K
편심최대	0.005	0.015	0.060	O.K	50733.374	11006.900	8006.345	4.609	O.K
모멘트최대	0.005	0.015	0.060	O.K	44620.325	19597.400	14159.982	2.277	O.K
편심최대	0.005	0.015	0.060	O.K	36737.838	13765.000	12884.067	2.669	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=89.928도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	20718.000	9929.576	479.273

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1372780.281 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 479.273 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1820.221 mm, a = k1 x c = 1547.188 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3190411.806 = 73219.951 kN

∑Csi = 13604.192 kN, ∑Tsi = 3036.657 kN

Pn = 73219.951 + 13604.192 - 3036.657 = 83787.486 kN

Mn = Cc x 1147.661 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 40157.682 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=479.280)| = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1820.221 mm, a = k1 x c = 1547.188 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1820.22) / 1820.22 = 0.00096

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 83787.486 kN

ΦPn = 0.70 x 83787.486 = 58651.240 kN ≥ Pu = 20718.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.479 = 28109.950 kN.m ≥ Mu = 9929.576 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL004)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=67.368도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	15898.900	7273.558	457.488

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1053465.412 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 457.488 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1854.674 mm, a = k1 x c = 1576.473 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3261311.514 = 74847.099 kN

∑Csi = 13805.214 kN, ∑Tsi = 2708.044 kN

Pn = 74847.099 + 13805.214 - 2708.044 = 85944.269 kN

Mn = Cc x 1147.394 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 39318.221 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=457.485)| = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1854.674 mm, a = k1 x c = 1576.473 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1854.67) / 1854.67 = 0.00088

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 85944.269 kN

ΦPn = 0.70 x 85944.269 = 60160.989 kN ≥ Pu = 15898.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.457 = 27522.940 kN.m ≥ Mu = 7273.558 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, Θ=68.747도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	12229.900	27958.093	2286.044

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 810356.480 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 2286.044 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 823.239 mm, a = k1 x c = 699.753 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1124607.983 = 25809.753 kN

∑Csi = 7918.117 kN, ∑Tsi = 16240.533 kN

Pn = 25809.753 + 7918.117 - 16240.533 = 17487.337 kN

Mn = Cc x 1188.074 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 39976.917 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2286.049)| = 0.0051 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 17487.337 kN

ΦPn = 1.00 x 17487.337 = 17487.337 kN ≥ Pu = 12229.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.286 = 39976.827 kN.m ≥ Mu = 27958.093 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=71.337도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	11006.900	8006.345	727.393

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 729320.170 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 727.393 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1515.607 mm, a = k1 x c = 1288.266 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2550119.074 = 58525.233 kN

∑Csi = 11945.569 kN, ∑Tsi = 7054.084 kN

Pn = 58525.233 + 11945.569 - 7054.084 = 63416.717 kN

Mn = Cc x 1154.063 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46129.430 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=727.402)| = 0.0084 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1515.607 mm, a = k1 x c = 1288.266 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1515.61) / 1515.61 = 0.00175

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 63416.717 kN

ΦPn = 0.80 x 63416.717 = 50733.374 kN ≥ Pu = 11006.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.727 = 36903.115 kN.m ≥ Mu = 8006.345 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 21, UL002)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=89.953도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	19597.400	14159.982	722.544

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1298529.022 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 722.544 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1520.158 mm, a = k1 x c = 1292.135 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2559785.904 = 58747.086 kN

∑Csi = 11970.982 kN, ∑Tsi = 6974.748 kN

Pn = 58747.086 + 11970.982 - 6974.748 = 63743.321 kN

Mn = Cc x 1153.920 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46057.739 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=722.550)| = 0.0062 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1520.158 mm, a = k1 x c = 1292.135 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1520.16) / 1520.16 = 0.00174

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 63743.321 kN

ΦPn = 0.70 x 63743.321 = 44620.325 kN ≥ Pu = 19597.400 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.723 = 32240.143 kN.m ≥ Mu = 14159.982 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 21, UE020)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=84.059도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	13765.000	12884.067	936.002

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 912072.621 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x -608.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 936.002 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1344.390 mm, a = k1 x c = 1142.731 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2186609.626 = 50182.691 kN

∑Csi = 11005.627 kN, ∑Tsi = 10005.695 kN

Pn = 50182.691 + 11005.627 - 10005.695 = 51182.623 kN

Mn = Cc x 1160.329 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47907.444 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=936.010)| = 0.0080 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1344.390 mm, a = k1 x c = 1142.731 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1344.39) / 1344.39 = 0.00236

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.72 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0024-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.718

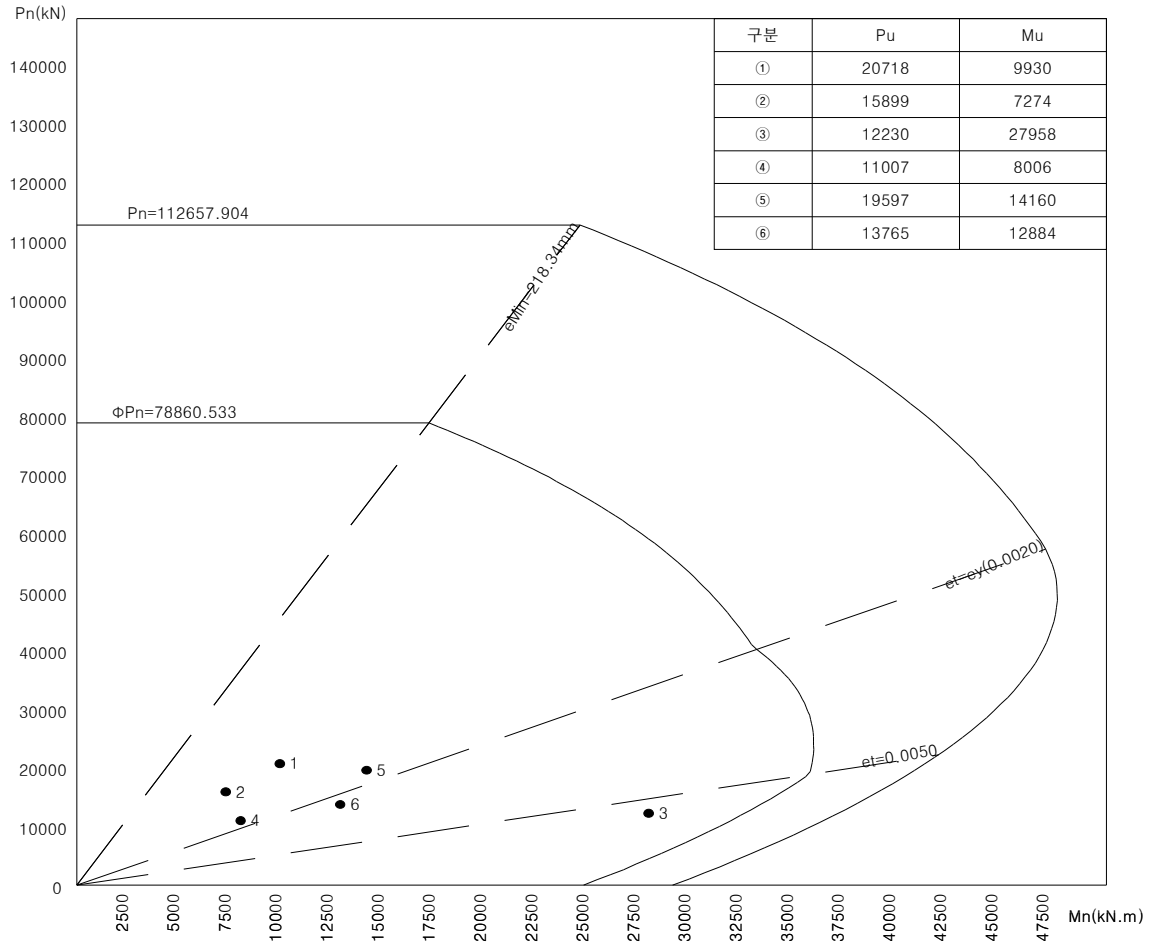
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 51182.623 kN

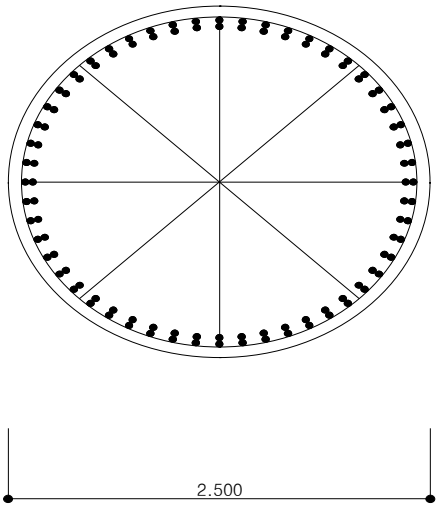
ΦPn = 0.72 x 51182.623 = 36737.838 kN ≥ Pu = 13765.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.936 = 34386.689 kN.m ≥ Mu = 12884.067 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	20718	9930
②	15899	7274
③	12230	27958
④	11007	8006
⑤	19597	14160
⑥	13765	12884



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2386.158 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

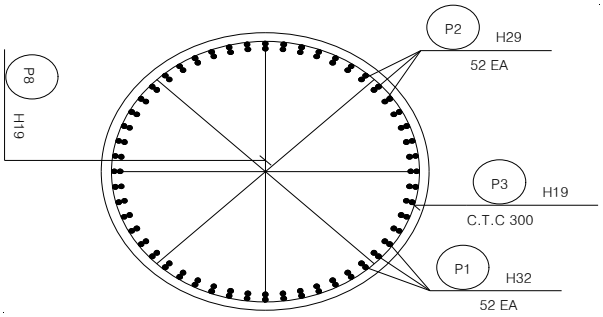
▣ 사용 철근

Ast = 74703.200 mm²
Puse = 0.01522
1단 : H32-52Ea
2단 : H29-52Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004,『기둥부재력 집계』참조

교축방향 V = 0.000 kN
교축직각방향 V = 680.600 kN
합성전단력 V = 680.600 kN
축방향력 P = 15898.900 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 680.600 / 0.80 = 850.750 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 113.842 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 704.139 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 704.139

= 1954.139 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 15898.900 x 1000 / (14 x 4908738.521) } x √27.0
x 2500.000 x 1954.139

= 5209.639 kN

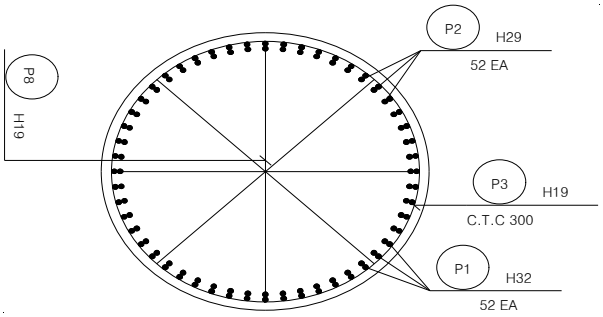
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2604.820 kN ≥ Vn ≤ Vc = 5209.639 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V = 2017.890 kN
교축직각방향	V = 619.230 kN
합성전단력	V = 2110.764 kN
축방향력	P = 12229.900 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 2110.764 / 1.00 = 2110.764 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 113.842 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 704.139 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 704.139

= 1954.139 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 12229.900 x 1000 / (14 x 4908738.521) } x √27.0
x 2500.000 x 1954.139

= 4983.760 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2491.880 kN ≥ Vn ≤ Vc = 4983.760 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450㎜ 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 2500.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 14413.0 / 6 = 2402.2 ㎜
∴ 2500.0 ㎜ = 2.500 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 = 2500.0 / 4 = 625.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 32.0 = 192.0 ㎜
∴ 192.0 ㎜ = 0.192 m

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]
심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 ㎜ 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1250.0 ㎜
∴ 1250.0 ㎜ = 1.250 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2500.0 / 4 = 625.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 625.0 ㎜ = 0.625 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	14471.400	486.900	3056.000	17243.400	66387.090	4029.800	축력최대
SV007	13947.200	486.900	8825.400	16719.200	64368.920	9799.200	모멘트최대
SV021	13947.200	486.900	8825.400	16719.200	64368.920	9799.200	편심최대
SV022	12229.900	1695.690	25014.360	15001.900	57757.315	28405.740	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.200 x 7.700 x 2.000 x 25.000 = 2772.000 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 7.700 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV005	66387.090	4029.800	17243.400	16.474	0.234	1.283	O.K
SV007	64368.920	9799.200	16719.200	6.569	0.586	1.283	O.K
SV021	64368.920	9799.200	16719.200	6.569	0.586	1.283	O.K
SV022	57757.315	28405.740	15001.900	2.033	1.893	2.567	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.700m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SV005	17243.400	10346.040	486.900	21.249	1.500	O.K
SV007	16719.200	10031.520	486.900	20.603	1.500	O.K
SV021	16719.200	10031.520	486.900	20.603	1.500	O.K
SV022	15001.900	9001.140	1695.690	5.308	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV005	17243.400	62357.290	0.234	367.668	254.388	1000.000	O.K
SV007	16719.200	54569.720	0.586	439.303	163.843	1000.000	O.K
SV021	16719.200	54569.720	0.586	439.303	163.843	1000.000	O.K
SV022	15001.900	29351.575	1.893	709.966	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.700m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SV005, SV007, SV021

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SV022

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}}(m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√(7.200 x 7.700) / 0.3)^-¾) = 299.763 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 7.700 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.200 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

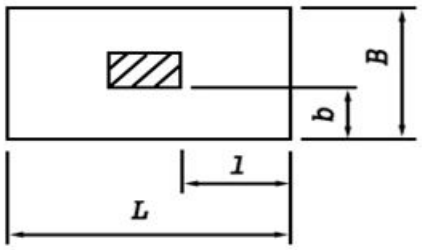
β = ⁴√{(3 x 299.763) / (27804000.000 x 2.000³)} = 0.045 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.600,2.350) = 2.600

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 3.850

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.600



βλ = 0.045 x 2.600 = 0.117 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	20718.000	224.600	-5729.400	24321.600	93638.160	5280.200	축력최대
UE007	14462.300	633.000	12846.100	17234.300	66352.055	14112.100	모멘트최대
UE021	13765.000	608.600	12404.800	16398.400	63133.840	13622.000	편심최대
UL022	12229.900	1695.690	25014.360	15001.900	57757.315	28405.740	지진시
SV005	14471.400	486.900	3056.000	17243.400	66387.090	4029.800	축력최대
SV007	13947.200	486.900	8825.400	16719.200	64368.920	9799.200	모멘트최대
SV021	13947.200	486.900	8825.400	16719.200	64368.920	9799.200	편심최대
SV022	12229.900	1695.690	25014.360	15001.900	57757.315	28405.740	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.200 x 7.700 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.700 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
UL001	24321.600	88357.960	0.217	3692.992	2624.306	7.700
UE007	17234.300	52239.955	0.819	3666.330	810.111	7.700
UE021	16398.400	49511.840	0.831	3508.175	751.150	7.700
UL022	15001.900	29351.575	1.893	5111.753	0.000	5.870
SV005	17243.400	62357.290	0.234	2647.208	1831.597	7.700
SV007	16719.200	54569.720	0.586	3162.979	1179.670	7.700
SV021	16719.200	54569.720	0.586	3162.979	1179.670	7.700
SV022	15001.900	29351.575	1.893	5111.753	0.000	5.870

註) B : 기초의 폭원 (7.700m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SV005, SV007, SV021, UL001, UE007, UE021

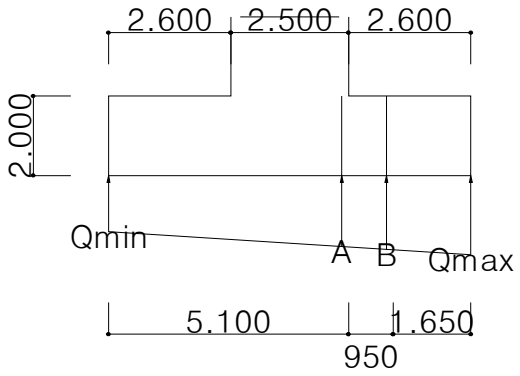
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SV022, UL022

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.650 x 2.000 x 7.200 x 25.000 = 594.000 kN

Ma = 2.742 x 2.000 x 7.200 x 25.000 x 2.742/2 = 1353.342 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.742^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.742^2 x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SV005	2647.208	2356.766	2472.434	4223.705	9587.651	3629.705	8234.309
SV007	3162.979	2456.715	2737.984	4868.295	11005.516	4274.295	9652.174
SV021	3162.979	2456.715	2737.984	4868.295	11005.516	4274.295	9652.174
SV022	5111.753	2723.772	3674.784	7248.893	16224.156	6654.893	14870.815

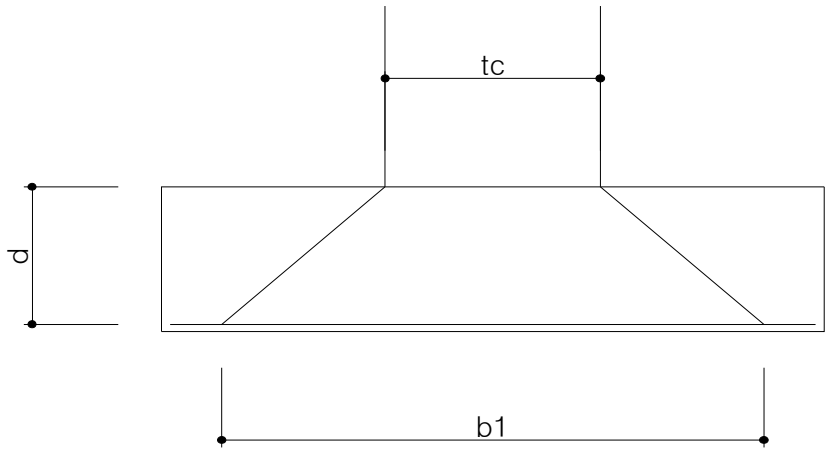
※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
UL001	3692.992	3312.429	3463.988	5904.509	13406.118	5132.309	11646.774
UE007	3666.330	2649.220	3054.283	5544.506	12508.233	4950.506	11154.892
UE021	3508.175	2526.387	2917.384	5301.086	11957.946	4736.786	10672.272
UL022	5111.753	2723.772	3674.784	7248.893	16224.156	6654.893	14870.815

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

④ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



b = tc + 2·d ≤ B
= 6300.00 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 (= 23874.490 ㎟ , 기초단면 검토 참조)
β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 7.700/7.200 = 1.069)
As,m = 2 / (1 + 1.069) x 23874.490 = 23073.332 ㎟
→ 유효폭내에 배치된 철근량은 25288.936 ㎟ 이므로 위 조건에 만족한다.
: 사용철근 = D25 - 61EA ∴ 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)
7200.00	2000.00	1900.00	100.00	14870.82	6654.89

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 27868.500 x 400.00 = 11147400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7200.000 = 165240.000 x a

T = C 이므로, a = 67.462 mm, c = 67.462 / β1 = 67.462 / 0.85 = 79.367 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 79.367) / 79.367 = 0.06882

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 23367.687 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 27868.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.193]

1단 : H25 - 55.0 EA (= 27868.5 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7200.0 x 1200.0 = 12960.000 mm²

As,req = 23367.687 mm²

ρmin = Max(23367.687, 12960.000) / bd = 0.00171

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00204

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 67.462 mm

ΦMn = 0.85 x 27868.500 x 400 x (1900.00 - a/2) = 17683.441 kN.m

≥ Mu (= 14870.815 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.189]

* 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 7200.00 x 1900.00 = 9477.782 kN

≥ Vu (= 6654.893 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H25 - 61.0 EA

    H22 - 31.0 EA = 42908.800 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7700.0 = 23100.0 ㎟ < 42908.8 ㎟

    (42908.800 / 7.700) = 5572.571 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H25 - 61.0 EA = 12000.100 ㎟

    필요철근량 : 300.000 x 7.700 = 2310.000 ㎟ < 12000.100 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 9652.174 \times 1000000 / [27868.500 \times (1900.000 - 294.919/3)]$

  $= 192.234$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x27868.500/7200.0 + 7x27868.500/7200.0 \times \sqrt{[(1 + 2x7200.0x1900.0/(7x27868.500)]}$

  $= 294.919$ ㎜

  사용철근량 = 27868.5 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

  1단 : H25 - 55.0 EA (= 27868.5 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 ㎜

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

  Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 192.23) - 2.5 x 87.50 = 190.91 ㎜

  300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 192.23) = 327.73 ㎜

  Sa는 작은 값인 190.91 ㎜ 를 적용

  S = 7200.00 / 55.0 EA = 130.91 ≤ Sa (= 190.91 ㎜) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB05	14471.400	77.500	1046.600	17243.400	62076.240	1201.600	축력최대
SVB04	12229.900	155.000	2103.500	15001.900	54006.840	2413.500	모멘트최대
SVB15	12229.900	155.000	2103.500	15001.900	54006.840	2413.500	편심최대
SVB22	12229.900	2017.890	26614.920	15001.900	54006.840	30650.700	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 7.200 \times 7.700 \times 2.000 \times 25.000 = 2772.000$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 7.200$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.000$ m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB05	62076.240	1201.600	17243.400	51.661	0.070	1.200	O.K
SVB04	54006.840	2413.500	15001.900	22.377	0.161	1.200	O.K
SVB15	54006.840	2413.500	15001.900	22.377	0.161	1.200	O.K
SVB22	54006.840	30650.700	15001.900	1.762	2.043	2.400	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.200m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$S.F = Mr/Mo \geq 2.00$ (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SVB05	17243.400	10346.040	77.500	133.497	1.500	O.K
SVB04	15001.900	9001.140	155.000	58.072	1.500	O.K
SVB15	15001.900	9001.140	155.000	58.072	1.500	O.K
SVB22	15001.900	9001.140	2017.890	4.461	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB05	17243.400	60874.640	0.070	329.090	292.967	1000.000	O.K
SVB04	15001.900	51593.340	0.161	306.875	234.319	1000.000	O.K
SVB15	15001.900	51593.340	0.161	306.875	234.319	1000.000	O.K
SVB22	15001.900	23356.140	2.043	834.275	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.200m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SVB05, SVB04, SVB15

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SVB22

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	20718.000	0.000	-12.500	24321.600	87557.760	12.500	축력최대
UEB04	12229.900	201.600	2736.600	15001.900	54006.840	3139.800	모멘트최대
UEB26	11006.900	186.000	2526.200	13501.700	48606.120	2898.200	편심최대
ULB22	12229.900	2017.890	26614.920	15001.900	54006.840	30650.700	지진시
SVB05	14471.400	77.500	1046.600	17243.400	62076.240	1201.600	축력최대
SVB04	12229.900	155.000	2103.500	15001.900	54006.840	2413.500	모멘트최대
SVB15	12229.900	155.000	2103.500	15001.900	54006.840	2413.500	편심최대
SVB22	12229.900	2017.890	26614.920	15001.900	54006.840	30650.700	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.200 x 7.700 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.200 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB01	24321.600	87545.260	0.001	3379.447	3376.553	7.200
UEB04	15001.900	50867.040	0.209	2447.000	1720.194	7.200
UEB26	13501.700	45707.920	0.215	2210.676	1539.796	7.200
ULB22	15001.900	23356.140	2.043	6423.921	0.000	4.671
SVB05	17243.400	60874.640	0.070	2533.991	2255.843	7.200
SVB04	15001.900	51593.340	0.161	2362.937	1804.257	7.200
SVB15	15001.900	51593.340	0.161	2362.937	1804.257	7.200
SVB22	15001.900	23356.140	2.043	6423.921	0.000	4.671

註) B : 기초의 폭원 (7.200m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SVB05, SVB04, SVB15, ULB01, UEB04, UEB26

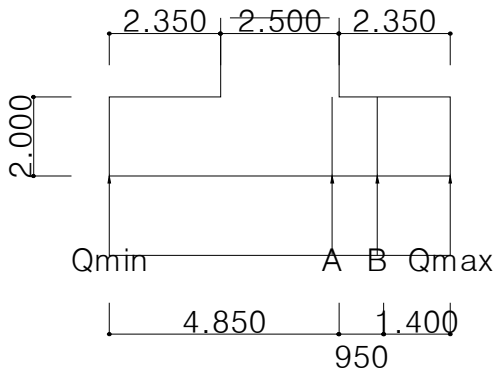
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SVB22, ULB22

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.400 x 2.000 x 7.700 x 25.000 = 539.000 kN

Ma = 2.492 x 2.000 x 7.700 x 25.000 x 2.492/2 = 1195.437 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.492^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.492^2 x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB05	2533.991	2437.721	2479.906	3509.728	7768.482	2970.728	6573.044
SVB04	2362.937	2169.572	2254.305	3232.070	7136.861	2693.070	5941.424
SVB15	2362.937	2169.572	2254.305	3232.070	7136.861	2693.070	5941.424
SVB22	6423.921	2996.463	4498.383	7645.613	16399.025	7106.613	15203.588

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB01	3379.447	3378.445	3378.884	4730.832	10492.254	4030.132	8938.185
UEB04	2447.000	2195.445	2305.677	3326.874	7337.651	2787.874	6142.213
UEB26	2210.676	1978.477	2080.227	3003.632	6623.891	2518.532	5547.998
ULB22	6423.921	2996.463	4498.383	7645.613	16399.025	7106.613	15203.588

※ 계수단면력 = 지반반력에 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)
7700.00	2000.00	1900.00	100.00	15203.59	7106.61

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 30908.700 x 400.00 = 12363480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7700.000 = 176715.000 x a

T = C 이므로, a = 69.963 mm, c = 69.963 / β1 = 69.963 / 0.85 = 82.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 82.309) / 82.309 = 0.06625

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 23874.490 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 30908.7 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.295]

1단 : H25 - 61.0 EA (= 30908.7 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7700.0 x 1200.0 = 13860.000 mm²

As,req = 23874.490 mm²

ρmin = Max(23874.490, 13860.000) / bd = 0.00163

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00211

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 69.963 mm

ΦMn = 0.85 x 30908.700 x 400 x (1900.00 - a/2) = 19599.402 kN.m

≥ Mu (= 15203.588 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.289]

* 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 7700.00 x 1900.00 = 10135.961 kN

≥ Vu (= 7106.613 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H25 - 55.0 EA

    H22 - 28.0 EA = 38707.300 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7200.0 = 21600.0 ㎟ < 38707.3 ㎟

    (38707.300 / 7.200) = 5376.014 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H25 - 55.0 EA = 10838.800 ㎟

    필요철근량 : 300.000 x 7.200 = 2160.000 ㎟ < 10838.800 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 6573.044 \times 1000000 / [30908.700 \times (1900.000 - 299.872/3)]$

  $= 118.142$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x30908.700/7700.0 + 7x30908.700/7700.0 \times \sqrt{[(1 + 2x7700.0x1900.0/(7x30908.700)]}$

  $= 299.872$ ㎜

  사용철근량 = 30908.7 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

  1단 : H25 - 61.0 EA (= 30908.7 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 ㎜

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

  Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 118.14) - 2.5 x 87.50 = 447.82 ㎜

  300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 118.14) = 533.26 ㎜

  Sa는 작은 값인 447.82 ㎜ 를 적용

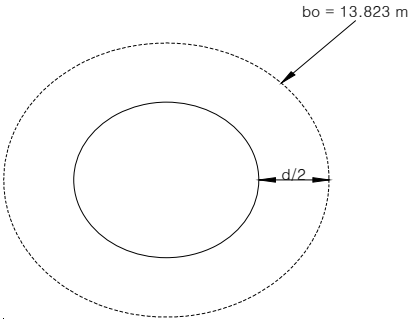
  S = 7700.00 / 61.0 EA = 126.23 ≤ Sa (= 447.82 ㎜) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -20718 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 13.823 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 13.823 x 1.900
= 68235.134 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 1.900)/(2 · 13.823)) x √(27) x 13.823 x 1.900
= 85272.079 kN

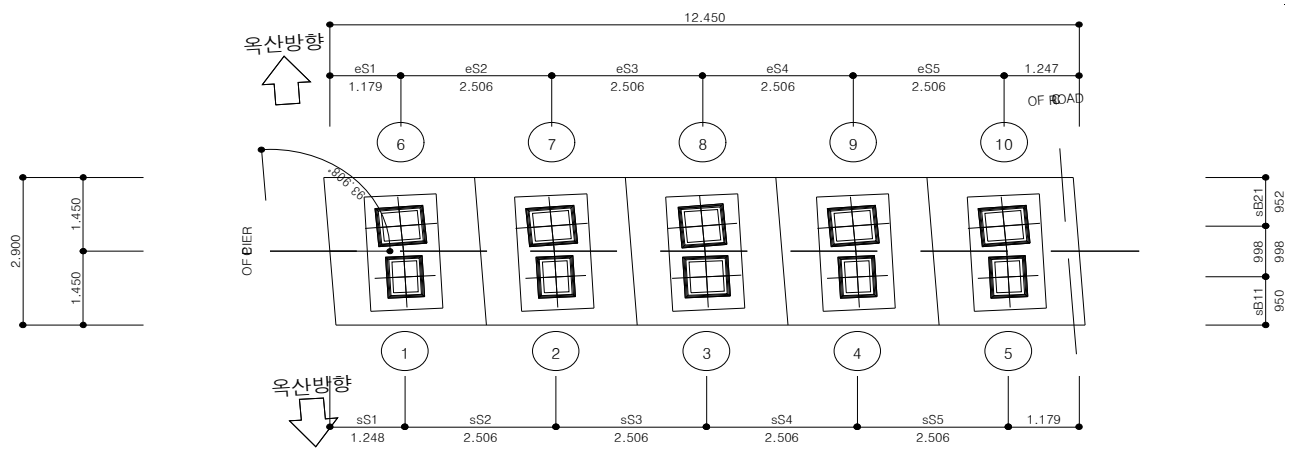
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 13.823 x 1.900
= 45490.09 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.80 x 45490.090 = 36392.072 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 34.987 = 374.933 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 34.987 = 374.933 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	374.933	610.000	410.000	635.193	O.K
2	374.933	610.000	410.000	635.218	O.K
3	374.933	600.000	550.000	636.623	O.K
4	374.933	610.000	410.000	635.253	O.K
5	374.933	610.000	410.000	635.274	O.K
6	374.933	550.000	600.000	652.183	O.K
7	374.933	550.000	600.000	652.231	O.K
8	374.933	600.000	550.000	629.514	O.K
9	374.933	550.000	600.000	652.328	O.K
10	374.933	550.000	600.000	652.376	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 86.1° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 3.91°

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

$= (200 + 1.67 \times 70.185 + 6.66 \times 15.909) \times (1 + 0.000125 \times 3.91^2)$

$= 423.970$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1453 - 0 - 50 = 1403$ mm $\geq$ 424 mm $\therefore$ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1339.198	O.K	258.822	168.450	O.K
SHOE 2	1750.000	1111.500	O.K	258.822	166.280	O.K
SHOE 3	1750.000	972.140	O.K	258.822	164.260	O.K
SHOE 4	1750.000	917.854	O.K	258.822	165.840	O.K
SHOE 5	1750.000	900.491	O.K	258.822	168.200	O.K
SHOE 6	1750.000	1338.848	O.K	258.822	168.440	O.K
SHOE 7	1750.000	1110.910	O.K	258.822	166.270	O.K
SHOE 8	1750.000	971.880	O.K	258.822	164.250	O.K
SHOE 9	1750.000	917.964	O.K	258.822	165.830	O.K
SHOE 10	1750.000	900.601	O.K	258.822	168.200	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1339.198	126.654	92.827	1360.381	1857.825	
2	1111.500	125.023	93.173	1360.381	1862.928	
3	972.140	123.504	176.495	1500.369	1852.914	
4	917.854	124.692	93.541	1360.369	1862.899	
5	900.491	126.466	93.617	1360.366	1788.922	
6	1338.848	126.647	90.602	1551.993	1728.922	
7	1110.910	125.015	91.008	1551.983	1803.013	
8	971.880	123.496	176.495	1501.973	1852.998	
9	917.964	124.684	91.429	1551.963	1802.983	
10	900.601	126.466	91.489	1551.953	1797.152	

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	1966.714	3972.000	O.K	2003.704	3574.800	O.K
2	1742.893	3972.000	O.K	1752.627	3574.800	O.K
3	1610.115	3972.000	O.K	2034.372	3574.800	O.K
4	1558.411	3972.000	O.K	1539.512	3574.800	O.K
5	1551.892	3972.000	O.K	1520.637	3574.800	O.K
6	2025.951	3972.000	O.K	1889.663	3574.800	O.K
7	1791.751	3972.000	O.K	1679.115	3574.800	O.K
8	1610.544	3972.000	O.K	2034.110	3574.800	O.K
9	1599.337	3972.000	O.K	1477.627	3574.800	O.K
10	1592.084	3972.000	O.K	1458.220	3574.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	703.634	5560.800	O.K	515.706	5560.800	O.K
2	694.570	5560.800	O.K	517.627	5560.800	O.K
3	686.132	5560.800	O.K	980.529	5560.800	O.K
4	692.732	5560.800	O.K	519.674	5560.800	O.K
5	702.590	5560.800	O.K	520.092	5560.800	O.K
6	703.592	5560.800	O.K	503.342	5560.800	O.K
7	694.528	5560.800	O.K	505.597	5560.800	O.K
8	686.090	5560.800	O.K	980.529	5560.800	O.K
9	692.690	5560.800	O.K	507.937	5560.800	O.K
10	702.590	5560.800	O.K	508.271	5560.800	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 3

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 972.140 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 164.260 / 1.33 = 123.504 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 123.504 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 11.995 / 3.760 = 3.190 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (11.995 / 3.760)] x 3.760 = 12.6 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 12.641 x 69.811 / 2 / 2EA / 1.25 = 176.495 kN

  Hy2 = 124.270 / 1.33 = 93.436 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 176.495 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 600.000 mm b1y = 550.000 mm

b2x = 950.369 mm b2y = 1252.914 mm

bcx = 2 x b2x = 1900.738 mm < 5 x b1x = 3000.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2505.828 mm < 5 x b1y = 2750.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 600.000/1900.738) x 972.140 x 10^3 /180.000

= 923.983 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 550.000/2505.828) x 972.140 x 10^3 /180.000

= 1053.843 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 123.504 x 10^3 / 180.000

= 686.132 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 176.495 x 10^3 / 180.000

= 980.529 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 600.000 + 1252.914 = 1852.914 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 550.000 + 950.369 = 1500.369 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 1053.843 + 980.529 = 2034.372 mm^2

  Bxo = 1852.914 mm 범위내에서 H16 - 18 EA

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

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 923.983 + 686.132 = 1610.115 mm^2

  Byo = 1500.369 mm 범위내에서 H16 - 20 EA

  As = 198.600 x 20 = 3972.000 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 3

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 176.495 x 10^3 / 180.000 = 980.529 mm^2

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 10 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 10 = 5560.800 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 123.504 x 10^3 / 180.000 = 686.132 mm^2

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 10 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 10 = 5560.800 mm^2 ∴ O.K

교각 P3(옥산방향)

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

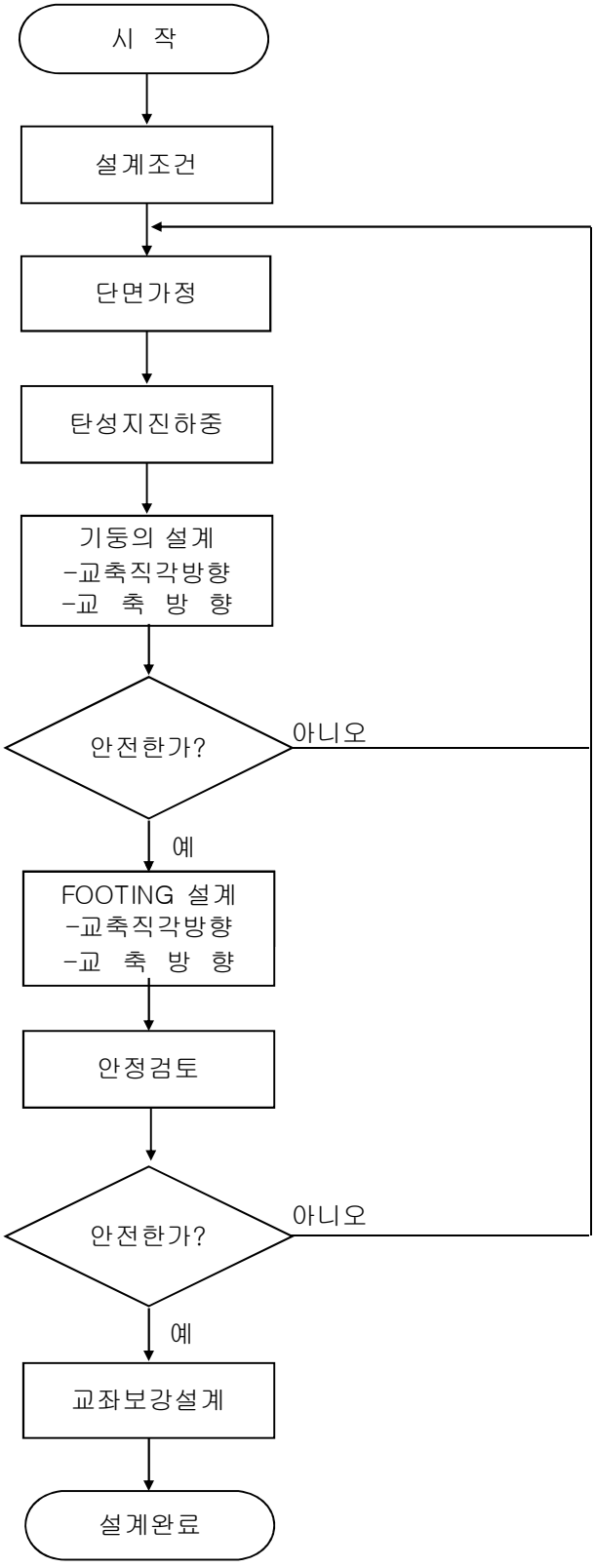
9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
12.1 받침 연단거리 검토
12.2 최소 받침지지 길이 검토
12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
12.4 교량받침 보강 철근 검토
12.5 교량받침 하면 보강
12.6 교량받침 콘크리트 보강

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

▣ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	57553.920	9177.500	6.27	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9592.320	559.100	17.16	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1000.000	473.037	2.11	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	57553.920	33178.910	1.73	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9592.320	2523.200	3.80	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1500.000	944.663	1.59	1.00	O.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	65825.590	6110.500	10.77	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	11003.400	488.800	22.51	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1000.000	426.957	2.34	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	59152.640	22018.280	2.69	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9592.320	1714.940	5.59	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1500.000	637.302	2.35	1.00	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.012	22376.400	75703.876	3.383	O.K
	모멘트최대	0.012	16654.000	47345.108	2.843	O.K
	탄성설계	0.012	13323.200	16389.895	1.230	O.K
	편심최대	0.012	12657.100	44094.975	3.484	O.K
교축직각방향	축력최대	0.012	22376.400	75703.876	3.383	O.K
	모멘트최대	0.012	21197.800	39296.712	1.854	O.K
	탄성설계	0.012	13323.200	28013.817	2.103	O.K
	편심최대	0.012	14907.400	45773.988	3.071	O.K
합성부재력	축력최대	0.012	22376.400	75703.876	3.383	O.K
	모멘트최대	0.012	16654.000	46404.579	2.786	O.K
	탄성설계	0.012	13323.200	16234.248	1.218	O.K
	편심최대	0.012	12657.100	40856.314	3.228	O.K
	모멘트최대	0.012	21197.800	39284.517	1.853	O.K
	편심최대	0.012	14907.400	35844.570	2.404	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	3250.0	100.0	33162.255	42996.000	-	-	1.297	O.K
	우측내민보	3250.0	100.0	26543.095	42996.000	-	-	1.620	O.K
	좌측내민보수	2900.0	100.0	3069.412	7466.200	2913.491	7057.002	2.422	O.K
	우측내민보수	2900.0	100.0	3049.585	7466.200	2894.727	7057.002	2.438	O.K
	교량받침6	1711.1	100.0	168.546	42996.000	87.000	20312.246	233.474	O.K
	교량받침1	1752.5	100.0	436.995	42996.000	231.600	20917.561	90.318	O.K
	교량받침7	2854.5	100.0	13849.710	42996.000	12339.500	37027.218	3.001	O.K
	교량받침2	2895.5	100.0	14334.304	42996.000	12964.000	37626.655	2.902	O.K
	교량받침9	3160.9	100.0	10163.230	42996.000	10152.000	41506.165	4.088	O.K
	교량받침4	3119.5	100.0	9801.497	42996.000	9656.300	40900.850	4.236	O.K
	교량받침10	2282.9	100.0	776.806	42996.000	551.500	28670.717	51.987	O.K
	교량받침5	2241.9	100.0	353.938	42996.000	246.500	28071.279	113.879	O.K
기초	교축방향	2000.0	100.0	26143.395	33966.300	16614.969	21480.284	1.293	O.K
	교직-지점부	2000.0	100.0	20099.994	31668.100	12818.337	20044.889	1.564	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	143.028	180.000	120.833	336.840	O.K
	우측내민보	115.078	180.000	120.833	470.569	O.K
	좌측내민보수평	144.250	180.000	203.125	332.176	O.K
	우측내민보수평	143.321	180.000	203.125	335.715	O.K
	교량받침6	2.077	180.000	120.833	30336.056	O.K
	교량받침1	2.575	180.000	120.833	24467.188	O.K
	교량받침7	79.783	180.000	120.833	773.305	O.K
	교량받침2	82.431	180.000	120.833	741.597	O.K
	교량받침9	60.541	180.000	120.833	1040.620	O.K
	교량받침4	57.351	180.000	120.833	1098.499	O.K
	교량받침10	7.153	180.000	120.833	8807.420	O.K
	교량받침5	3.506	180.000	120.833	17967.332	O.K
기초	교축방향	148.328	180.000	125.424	317.168	O.K
	교직-지점부	152.101	180.000	130.909	303.998	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식 : T형 교각
2) 상 부 형 식 : PSC BEAM
3) 교 량 등 급 : 1 등교
4) 기 초 형 식 : 직접기초

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 = 50
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 42.386 ° ; $15 + \sqrt{15N}$
3) 기초지반의 점착력 : C = 0.24 kN/m²
4) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 600 kN/m²
5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.6 ; tanΦb = 0.60, Cb = 0:암과 콘크리트
6) 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
   기둥(전단철근): 400 MPa
   기초(전단철근): 400 MPa
   - 탄성계수 : Es = 200000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

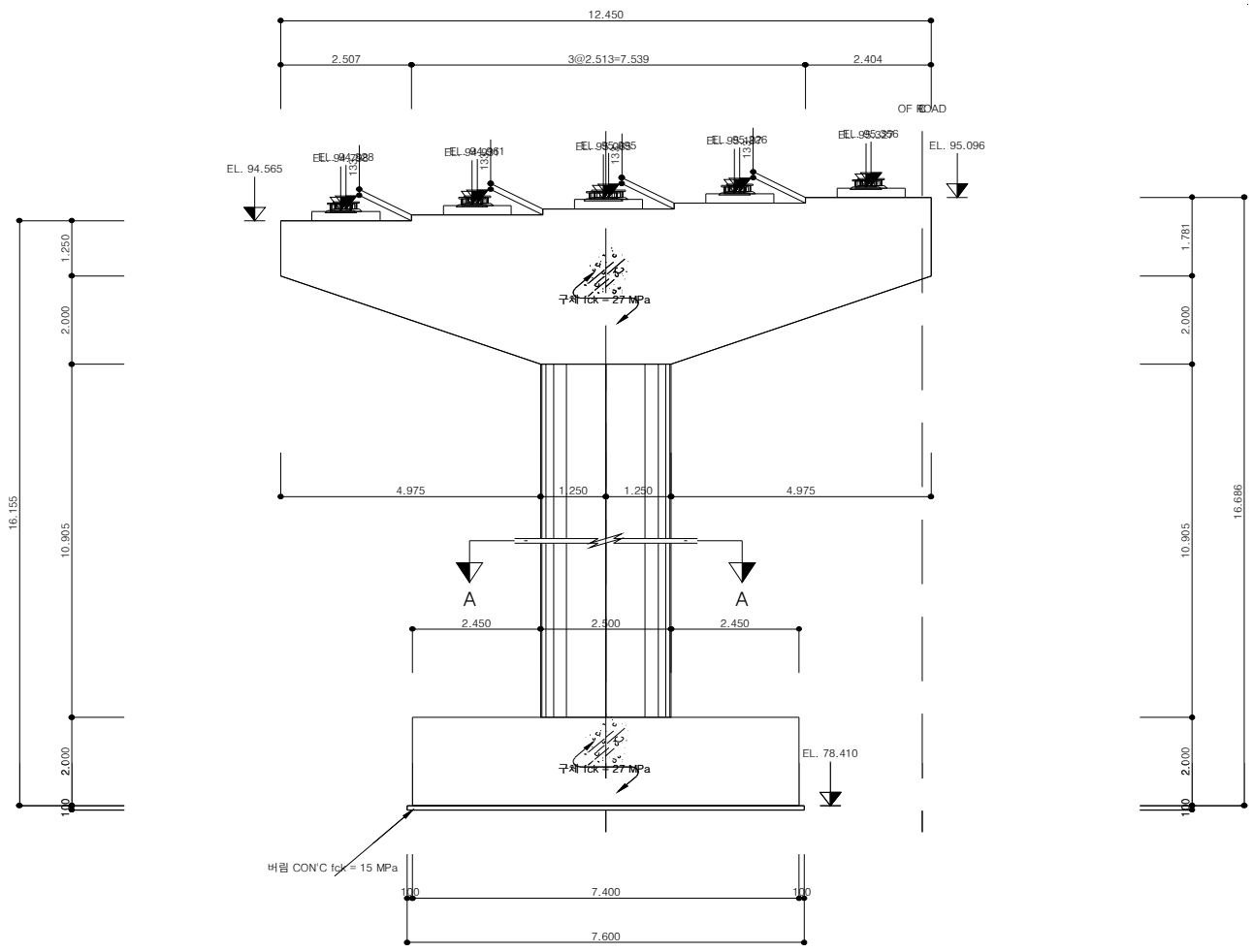
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


12.450
2.507
3@2.513=7.539
2.404
OF ROAD
EL. 94.565
EL. 95.096
구체 fck = 27 MPa
4.975
1.250
1.250
4.975
A
A
2.450
2.300
2.450
EL. 78.410
구체 fck = 27 MPa
버림 CON'C fck = 15 MPa
100
7.400
100
7.600
16.155
1.250
2.000
10.905
2.000
100
1.781
2.000
10.905
2.000
100
16.686

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	1118.890	148.949	341.485	39.640
2	922.190	189.839	263.820	91.494
3	811.310	248.670	176.461	182.579
4	727.610	282.702	85.151	261.773
5	632.590	305.701	34.839	324.646
6	1330.890	148.949	341.485	39.640
7	1094.240	189.839	263.820	91.494
8	964.060	248.670	176.461	182.579
9	863.530	282.702	85.151	261.773
10	753.250	305.701	34.839	324.646
계	9218.560	2351.722	1803.512	1800.264

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 11.995 / 3.760 = 3.190 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (11.995 / 3.760)] x 3.760 = 12.6 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 12.641 kN/m

P1 = 12.641 x (34.987 + 35.198) / 2 x sin84.2

= 441.292 kN

작용위치 h = 3.760/2 + 0.430 + 0.625 = 2.935 m

작용모멘트 My = Ph x h = 441.292 x 2.935 = 1295.19 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.250 x 2.900 = 28.275 kN

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 101.143 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 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 (34.987 + 35.198)/2 x sin84.2 = 52.364 kN

작용위치 h = 2.947 + 1.500 + 0.625 = 5.072 m

작용모멘트 My = Ph x h = 52.364 x 5.072 = 265.597 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

δ = α x ΔT x L 0.000010 x 25.0 x 35.0 = 0.00875 m

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \qquad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

Ph = 3 x 27804000 x 1.91748 x 1EA x 0.00875 / 14.155³ x sin84.2

= 490.688 kN

② 탄성받침의 전단변형을 유발하는 수평력

교량받침의 개수 : N = 10 EA

탄성받침의 전단탄성계수 : kh = 4793.00 kN/m

Ph = kh x δ x N = 4793.00 x 0.00875 x 10 x sin84.2

= 417.046 kN

☞ 수평력은 ①,②중 작은값 417.046 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 417.046 x (0.430 + 1.250/2) = 439.984 kN.m

5.5 원심하중 (CF)

CF = 0.79 x V² / R (%)

= 0.79 x 100.000² / 1025.000

= 7.707 %

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

작용위치 h = 2.947 + 1.800 + 0.625 = 5.372 m

작용수평력 Pcf = 7.707 x 2351.722 / 100 = 181.255 kN

작용모멘트 My = Pcf x h = 181.255 x 5.372 = 973.718 kN.m

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	2462.440	5193.410	0.01892	677.090	3294.160	0.10671
	하중경우 2	기둥 1	837.500	2205.880	0.01489	1655.510	9684.110	0.05580
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	2523.200	27747.310	0.00000	698.760	9294.810	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	868.700	9841.370	0.00000	1714.940	24507.100	0.00000

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00								1.00	

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(GS),제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00								1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30
ULB26	1.20				1.20					

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

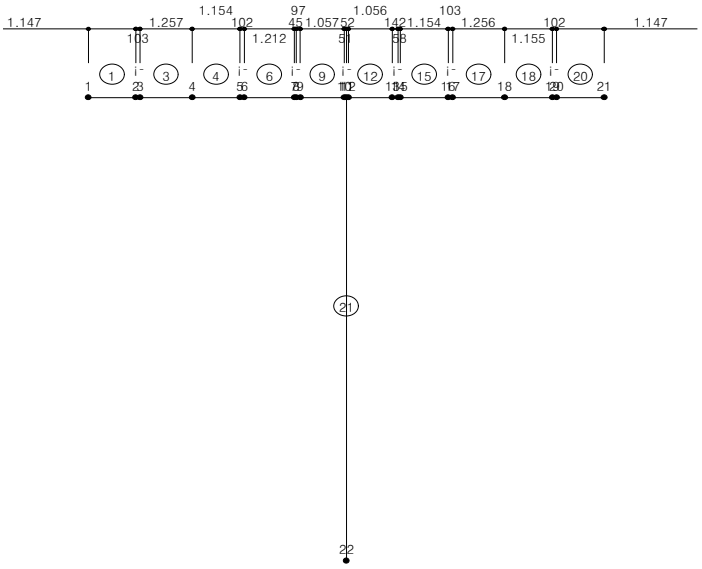
5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00								1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30
UEB26	0.90				1.20					

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	13.530	7	4.975	13.530	13	7.333	13.530	19	11.201	13.530
2	1.147	13.530	8	5.020	13.530	14	7.475	13.530	20	11.303	13.530
3	1.250	13.530	9	5.117	13.530	15	7.533	13.530	21	12.450	13.530
4	2.507	13.530	10	6.174	13.530	16	8.687	13.530	22	6.225	0.000
5	3.661	13.530	11	6.225	13.530	17	8.790	13.530			
6	3.763	13.530	12	6.277	13.530	18	10.046	13.530			

6.3 단면 제원

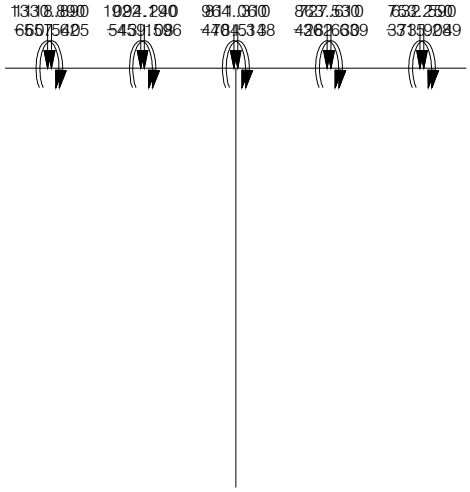
구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.900	1.250	3.625	2.540521	0.472005	1
②	2.900	1.711	4.962	3.477465	1.210506	2
③	2.900	1.753	5.084	3.562826	1.301855	3
④	2.900	1.781	5.165	3.619734	1.365238	21
⑤	2.900	2.242	6.502	4.556678	2.723476	20
⑥	2.900	2.283	6.621	4.640007	2.875640	19
⑦	2.900	2.391	6.934	4.859508	3.303357	4
⑧	2.900	2.615	7.584	5.314770	4.321473	18
⑨	2.900	2.855	8.280	5.802550	5.623868	5
⑩	2.900	2.896	8.398	5.885879	5.869653	6
⑪	2.900	3.119	9.045	6.339108	7.332682	17
⑫	2.900	3.161	9.167	6.424469	7.632912	16
⑬	2.900	3.383	9.811	6.875666	9.356701	7, 8

⑭	2.900	3.492	10.127	7.097199	10.290571	15
⑮	2.900	3.515	10.194	7.143945	10.495249	9~14
16	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥상단
17	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥하단

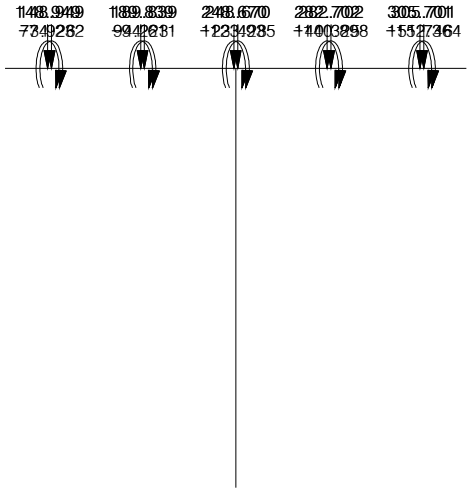
6.4 하중재하도

1) 연직하중

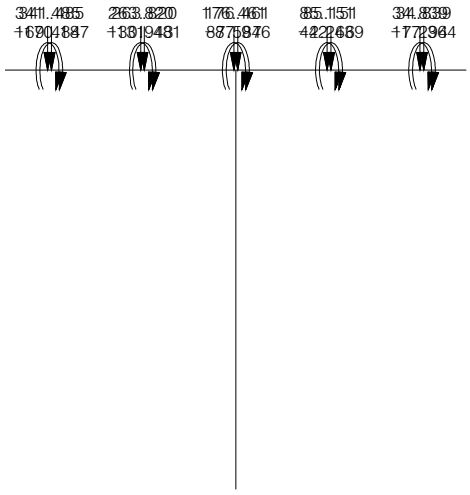
① 고정하중 (D)



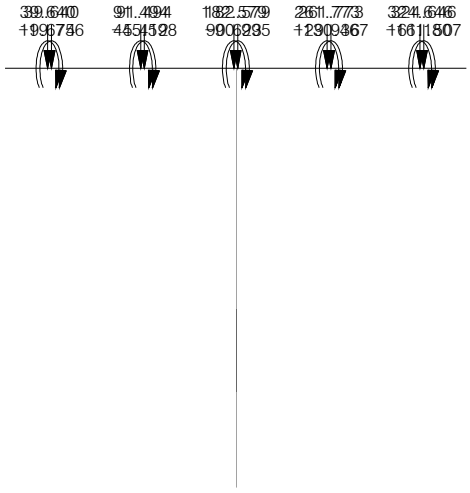
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



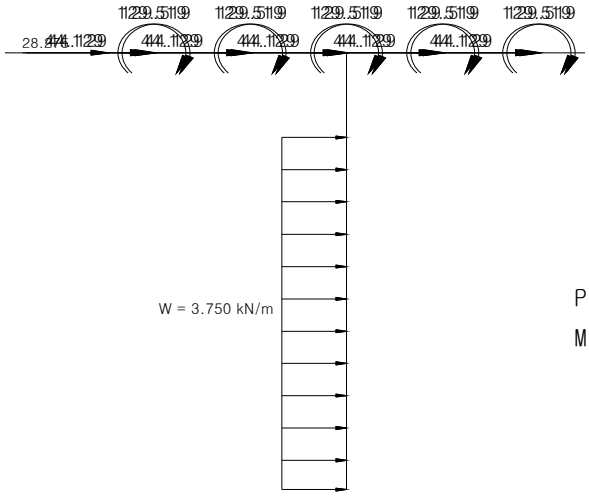
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 441.292/10EA = 44.129 kN

M = 1295.193/10EA = 129.519 kN

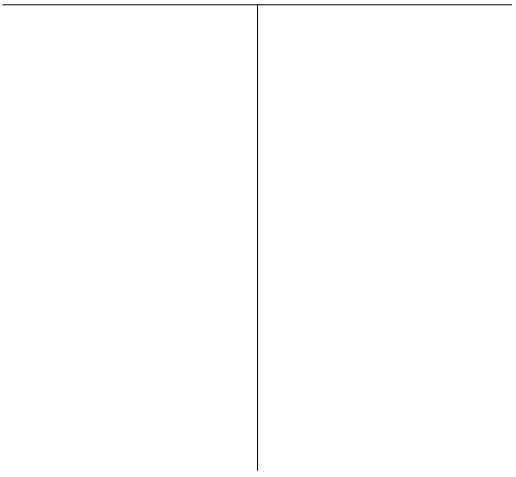
㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



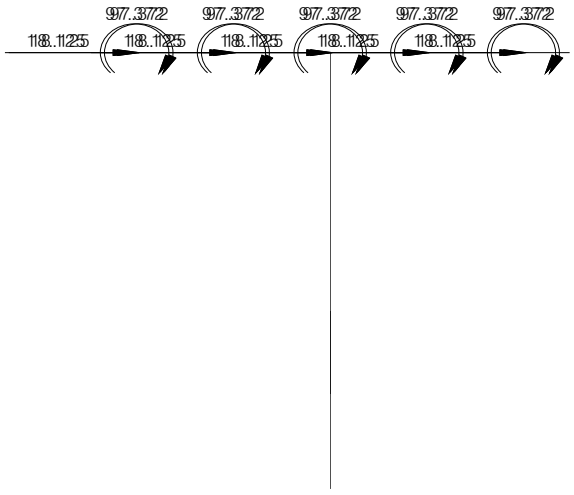
P = 52.364/10EA = 5.236 kN

M = 265.597/10EA = 26.560 kN

㉰ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

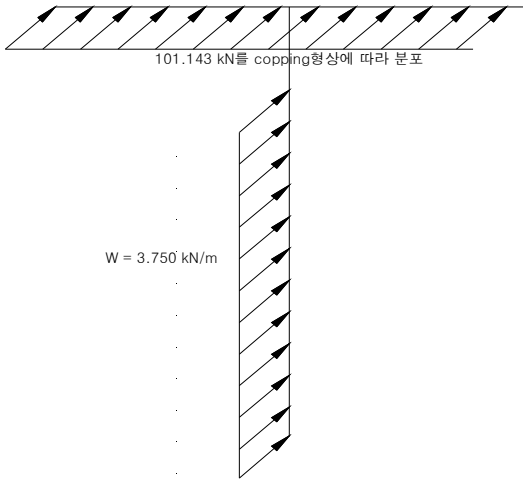


㉱ 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.

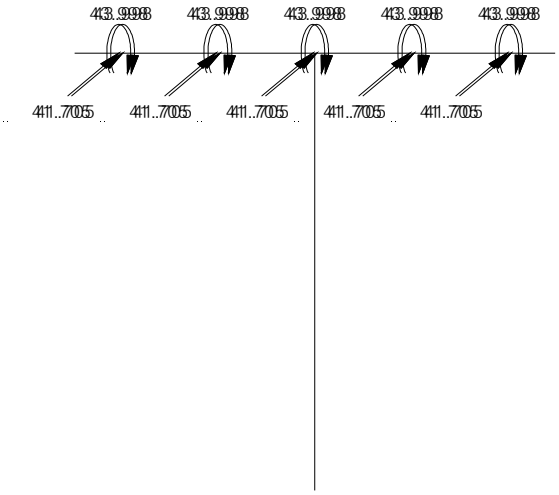


② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



㈏ 온도하중 (G-L01) : P = 417.046 / 10EA = 41.705 kN M = 439.984 / 10EA = 43.998 kN.m



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11662.900	-5918.700	0.000	-13323.200	-5918.700	0.000	
L1	-2351.700	2043.400	0.000	-2351.700	2043.400	0.000	
L2	-1803.500	-3980.400	0.000	-1803.500	-3980.400	0.000	
L3	-1800.300	3721.800	0.000	-1800.300	3721.800	0.000	
W-TR	0.000	2527.800	-469.600	0.000	7871.400	-510.500	
WL	0.000	403.100	-52.400	0.000	974.100	-52.400	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	9684.110	1655.510	0.000	24507.100	1714.940	
CF	0.000	1449.500	-181.300	0.000	3426.100	-181.300	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11662.900	385.200	0.000	-13323.200	385.200	0.000	
L1	-2351.700	-2.400	0.000	-2351.700	-2.400	0.000	
L2	-1803.500	-1.800	0.000	-1803.500	-1.800	0.000	
L3	-1800.300	-1.800	0.000	-1800.300	-1.800	0.000	
W-LO	0.000	265.500	-101.100	0.000	1591.400	-142.000	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO2	0.000	1534.700	-417.000	0.000	6082.600	-417.000	
E-LO	0.000	5193.410	2462.440	0.000	27747.310	2523.200	
CF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-14340.900	5343.000	-9939.500	-3979.800	
L1	-1700.800	677.600	-3190.800	-1176.800	
L2	-3417.600	1210.600	-512.400	-240.000	
L3	-567.800	262.300	-3280.400	-1172.800	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	518.100	0.000	-518.100	0.000	
WL	106.200	0.000	-106.200	0.000	
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
CF	389.500	0.000	-389.500	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-66.900	1454.000	-217.400	2585.800	-6905.200	4088.300
L1	0.000	148.900	-15.300	297.900	-733.600	487.700
L2	0.000	341.500	-35.200	683.000	-1681.800	946.800
L3	0.000	39.600	-4.100	79.300	-195.200	170.800
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	129.500	0.000	259.000	0.000	388.600	0.000
WL	26.600	0.000	53.100	0.000	79.700	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	97.400	0.000	194.700	0.000	292.100	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-7323.300	5031.800	-4777.900	-3650.600	-4492.100	-2763.600
L1	-783.300	677.600	-1597.400	-1176.800	-1505.300	-894.100
L2	-1778.400	1210.600	-187.500	-240.000	-171.500	-154.800
L3	-212.600	262.300	-1692.400	-1172.800	-1598.600	-911.100
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	518.100	0.000	-518.100	0.000	-388.600	0.000
WL	106.200	0.000	-106.200	0.000	-79.700	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	389.500	0.000	-389.500	0.000	-292.100	0.000

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-174.700	-1569.800	-92.300	-799.900
L1	-31.200	-611.400	0.000	-305.700
L2	-3.600	-69.700	0.000	-34.800
L3	-33.100	-649.300	0.000	-324.600
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-259.000	0.000	-129.500	0.000
WL	-53.100	0.000	-26.600	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	-194.700	0.000	-97.400	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-14014.600	-2425.800	-181.300	-15675.000	-449.300	-181.300	
SV002	-13466.400	-8449.600	-181.300	-15126.700	-6473.100	-181.300	
SV003	-13463.100	-747.500	-181.300	-15123.500	1229.100	-181.300	
SV004	-11662.900	-3390.900	-469.600	-13323.200	1952.700	-510.500	
SV005	-14014.600	-758.900	-468.400	-15675.000	4460.500	-488.800	
SV006	-13466.400	-6782.700	-468.400	-15126.700	-1563.300	-488.800	
SV007	-13463.100	919.500	-468.400	-15123.500	6138.900	-488.800	
SV008	-14014.600	-2425.800	-181.300	-15675.000	-449.300	-181.300	
SV009	-14014.600	-2425.800	-181.300	-15675.000	-449.300	-181.300	
SV010	-13466.400	-8449.600	-181.300	-15126.700	-6473.100	-181.300	
SV011	-13466.400	-8449.600	-181.300	-15126.700	-6473.100	-181.300	
SV012	-13463.100	-747.500	-181.300	-15123.500	1229.100	-181.300	
SV013	-13463.100	-747.500	-181.300	-15123.500	1229.100	-181.300	
SV014	-11662.900	-3390.900	-469.600	-13323.200	1952.700	-510.500	
SV015	-11662.900	-3390.900	-469.600	-13323.200	1952.700	-510.500	
SV016	-14014.600	-758.900	-468.400	-15675.000	4460.500	-488.800	
SV017	-14014.600	-758.900	-468.400	-15675.000	4460.500	-488.800	
SV018	-13466.400	-6782.700	-468.400	-15126.700	-1563.300	-488.800	
SV019	-13466.400	-6782.700	-468.400	-15126.700	-1563.300	-488.800	
SV020	-13463.100	919.500	-468.400	-15123.500	6138.900	-488.800	
SV021	-13463.100	919.500	-468.400	-15123.500	6138.900	-488.800	
SV022	-11662.900	3765.410	1655.510	-13323.200	18588.400	1714.940	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-14014.600	382.800	0.000	-15675.000	382.800	0.000	
SVB02	-13466.400	383.400	0.000	-15126.700	383.400	0.000	
SVB03	-13463.100	383.400	0.000	-15123.500	383.400	0.000	
SVB04	-11662.900	650.700	-101.100	-13323.200	1976.600	-142.000	
SVB05	-14014.600	515.600	-50.600	-15675.000	1178.500	-71.000	
SVB06	-13466.400	516.100	-50.600	-15126.700	1179.100	-71.000	
SVB07	-13463.100	516.100	-50.600	-15123.500	1179.100	-71.000	
SVB08	-14014.600	1917.500	-417.000	-15675.000	6465.400	-417.000	
SVB09	-14014.600	-1151.900	417.000	-15675.000	-5699.800	417.000	
SVB10	-13466.400	1918.100	-417.000	-15126.700	6466.000	-417.000	
SVB11	-13466.400	-1151.400	417.000	-15126.700	-5699.300	417.000	
SVB12	-13463.100	1918.100	-417.000	-15123.500	6466.000	-417.000	
SVB13	-13463.100	-1151.400	417.000	-15123.500	-5699.200	417.000	
SVB14	-11662.900	2185.400	-518.200	-13323.200	8059.300	-559.100	
SVB15	-11662.900	-884.000	315.900	-13323.200	-4106.000	275.000	
SVB16	-14014.600	2050.300	-467.600	-15675.000	7261.100	-488.100	
SVB17	-14014.600	-1019.200	366.500	-15675.000	-4904.100	346.000	
SVB18	-13466.400	2050.800	-467.600	-15126.700	7261.700	-488.100	
SVB19	-13466.400	-1018.600	366.500	-15126.700	-4903.500	346.000	
SVB20	-13463.100	2050.900	-467.600	-15123.500	7261.700	-488.100	
SVB21	-13463.100	-1018.600	366.500	-15123.500	-4903.500	346.000	
SVB22	-11662.900	5578.610	2462.440	-13323.200	28132.510	2523.200	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-15652.100	6020.500	-13519.700	-5156.600	
SV002	-17368.900	6553.600	-10841.400	-4219.800	
SV003	-14519.100	5605.200	-13609.400	-5152.600	
SV004	-13822.800	5343.000	-10457.500	-3979.800	
SV005	-15286.900	6020.500	-13885.000	-5156.600	
SV006	-17003.600	6553.600	-11206.700	-4219.800	
SV007	-14153.800	5605.200	-13974.700	-5152.600	
SV008	-15652.100	6020.500	-13519.700	-5156.600	
SV009	-15652.100	6020.500	-13519.700	-5156.600	
SV010	-17368.900	6553.600	-10841.400	-4219.800	
SV011	-17368.900	6553.600	-10841.400	-4219.800	
SV012	-14519.100	5605.200	-13609.400	-5152.600	
SV013	-14519.100	5605.200	-13609.400	-5152.600	
SV014	-13822.800	5343.000	-10457.500	-3979.800	
SV015	-13822.800	5343.000	-10457.500	-3979.800	
SV016	-15286.900	6020.500	-13885.000	-5156.600	

SV017	-15286.900	6020.500	-13885.000	-5156.600	
SV018	-17003.600	6553.600	-11206.700	-4219.800	
SV019	-17003.600	6553.600	-11206.700	-4219.800	
SV020	-14153.800	5605.200	-13974.700	-5152.600	
SV021	-14153.800	5605.200	-13974.700	-5152.600	
SV022	-14340.900	5343.000	-9939.500	-3979.800	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-66.900	1603.000	-135.300	2883.700	-7444.000	4576.100
SV002	-66.900	1795.500	-155.200	3268.800	-8392.300	5035.100
SV003	-66.900	1493.600	-124.100	2665.100	-6905.700	4259.100
SV004	-66.900	1454.000	-87.800	2585.800	-6646.100	4088.300
SV005	121.700	1603.000	144.700	2883.700	-7261.400	4576.100
SV006	121.700	1795.500	124.800	3268.800	-8209.600	5035.100
SV007	121.700	1493.600	155.900	2665.100	-6723.000	4259.100
SV008	-66.900	1603.000	-135.300	2883.700	-7444.000	4576.100
SV009	-66.900	1603.000	-135.300	2883.700	-7444.000	4576.100
SV010	-66.900	1795.500	-155.200	3268.800	-8392.300	5035.100
SV011	-66.900	1795.500	-155.200	3268.800	-8392.300	5035.100
SV012	-66.900	1493.600	-124.100	2665.100	-6905.700	4259.100
SV013	-66.900	1493.600	-124.100	2665.100	-6905.700	4259.100
SV014	-66.900	1454.000	-87.800	2585.800	-6646.100	4088.300
SV015	-66.900	1454.000	-87.800	2585.800	-6646.100	4088.300
SV016	121.700	1603.000	144.700	2883.700	-7261.400	4576.100
SV017	121.700	1603.000	144.700	2883.700	-7261.400	4576.100
SV018	121.700	1795.500	124.800	3268.800	-8209.600	5035.100
SV019	121.700	1795.500	124.800	3268.800	-8209.600	5035.100
SV020	121.700	1493.600	155.900	2665.100	-6723.000	4259.100
SV021	121.700	1493.600	155.900	2665.100	-6723.000	4259.100
SV022	-66.900	1454.000	-217.400	2585.800	-6905.200	4088.300

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-7814.500	5709.400	-6764.800	-4827.400	-6289.500	-3657.700
SV002	-8809.500	6242.400	-5354.900	-3890.600	-4955.700	-2918.400
SV003	-7243.800	5294.100	-6859.800	-4823.400	-6382.700	-3674.700
SV004	-6934.700	5031.800	-5296.000	-3650.600	-4880.600	-2763.600
SV005	-7540.500	5709.400	-7130.000	-4827.400	-6563.400	-3657.700
SV006	-8535.600	6242.400	-5720.200	-3890.600	-5229.700	-2918.400
SV007	-6969.900	5294.100	-7225.100	-4823.400	-6656.700	-3674.700
SV008	-7814.500	5709.400	-6764.800	-4827.400	-6289.500	-3657.700
SV009	-7814.500	5709.400	-6764.800	-4827.400	-6289.500	-3657.700
SV010	-8809.500	6242.400	-5354.900	-3890.600	-4955.700	-2918.400
SV011	-8809.500	6242.400	-5354.900	-3890.600	-4955.700	-2918.400
SV012	-7243.800	5294.100	-6859.800	-4823.400	-6382.700	-3674.700
SV013	-7243.800	5294.100	-6859.800	-4823.400	-6382.700	-3674.700
SV014	-6934.700	5031.800	-5296.000	-3650.600	-4880.600	-2763.600
SV015	-6934.700	5031.800	-5296.000	-3650.600	-4880.600	-2763.600
SV016	-7540.500	5709.400	-7130.000	-4827.400	-6563.400	-3657.700
SV017	-7540.500	5709.400	-7130.000	-4827.400	-6563.400	-3657.700
SV018	-8535.600	6242.400	-5720.200	-3890.600	-5229.700	-2918.400
SV019	-8535.600	6242.400	-5720.200	-3890.600	-5229.700	-2918.400
SV020	-6969.900	5294.100	-7225.100	-4823.400	-6656.700	-3674.700
SV021	-6969.900	5294.100	-7225.100	-4823.400	-6656.700	-3674.700
SV022	-7323.300	5031.800	-4777.900	-3650.600	-4492.100	-2763.600

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-400.600	-2181.200	-189.600	-1105.600
SV002	-373.000	-1639.500	-189.600	-834.700
SV003	-402.600	-2219.100	-189.600	-1124.500
SV004	-433.700	-1569.800	-221.800	-799.900
SV005	-583.300	-2181.200	-281.000	-1105.600
SV006	-555.600	-1639.500	-281.000	-834.700
SV007	-585.200	-2219.100	-281.000	-1124.500
SV008	-400.600	-2181.200	-189.600	-1105.600
SV009	-400.600	-2181.200	-189.600	-1105.600
SV010	-373.000	-1639.500	-189.600	-834.700
SV011	-373.000	-1639.500	-189.600	-834.700
SV012	-402.600	-2219.100	-189.600	-1124.500
SV013	-402.600	-2219.100	-189.600	-1124.500
SV014	-433.700	-1569.800	-221.800	-799.900
SV015	-433.700	-1569.800	-221.800	-799.900
SV016	-583.300	-2181.200	-281.000	-1105.600
SV017	-583.300	-2181.200	-281.000	-1105.600
SV018	-555.600	-1639.500	-281.000	-834.700
SV019	-555.600	-1639.500	-281.000	-834.700
SV020	-585.200	-2219.100	-281.000	-1124.500
SV021	-585.200	-2219.100	-281.000	-1124.500
SV022	-174.700	-1569.800	-92.300	-799.900

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-20217.900	-1416.700	-235.600	-22376.400	1152.900	-235.600	
UL002	-19039.300	-14367.900	-235.600	-21197.800	-11798.300	-235.600	
UL003	-19032.300	2191.800	-235.600	-21190.800	4761.300	-235.600	
UL004	-15161.700	-4408.200	-610.400	-17320.200	2538.500	-663.600	
UL005	-18219.000	-986.500	-608.900	-20377.400	5798.700	-635.500	
UL006	-17506.300	-8817.500	-608.900	-19664.800	-2032.200	-635.500	
UL007	-17502.100	1195.300	-608.900	-19660.600	7980.600	-635.500	
UL008	-18219.000	-3153.600	-235.600	-20377.400	-584.000	-235.600	
UL009	-18219.000	-3153.600	-235.600	-20377.400	-584.000	-235.600	
UL010	-17506.300	-10984.500	-235.600	-19664.800	-8415.000	-235.600	
UL011	-17506.300	-10984.500	-235.600	-19664.800	-8415.000	-235.600	
UL012	-17502.100	-971.700	-235.600	-19660.600	1597.800	-235.600	
UL013	-17502.100	-971.700	-235.600	-19660.600	1597.800	-235.600	
UL014	-14578.600	-4238.700	-587.000	-16654.000	2440.800	-638.100	
UL015	-14578.600	-4238.700	-587.000	-16654.000	2440.800	-638.100	
UL016	-17518.200	-948.600	-585.500	-19593.700	5575.700	-611.100	
UL017	-17518.200	-948.600	-585.500	-19593.700	5575.700	-611.100	
UL018	-16833.000	-8478.400	-585.500	-18908.400	-1954.100	-611.100	
UL019	-16833.000	-8478.400	-585.500	-18908.400	-1954.100	-611.100	
UL020	-16828.900	1149.400	-585.500	-18904.400	7673.600	-611.100	
UL021	-16828.900	1149.400	-585.500	-18904.400	7673.600	-611.100	
UL022	-11662.900	3765.410	1655.510	-13323.200	18588.400	1714.940	
UL023	-18219.000	-3153.600	-235.600	-20377.400	-584.000	-235.600	
UL024	-17506.300	-10984.500	-235.600	-19664.800	-8415.000	-235.600	
UL025	-17502.100	-971.700	-235.600	-19660.600	1597.800	-235.600	
UL026	-13995.400	-4069.100	-563.500	-15987.900	2343.200	-612.600	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-16719.100	358.900	-235.600	-18379.400	2928.500	-235.600	
UE002	-15540.400	-12592.300	-235.600	-17200.800	-10022.700	-235.600	
UE003	-15533.400	3967.400	-235.600	-17193.800	6537.000	-235.600	
UE004	-11662.900	-2632.600	-610.400	-13323.200	4314.100	-663.600	
UE005	-14720.100	789.100	-608.900	-16380.500	7574.300	-635.500	
UE006	-14007.400	-7041.900	-608.900	-15667.800	-256.600	-635.500	
UE007	-14003.200	2970.900	-608.900	-15663.600	9756.200	-635.500	
UE008	-14720.100	-1378.000	-235.600	-16380.500	1191.600	-235.600	
UE009	-14720.100	-1378.000	-235.600	-16380.500	1191.600	-235.600	
UE010	-14007.400	-9208.900	-235.600	-15667.800	-6639.300	-235.600	
UE011	-14007.400	-9208.900	-235.600	-15667.800	-6639.300	-235.600	
UE012	-14003.200	803.900	-235.600	-15663.600	3373.500	-235.600	
UE013	-14003.200	803.900	-235.600	-15663.600	3373.500	-235.600	
UE014	-11079.700	-2463.100	-587.000	-12657.100	4216.500	-638.100	
UE015	-11079.700	-2463.100	-587.000	-12657.100	4216.500	-638.100	
UE016	-14019.400	827.000	-585.500	-15596.700	7351.300	-611.100	
UE017	-14019.400	827.000	-585.500	-15596.700	7351.300	-611.100	
UE018	-13334.100	-6702.700	-585.500	-14911.500	-178.500	-611.100	
UE019	-13334.100	-6702.700	-585.500	-14911.500	-178.500	-611.100	
UE020	-13330.000	2925.000	-585.500	-14907.400	9449.200	-611.100	
UE021	-13330.000	2925.000	-585.500	-14907.400	9449.200	-611.100	
UE022	-11662.900	-2690.663	1655.510	-13323.200	2250.333	1714.940	
UE023	-14720.100	-1378.000	-235.600	-16380.500	1191.600	-235.600	
UE024	-14007.400	-9208.900	-235.600	-15667.800	-6639.300	-235.600	
UE025	-14003.200	803.900	-235.600	-15663.600	3373.500	-235.600	
UE026	-10496.600	-2293.500	-563.500	-11990.900	4118.800	-612.600	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-20217.900	495.600	0.000	-22376.400	495.600	0.000	
ULB02	-19039.300	496.800	0.000	-21197.800	496.800	0.000	
ULB03	-19032.300	496.800	0.000	-21190.800	496.800	0.000	
ULB04	-15161.700	845.900	-131.500	-17320.200	2569.600	-184.600	
ULB05	-18219.000	670.200	-65.700	-20377.400	1532.100	-92.300	
ULB06	-17506.300	670.900	-65.700	-19664.800	1532.800	-92.300	
ULB07	-17502.100	671.000	-65.700	-19660.600	1532.800	-92.300	
ULB08	-18219.000	2492.800	-542.200	-20377.400	8405.000	-542.200	
ULB09	-18219.000	-1497.500	542.200	-20377.400	-7409.800	542.200	
ULB10	-17506.300	2493.500	-542.200	-19664.800	8405.800	-542.200	
ULB11	-17506.300	-1496.800	542.200	-19664.800	-7409.000	542.200	
ULB12	-17502.100	2493.500	-542.200	-19660.600	8405.800	-542.200	
ULB13	-17502.100	-1496.800	542.200	-19660.600	-7409.000	542.200	
ULB14	-14578.600	2731.800	-647.700	-16654.000	10074.100	-698.900	
ULB15	-14578.600	-1105.000	394.900	-16654.000	-5132.500	343.800	
ULB16	-17518.200	2562.900	-584.500	-19593.700	9076.400	-610.100	
ULB17	-17518.200	-1274.000	458.100	-19593.700	-6130.100	432.500	
ULB18	-16833.000	2563.500	-584.500	-18908.400	9077.100	-610.100	
ULB19	-16833.000	-1273.300	458.100	-18908.400	-6129.400	432.500	
ULB20	-16828.900	2563.600	-584.500	-18904.400	9077.100	-610.100	
ULB21	-16828.900	-1273.300	458.100	-18904.400	-6129.400	432.500	
ULB22	-11662.900	5578.610	2462.440	-13323.200	28132.510	2523.200	
ULB23	-18219.000	497.600	0.000	-20377.400	497.600	0.000	
ULB24	-17506.300	498.400	0.000	-19664.800	498.400	0.000	
ULB25	-17502.100	498.400	0.000	-19660.600	498.400	0.000	
ULB26	-13995.400	780.800	-121.400	-15987.900	2372.000	-170.400	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-16719.100	380.100	0.000	-18379.400	380.100	0.000	
UEB02	-15540.400	381.200	0.000	-17200.800	381.200	0.000	
UEB03	-15533.400	381.300	0.000	-17193.800	381.300	0.000	
UEB04	-11662.900	730.300	-131.500	-13323.200	2454.100	-184.600	
UEB05	-14720.100	554.700	-65.700	-16380.500	1416.500	-92.300	
UEB06	-14007.400	555.400	-65.700	-15667.800	1417.200	-92.300	
UEB07	-14003.200	555.400	-65.700	-15663.600	1417.300	-92.300	
UEB08	-14720.100	2377.200	-542.200	-16380.500	8289.500	-542.200	
UEB09	-14720.100	-1613.100	542.200	-16380.500	-7525.300	542.200	
UEB10	-14007.400	2378.000	-542.200	-15667.800	8290.200	-542.200	
UEB11	-14007.400	-1612.300	542.200	-15667.800	-7524.600	542.200	
UEB12	-14003.200	2378.000	-542.200	-15663.600	8290.200	-542.200	
UEB13	-14003.200	-1612.300	542.200	-15663.600	-7524.600	542.200	
UEB14	-11079.700	2616.200	-647.700	-12657.100	9958.500	-698.900	
UEB15	-11079.700	-1220.600	394.900	-12657.100	-5248.000	343.800	
UEB16	-14019.400	2447.300	-584.500	-15596.700	8960.900	-610.100	
UEB17	-14019.400	-1389.500	458.100	-15596.700	-6245.700	432.500	
UEB18	-13334.100	2448.000	-584.500	-14911.500	8961.600	-610.100	
UEB19	-13334.100	-1388.800	458.100	-14911.500	-6245.000	432.500	
UEB20	-13330.000	2448.000	-584.500	-14907.400	8961.600	-610.100	
UEB21	-13330.000	-1388.800	458.100	-14907.400	-6245.000	432.500	
UEB22	-11662.900	2116.337	2462.440	-13323.200	9634.303	2523.200	
UEB23	-14720.100	382.100	0.000	-16380.500	382.100	0.000	
UEB24	-14007.400	382.800	0.000	-15667.800	382.800	0.000	
UEB25	-14003.200	382.800	0.000	-15663.600	382.800	0.000	
UEB26	-10496.600	665.300	-121.400	-11990.900	2256.400	-170.400	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-21793.400	8402.600	-20287.800	-7703.900	
UL002	-25484.500	9548.700	-14529.400	-5689.700	
UL003	-19357.500	7509.700	-20480.500	-7695.300	
UL004	-17969.600	6945.900	-13594.800	-5173.700	
UL005	-19872.900	7826.700	-18050.500	-6703.600	
UL006	-22104.700	8519.600	-14568.700	-5485.700	
UL007	-18400.000	7286.800	-18167.000	-6698.400	
UL008	-20347.800	7826.700	-17575.600	-6703.600	
UL009	-20347.800	7826.700	-17575.600	-6703.600	
UL010	-22579.600	8519.600	-14093.800	-5485.700	
UL011	-22579.600	8519.600	-14093.800	-5485.700	
UL012	-18874.900	7286.800	-17692.200	-6698.400	
UL013	-18874.900	7286.800	-17692.200	-6698.400	
UL014	-17278.500	6678.700	-13071.900	-4974.800	
UL015	-17278.500	6678.700	-13071.900	-4974.800	
UL016	-19108.600	7525.700	-17356.200	-6445.800	
UL017	-19108.600	7525.700	-17356.200	-6445.800	
UL018	-21254.600	8192.000	-14008.300	-5274.700	
UL019	-21254.600	8192.000	-14008.300	-5274.700	
UL020	-17692.300	7006.500	-17468.300	-6440.800	
UL021	-17692.300	7006.500	-17468.300	-6440.800	
UL022	-14340.900	5343.000	-9939.500	-3979.800	
UL023	-20347.800	7826.700	-17575.600	-6703.600	
UL024	-22579.600	8519.600	-14093.800	-5485.700	
UL025	-18874.900	7286.800	-17692.200	-6698.400	
UL026	-16587.300	6411.600	-12549.100	-4775.800	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-87.000	2210.400	-189.000	4002.100	-10300.800	6363.500
UL002	-87.000	2624.400	-231.600	4830.000	-12339.500	7350.500
UL003	-87.000	1975.400	-164.800	3532.000	-9143.300	5682.000
UL004	-87.000	1890.200	-114.200	3361.600	-8640.000	5314.900
UL005	158.300	2083.800	188.100	3748.800	-9439.800	5948.900
UL006	158.300	2334.100	162.300	4249.400	-10672.500	6545.700
UL007	158.300	1941.700	202.700	3464.600	-8739.900	5536.900
UL008	-87.000	2083.800	-175.900	3748.800	-9677.200	5948.900
UL009	-87.000	2083.800	-175.900	3748.800	-9677.200	5948.900
UL010	-87.000	2334.100	-201.700	4249.400	-10909.900	6545.700
UL011	-87.000	2334.100	-201.700	4249.400	-10909.900	6545.700
UL012	-87.000	1941.700	-161.300	3464.600	-8977.400	5536.900
UL013	-87.000	1941.700	-161.300	3464.600	-8977.400	5536.900
UL014	-83.700	1817.500	-109.800	3232.300	-8307.700	5110.400
UL015	-83.700	1817.500	-109.800	3232.300	-8307.700	5110.400
UL016	152.200	2003.700	180.800	3604.700	-9076.700	5720.100
UL017	152.200	2003.700	180.800	3604.700	-9076.700	5720.100
UL018	152.200	2244.400	156.100	4086.000	-10262.000	6293.900
UL019	152.200	2244.400	156.100	4086.000	-10262.000	6293.900
UL020	152.200	1867.100	194.900	3331.400	-8403.800	5323.900
UL021	152.200	1867.100	194.900	3331.400	-8403.800	5323.900
UL022	-66.900	1454.000	-217.400	2585.800	-6905.200	4088.300
UL023	-87.000	2083.800	-175.900	3748.800	-9677.200	5948.900
UL024	-87.000	2334.100	-201.700	4249.400	-10909.900	6545.700
UL025	-87.000	1941.700	-161.300	3464.600	-8977.400	5536.900
UL026	-80.300	1744.800	-105.400	3103.000	-7975.400	4906.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-10824.700	7998.100	-10152.000	-7275.900	-9455.800	-5515.000
UL002	-12964.000	9144.200	-7120.700	-5261.700	-6588.300	-3925.600
UL003	-9597.700	7105.200	-10356.300	-7267.300	-9656.300	-5551.500
UL004	-9015.100	6541.300	-6884.800	-4745.700	-6344.800	-3592.700
UL005	-9802.700	7422.200	-9269.100	-6275.600	-8532.400	-4755.000
UL006	-11096.300	8115.100	-7436.200	-5057.700	-6798.600	-3794.000
UL007	-9060.800	6882.300	-9392.600	-6270.400	-8653.700	-4777.100
UL008	-10158.800	7422.200	-8794.200	-6275.600	-8176.300	-4755.000
UL009	-10158.800	7422.200	-8794.200	-6275.600	-8176.300	-4755.000
UL010	-11452.400	8115.100	-6961.400	-5057.700	-6442.400	-3794.000
UL011	-11452.400	8115.100	-6961.400	-5057.700	-6442.400	-3794.000
UL012	-9417.000	6882.300	-8917.700	-6270.400	-8297.600	-4777.100
UL013	-9417.000	6882.300	-8917.700	-6270.400	-8297.600	-4777.100
UL014	-8668.400	6289.800	-6620.000	-4563.200	-6100.800	-3454.500
UL015	-8668.400	6289.800	-6620.000	-4563.200	-6100.800	-3454.500
UL016	-9425.700	7136.700	-8912.600	-6034.200	-8204.300	-4572.100
UL017	-9425.700	7136.700	-8912.600	-6034.200	-8204.300	-4572.100
UL018	-10669.500	7803.000	-7150.200	-4863.200	-6537.100	-3648.000
UL019	-10669.500	7803.000	-7150.200	-4863.200	-6537.100	-3648.000
UL020	-8712.300	6617.600	-9031.400	-6029.300	-8320.900	-4593.300
UL021	-8712.300	6617.600	-9031.400	-6029.300	-8320.900	-4593.300
UL022	-7323.300	5031.800	-4777.900	-3650.600	-4492.100	-2763.600
UL023	-10158.800	7422.200	-8794.200	-6275.600	-8176.300	-4755.000
UL024	-11452.400	8115.100	-6961.400	-5057.700	-6442.400	-3794.000
UL025	-9417.000	6882.300	-8917.700	-6270.400	-8297.600	-4777.100
UL026	-8321.700	6038.200	-6355.200	-4380.700	-5856.700	-3316.300

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-547.300	-3355.300	-246.500	-1697.100
UL002	-487.900	-2190.600	-246.500	-1114.700
UL003	-551.500	-3436.800	-246.500	-1737.800
UL004	-563.900	-2040.800	-288.300	-1039.800
UL005	-758.200	-2835.600	-365.200	-1437.200
UL006	-722.300	-2131.400	-365.200	-1085.100
UL007	-760.800	-2884.900	-365.200	-1461.900
UL008	-520.800	-2835.600	-246.500	-1437.200
UL009	-520.800	-2835.600	-246.500	-1437.200
UL010	-484.900	-2131.400	-246.500	-1085.100
UL011	-484.900	-2131.400	-246.500	-1085.100
UL012	-523.300	-2884.900	-246.500	-1461.900
UL013	-523.300	-2884.900	-246.500	-1461.900
UL014	-542.200	-1962.300	-277.200	-999.800
UL015	-542.200	-1962.300	-277.200	-999.800
UL016	-729.100	-2726.600	-351.200	-1382.000
UL017	-729.100	-2726.600	-351.200	-1382.000
UL018	-694.500	-2049.400	-351.200	-1043.400
UL019	-694.500	-2049.400	-351.200	-1043.400
UL020	-731.500	-2773.900	-351.200	-1405.600
UL021	-731.500	-2773.900	-351.200	-1405.600
UL022	-174.700	-1569.800	-92.300	-799.900
UL023	-520.800	-2835.600	-246.500	-1437.200
UL024	-484.900	-2131.400	-246.500	-1085.100
UL025	-523.300	-2884.900	-246.500	-1461.900
UL026	-520.500	-1883.800	-266.100	-959.800

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 9)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

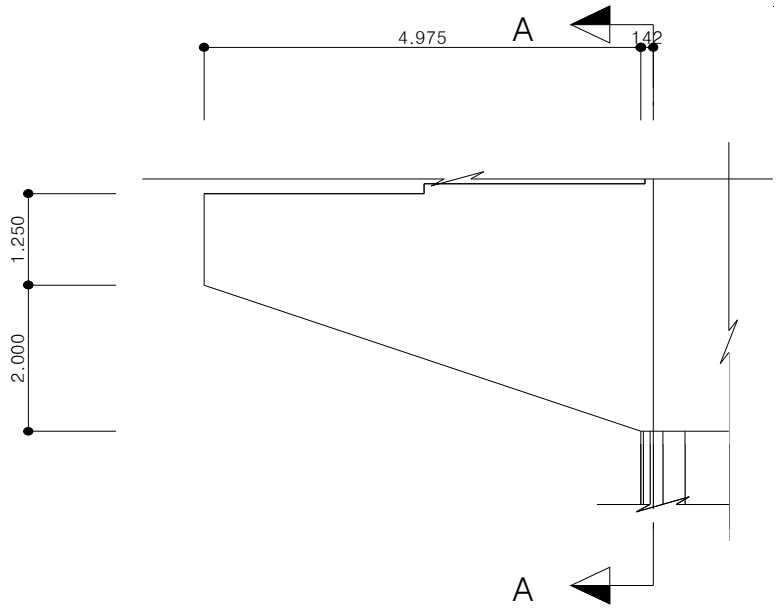
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.909} = 2.216\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 9548.700 kN - "ULO-02"

Mu = 25484.500 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 25484.500 / 9548.700 = 2.669 m

d = 3.250 - 0.192 = 3.058 m

a/d = 2.669 / 3.058 = 0.873 ≤ 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)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2900.0	3250.0	3057.6	100.0	2234.2	9548.7

a = 2668.897 mm, d = 3057.575 mm

a / d (= 0.873) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2234.162 mm ≥ 0.5 x 3057.575 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 9548.700 kN

Nuc = 0.20 x 9548.700 = 1909.740 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 25484.500 + 1909.740 x (3.250 - 3.058)

= 25851.982 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 2900.000 x 3057.575 = 47881.619 kN

≤ 5.6 x 2900.000 x 3057.575 = 49655.012 kN

ΦVn_max = 0.80 x 47881.619 = 38305.295 kN ≥ Vu (=9548.700 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)

= 9548700.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 21314.063 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 25484.500 + 1909.740 x (3.250 - 3.058) = 25851.982 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 27194.317 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 9548.700 = 1909.740 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 5967.938 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 33162.255 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 2900.000 x 3057.575
= 23940.810 ㎟
Use As = 42996.000 ㎟ (철근도심 192.43 ㎜)
1단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d1 = 100.00 ㎜
2단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d2 = 200.00 ㎜
3단 : H25-12.0EA + H25-12.0EA , d3 = 300.00 ㎜
Use As ≥ 33162.255 ㎟ , 23940.810 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (33162.255 - 5967.938)
= 13597.159 ㎟
사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 ㎟
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3057.57 = 2038.38 ㎜구간에 9.0 단 설치
▶ 사용철근량(9.0단) : H22 - 54.00 EA = 20903.400 ㎟ ≥ 13597.159 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토
: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]
a = 2.7 < 2d(=6.300) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 1.334 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치
- Vu = 9149.985 kN - "UL0-02
부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7) 부재길이(L) : 1.212 m
Vui = 9144.200 kN (I단), Vuj = 9502.800 kN (J단)
검토위치(Lc) = 3.783 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= 9144.200 + (9502.800 - 9144.200)/1.212 x (3.783 - 3.763)
= 9149.985 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5337.80	3057.58	9149.99	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 2900.00 x 3057.57

= 30716.073 kN ≥ Vu(= 9149.985 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 3057.57 = 6143.215 kN

< Vu (= 9149.985 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11362.437 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11362.437 + 7679.018)

= 15233.164 kN ≥ Vu(= 9149.985 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.250 x 5.117 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 85.790 kN

w2 = 2.000 x (5.117-0.142) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 66.727 kN

w3 = 2.000 x (5.117-4.975) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 3.809 kN

Vc = 85.790 + 66.727 + 3.809 = 156.326 kN

Mc = 85.790 x 2.559 + 66.727 x 1.800 + 3.809 x 0.071 = 339.895 kN.m

Vu = 228.930 x sin 84.15 + 142.430 x cos 84.15 +
227.040 x sin 84.15 + 142.680 x cos 84.15 +
228.900 x sin 84.15 + 142.250 x cos 84.15 +
227.020 x sin 84.15 + 142.510 x cos 84.15 +
156.326(Vc)

= 1121.534 kN

Mu = 228.930 x sin 84.15 x 3.867 + 142.430 x cos 84.15 x 3.867 +
227.040 x sin 84.15 x 1.354 + 142.680 x cos 84.15 x 1.354 +
228.900 x sin 84.15 x 3.970 + 142.250 x cos 84.15 x 3.970 +
227.020 x sin 84.15 x 1.456 + 142.510 x cos 84.15 x 1.456 +

339.895(Mc)

= 2913.491 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)
3250.00	2900.00	2800.00	100.00	2913.49	1121.53

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7466.200 x 400.00 = 2986480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3250.000 = 74587.500 x a

T = C 이므로, a = 40.040 mm, c = 40.040 / β1 = 40.040 / 0.85 = 47.106 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 47.106) / 47.106 = 0.17532

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3069.412 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.432]

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00082

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.040 mm

ΦMn = 0.85 x 7466.200 x 400 x (2800.00 - a/2) = 7057.002 kN.m

≥ Mu (= 2913.491 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.422]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3250.00 x 2800.00 = 6304.665 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1121.534 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 17368.900 x 1000000 / [42996.000 x (3057.575 - 699.598/3)]
= 143.028 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x3057.6/(7x42996.000)]
= 699.598 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 143.03) - 2.5 x 85.50 = 336.84 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 143.03) = 440.47 mm
Sa는 작은 값인 336.84 mm 를 적용
S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 336.84 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2913.491 x 1000000 / [7466.200 x (2800.000 - 284.439/3)]
= 144.250 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7466.200/3250.0 + 7x7466.200/3250.0 x √[(1 + 2x3250.0x2800.0/(7x7466.200)]
= 284.439 mm

사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)
2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 144.25) - 2.5 x 85.50 = 332.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 144.25) = 436.74 mm
Sa는 작은 값인 332.18 mm 를 적용
S = 3250.00 / 16.0 EA = 203.13 ≤ Sa (= 332.18 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 13)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

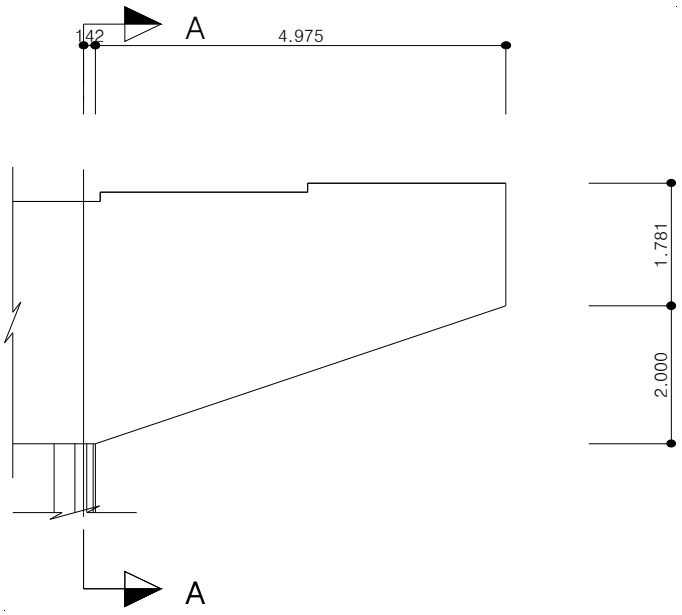
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.909} = 2.216\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 7703.900 kN - "ULO-01, ULO-03"

Mu = 20480.500 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 20480.500 / 7703.900 = 2.658 m

d = 3.250 - 0.192 = 3.058 m

a/d = 2.658 / 3.058 = 0.869 ≤ 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)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2900.0	3250.0	3057.6	100.0	2636.5	7703.9

a = 2658.459 mm, d = 3057.575 mm

a / d (= 0.869) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2636.487 mm ≥ 0.5 x 3057.575 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 7703.900 kN

Nuc = 0.20 x 7703.900 = 1540.780 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 20480.500 + 1540.780 x (3.250 - 3.058)

= 20776.985 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 2900.000 x 3057.575 = 47881.619 kN

≤ 5.6 x 2900.000 x 3057.575 = 49655.012 kN

ΦVn_max = 0.80 x 47881.619 = 38305.295 kN ≥ Vu (=7703.900 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)

= 7703900.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 17196.205 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 20480.500 + 1540.780 x (3.250 - 3.058) = 20776.985 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 21728.157 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 7703.900 = 1540.780 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 4814.938 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 26543.095 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 2900.000 x 3057.575
= 23940.810 ㎟
Use As = 42996.000 ㎟ (철근도심 192.43 ㎜)
1단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d1 = 100.00 ㎜
2단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d2 = 200.00 ㎜
3단 : H25-12.0EA + H25-12.0EA , d3 = 300.00 ㎜
Use As ≥ 26543.095 ㎟ , 23940.810 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (26543.095 - 4814.938)
= 10864.079 ㎟
사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 ㎟
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3057.57 = 2038.38 ㎜구간에 9.0 단 설치
▶ 사용철근량(9.0단) : H22 - 54.00 EA = 20903.400 ㎟ ≥ 10864.079 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토
: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]
a = 2.7 < 2d(=6.300) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 1.329 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치
- Vu = 7283.666 kN - "UL0-01
부재번호 : 15 (I단 : 절점15, J단 : 절점16) 부재길이(L) : 1.154 m
Vui = -7637.700 kN (I단), Vuj = -7275.900 kN (J단)
검토위치(Lc) = 8.662 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= -7637.700 + (-7275.900 - -7637.700)/1.154 x (8.662 - 7.533)
= -7283.666 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5316.92	3057.58	7283.67	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 2900.00 x 3057.57

= 30716.073 kN ≥ Vu(= 7283.666 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 3057.57 = 6143.215 kN

< Vu (= 7283.666 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11362.437 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11362.437 + 7679.018)

= 15233.164 kN ≥ Vu(= 7283.666 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.250 x 5.117 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 85.790 kN

w2 = 2.000 x (5.117-0.142) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 66.727 kN

w3 = 2.000 x (5.117-4.975) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 3.809 kN

Vc = 85.790 + 66.727 + 3.809 = 156.326 kN

Mc = 85.790 x 2.559 + 66.727 x 1.800 + 3.809 x 0.071 = 339.895 kN.m

Vu = 225.050 x sin 84.15 + 142.680 x cos 84.15 +
227.210 x sin 84.15 + 142.510 x cos 84.15 +
224.960 x sin 84.15 + 142.460 x cos 84.15 +
227.100 x sin 84.15 + 142.250 x cos 84.15 +
156.326(Vc)

= 1114.007 kN

Mu = 225.050 x sin 84.15 x 1.457 + 142.680 x cos 84.15 x 1.457 +
227.210 x sin 84.15 x 3.970 + 142.510 x cos 84.15 x 3.970 +
224.960 x sin 84.15 x 1.354 + 142.460 x cos 84.15 x 1.354 +
227.100 x sin 84.15 x 3.868 + 142.250 x cos 84.15 x 3.868 +

339.895(Mc)

= 2894.727 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)
3250.00	2900.00	2800.00	100.00	2894.73	1114.01

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7466.200 x 400.00 = 2986480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3250.000 = 74587.500 x a

T = C 이므로, a = 40.040 mm, c = 40.040 / β1 = 40.040 / 0.85 = 47.106 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 47.106) / 47.106 = 0.17532

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3049.585 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.448]

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00082

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.040 mm

ΦMn = 0.85 x 7466.200 x 400 x (2800.00 - a/2) = 7057.002 kN.m

≥ Mu (= 2894.727 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.438]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3250.00 x 2800.00 = 6304.665 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1114.007 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13974.700 x 1000000 / [42996.000 x (3057.575 - 699.598/3)]
= 115.078 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x3057.6/(7x42996.000)]
= 699.598 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 115.08) - 2.5 x 85.50 = 470.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 115.08) = 547.46 mm
Sa는 작은 값인 470.57 mm 를 적용
S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 470.57 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2894.727 x 1000000 / [7466.200 x (2800.000 - 284.439/3)]
= 143.321 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7466.200/3250.0 + 7x7466.200/3250.0 x √[(1 + 2x3250.0x2800.0/(7x7466.200)]
= 284.439 mm

사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)
2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 143.32) - 2.5 x 85.50 = 335.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 143.32) = 439.57 mm
Sa는 작은 값인 335.71 mm 를 적용
S = 3250.00 / 16.0 EA = 203.13 ≤ Sa (= 335.71 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침6) : UL0-02(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.033 (87.00/2624.40) < 2d(=3.222) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5337.80	1518.68	2624.40	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 2900.00 x 1518.68

= 15256.501 kN ≥ Vu(= 2624.400 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1518.68 = 3051.300 kN

≥ Vu (= 2624.400 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 121.700 x 1000000 / [42996.000 x (1518.680 - 467.180/3)]

= 2.077 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x1518.7/(7x42996.000)]

= 467.180 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 2.08) - 2.5 x 85.50 = 37706.32 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 2.08) = 30336.06 mm

Sa는 작은 값인 30336.06 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 30336.06 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침1) : UL0-02(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 = 0.048 (231.60/4830.00) < 2d(=3.305) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5337.80	1560.09	4830.00	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 2900.00 x 1560.09

= 15672.472 kN ≥ Vu(= 4830.000 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1560.09 = 3134.494 kN

< Vu (= 4830.000 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 5797.534 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (5797.534 + 3918.118)

= 7772.521 kN ≥ Vu(= 4830.000 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 155.200 x 1000000 / [42996.000 x (1560.087 - 474.657/3)]

= 2.575 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x1560.1/(7x42996.000)]

= 474.657 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 2.57) - 2.5 x 85.50 = 30370.24 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 2.57) = 24467.19 mm

Sa는 작은 값인 24467.19 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 24467.19 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침7) : UL0-02(절점 5)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.679 (12339.50/7350.50) < 2d(=5.509) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5337.80	2662.08	7350.50	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 2900.00 x 2662.08

= 26742.990 kN ≥ Vu(= 7350.500 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2662.08 = 5348.598 kN

< Vu (= 7350.500 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9892.721 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9892.721 + 6685.747)

= 13262.774 kN ≥ Vu(= 7350.500 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8392.300 x 1000000 / [42996.000 x (2662.081 - 646.770/3)]

= 79.783 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2662.1/(7x42996.000)]

= 646.770 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.78) - 2.5 x 85.50 = 773.30 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 79.78) = 789.64 mm

Sa는 작은 값인 773.30 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 773.30 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 = 1.418 (12964.00/9144.20) < 2d(=5.591) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5337.80	2703.09	9144.20	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 2900.00 x 2703.09

= 27154.922 kN ≥ Vu(= 9144.200 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2703.09 = 5430.984 kN

< Vu (= 9144.200 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 10045.102 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (10045.102 + 6788.731)

= 13467.066 kN ≥ Vu(= 9144.200 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8809.500 x 1000000 / [42996.000 x (2703.086 - 652.419/3)]

= 82.431 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2703.1/(7x42996.000)]

= 652.419 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 82.43) - 2.5 x 85.50 = 741.60 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 82.43) = 764.28 mm

Sa는 작은 값인 741.60 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 741.60 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침9) : UL0-01(절점 16)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.395 (10152.00/7275.90) < 2d(=6.122) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5316.92	2968.47	7275.90	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 2900.00 x 2968.47

= 29820.912 kN ≥ Vu(= 7275.900 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2968.47 = 5964.182 kN

< Vu (= 7275.900 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11031.300 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11031.300 + 7455.228)

= 14789.222 kN ≥ Vu(= 7275.900 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7130.000 x 1000000 / [42996.000 x (2968.467 - 688.004/3)]

= 60.541 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2968.5/(7x42996.000)]

= 688.004 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 60.54) - 2.5 x 85.50 = 1087.03 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 60.54) = 1040.62 mm

Sa는 작은 값인 1040.62 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 1040.62 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침4) : UL0-03(절점 17)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.739 (9656.30/5551.50) < 2d(=6.039) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5316.92	2927.06	5551.50	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 2900.00 x 2927.06

= 29404.941 kN ≥ Vu(= 5551.500 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2927.06 = 5880.988 kN

≥ Vu (= 5551.500 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6656.700 x 1000000 / [42996.000 x (2927.060 - 682.557/3)]

= 57.351 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2927.1/(7x42996.000)]

= 682.557 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 57.35) - 2.5 x 85.50 = 1159.37 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 57.35) = 1098.50 mm

Sa는 작은 값인 1098.50 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 1098.50 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침10) : UL0-03(절점 19)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.160 (551.50/3436.80) < 2d(=4.366) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5316.92	2090.45	3436.80	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 2900.00 x 2090.45

= 21000.423 kN ≥ Vu(= 3436.800 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2090.45 = 4200.085 kN

≥ Vu (= 3436.800 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 585.200 x 1000000 / [42996.000 x (2090.448 - 563.059/3)]

= 7.153 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2090.4/(7x42996.000)]

= 563.059 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 7.15) - 2.5 x 85.50 = 10795.53 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 7.15) = 8807.42 mm

Sa는 작은 값인 8807.42 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 8807.42 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침5) : UL0-03(절점 20)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.142 (246.50/1737.80) < 2d(=4.284) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5316.92	2049.44	1737.80	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 2900.00 x 2049.44

= 20588.490 kN ≥ Vu(= 1737.800 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2049.44 = 4117.698 kN

≥ Vu (= 1737.800 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 281.000 x 1000000 / [42996.000 x (2049.443 - 556.646/3)]

= 3.506 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2049.4/(7x42996.000)]

= 556.646 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 3.51) - 2.5 x 85.50 = 22245.41 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 3.51) = 17967.33 mm

Sa는 작은 값인 17967.33 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 17967.33 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-17320.160	-22376.400	1152.900	1416.700	-235.600	0.00000	축력최대
UL002	-17320.160	-21197.800	11798.300	14367.900	-235.600	-0.02100	모멘트최대
UL022	-13323.200	-13323.200	3765.410	18588.400	1714.940	0.04580	탄성설계
UL022	-13323.200	-13323.200	-2690.663	2250.333	1714.940	0.04580	소성설계
UE020	-12657.040	-14907.400	2925.000	9449.200	-611.100	0.01100	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=3.000)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	0.012	0.060	O.K	75703.876	22376.400	1416.700	3.383	O.K
모멘트최대	0.005	0.012	0.060	O.K	39296.712	21197.800	16706.860	1.854	O.K
탄성설계	0.005	0.012	0.060	O.K	28013.817	13323.200	19084.600	2.103	O.K
편심최대	0.005	0.012	0.060	O.K	45773.988	14907.400	9642.041	3.071	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2387.936	22376.400	1416.700	63.312

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22376.400 x 0.00000 / (-235.600 x 13.530)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.530 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.155 / 0.625

= 47.561 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.155 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 1152.900

= 1152.900 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 1416.700

= 1416.700 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01217

- 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 (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1482666.313 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1432.762 mm, ab = k1 x cb = 1217.847 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2374087.781 = 54485.315 kN, ∑Csi = 9231.284 kN, ∑Tsi = 6893.920 kN

Pb = 54485.315 + 9231.284 - 6893.920 = 56822.678 kN

Mb = Cc x -608.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43877.838 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 772.189 mm, e = Mu/Pu = 63.312 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2795.994 mm, a = k1 x c = 2376.595 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4818985.737 = 110595.723 kN

∑Csi = 15705.719 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 110595.723 + 15705.719 - 0.000 = 126301.441 kN

Mn = Cc x 1210.330 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7995.879 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=63.308)| = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2795.994 mm, a = k1 x c = 2376.595 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2795.99) / 2795.99 = -0.00042

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108148.394 kN < Pn = 126301.441 kN

ΦPn = 0.70 x 108148.394 = 75703.876 kN ≥ Pu = 22376.400 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.063 = 4792.982 kN.m ≥ Mu = 1416.700 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL002)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2387.936	21197.800	16706.860	788.141

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 21197.800 x -0.02100 / (-235.600 x 13.530)

= 0.140

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.530 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.155 / 0.625

= 47.561 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.155 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.140)

= 1.163

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.163 x 11798.300

= 13718.953 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.163 x 14367.900

= 16706.860 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01217

- 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 (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1404571.959 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1432.762 mm, ab = k1 x cb = 1217.847 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2374087.781 = 54485.315 kN, ∑Csi = 9231.284 kN, ∑Tsi = 6893.920 kN

Pb = 54485.315 + 9231.284 - 6893.920 = 56822.678 kN

Mb = Cc x -608.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43877.838 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 772.189 mm, e = Mu/Pu = 788.141 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1418.231 mm, a = k1 x c = 1205.496 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2343223.433 = 53776.978 kN

∑Csi = 9158.375 kN, ∑Tsi = 7103.262 kN

Pn = 53776.978 + 9158.375 - 7103.262 = 55832.091 kN

Mn = Cc x 1157.422 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 44003.686 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=788.143)| = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1418.231 mm, a = k1 x c = 1205.496 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1418.23) / 1418.23 = 0.00208

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0021-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.704

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108148.394 kN ≥ Pn = 55832.091 kN

ΦPn = 0.70 x 55832.091 = 39296.712 kN ≥ Pu = 21197.800 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.788 = 30971.359 kN.m ≥ Mu = 16706.860 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2387.936	13323.200	19084.600	1432.434

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13323.200 x 0.04580 / (1714.940 x 13.530)

= 0.026

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.530 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.155 / 0.625

= 47.561 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.155 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.026)

= 1.027

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.027 x 3765.410

= 3865.924 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.027 x 18588.400

= 19084.600 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01217

- 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 (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 882798.834 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1432.762 mm, ab = k1 x cb = 1217.847 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2374087.781 = 54485.315 kN, ∑Csi = 9231.284 kN, ∑Tsi = 6893.920 kN

Pb = 54485.315 + 9231.284 - 6893.920 = 56822.678 kN

Mb = Cc x -608.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43877.838 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 772.189 mm, e = Mu/Pu = 1432.434 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 972.828 mm, a = k1 x c = 826.904 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1417239.162 = 32525.639 kN

∑Csi = 7104.981 kN, ∑Tsi = 11616.803 kN

Pn = 32525.639 + 7104.981 - 11616.803 = 28013.817 kN

Mn = Cc x 1178.971 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 40127.966 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1432.435)| = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108148.394 kN ≥ Pn = 28013.817 kN

ΦPn = 1.00 x 28013.817 = 28013.817 kN ≥ Pu = 13323.200 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.432 = 40127.934 kN.m ≥ Mu = 19084.600 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UE020)

㉮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	2387.936	14907.400	9642.041	646.796

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 14907.400 x 0.01100 / (-611.100 x 13.530)

= 0.020

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.530 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.155 / 0.625

= 47.561 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.155 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.020)

= 1.020

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.020 x 2925.000

= 2984.694 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.020 x 9449.200

= 9642.041 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01217

- 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 (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 987768.354 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1432.762 mm, ab = k1 x cb = 1217.847 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2374087.781 = 54485.315 kN, ∑Csi = 9231.284 kN, ∑Tsi = 6893.920 kN

Pb = 54485.315 + 9231.284 - 6893.920 = 56822.678 kN

Mb = Cc x -608.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43877.838 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 772.189 mm, e = Mu/Pu = 646.796 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1560.142 mm, a = k1 x c = 1326.120 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2644656.803 = 60694.874 kN

∑Csi = 9771.066 kN, ∑Tsi = 5074.528 kN

Pn = 60694.874 + 9771.066 - 5074.528 = 65391.412 kN

Mn = Cc x 1152.720 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 42295.268 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=646.802)| = 0.0060 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1560.142 mm, a = k1 x c = 1326.120 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1560.14) / 1560.14 = 0.00161

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

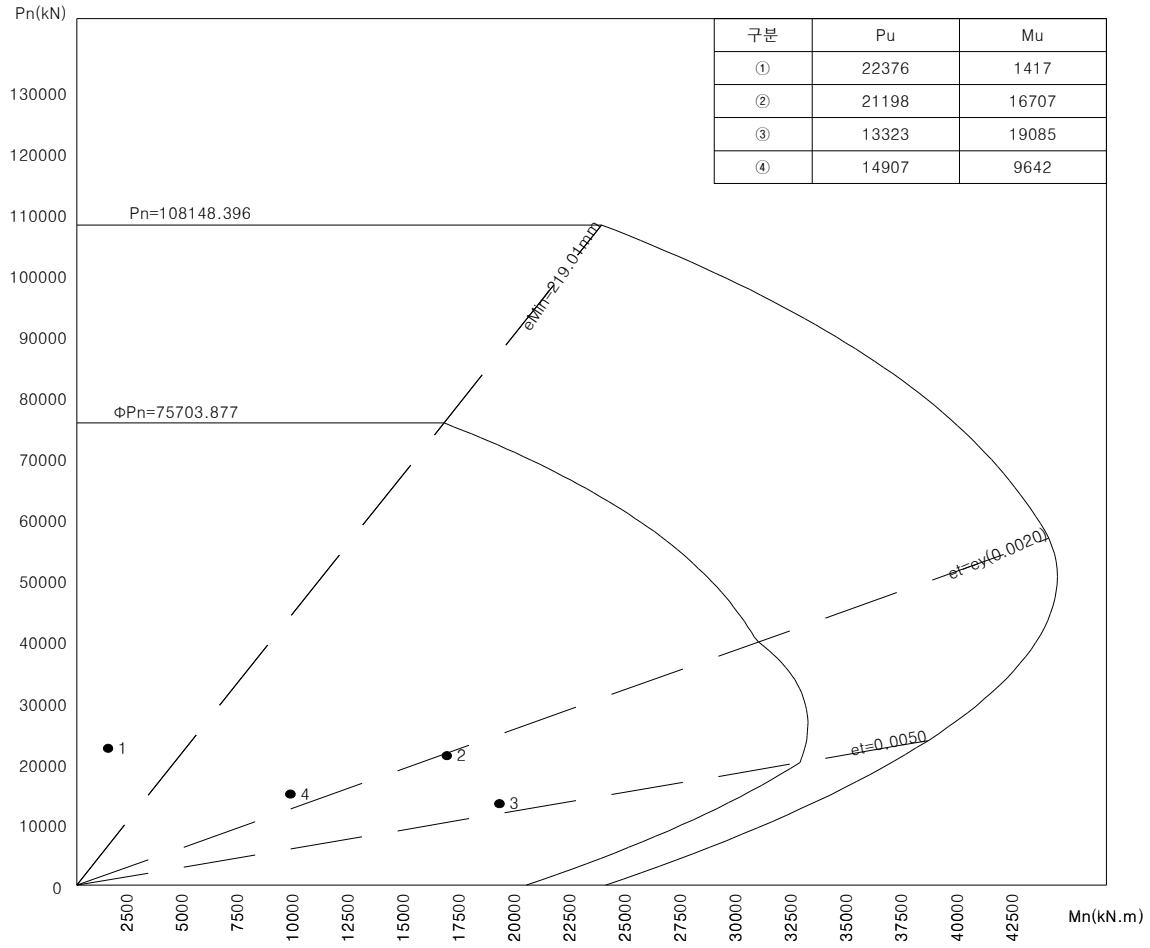
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108148.394 kN ≥ Pn = 65391.412 kN

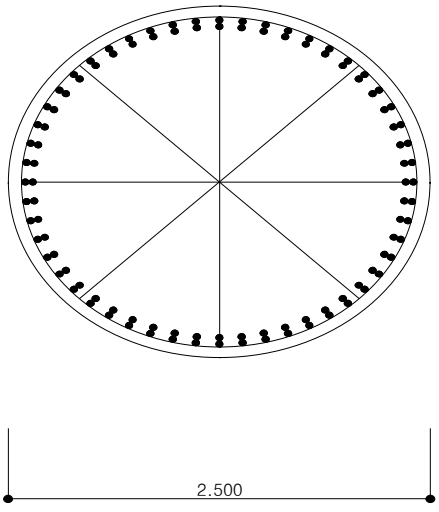
ΦPn = 0.70 x 65391.412 = 45773.988 kN ≥ Pu = 14907.400 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.647 = 29606.414 kN.m ≥ Mu = 9642.041 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	22376	1417
②	21198	16707
③	13323	19085
④	14907	9642



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2387.936 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 59753.200 mm²
Puse = 0.01217
1단 : H29-52Ea
2단 : H25-52Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-17320.160	-22376.400	495.600	495.600	0.000	0.00100	축력최대
ULB14	-16654.000	-16654.000	2731.800	10074.100	-698.900	0.01200	모멘트최대
ULB22	-13323.200	-13323.200	5578.610	28132.510	2523.200	0.01992	탄성설계
ULB22	-13323.200	-13323.200	2116.337	9634.303	2523.200	0.01992	소성설계
UEB14	-12657.040	-12657.100	2616.200	9958.500	-698.900	0.01200	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=3.000)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	0.012	0.060	O.K	75703.876	22376.400	495.600	3.383	O.K
모멘트최대	0.005	0.012	0.060	O.K	47345.108	16654.000	10290.194	2.843	O.K
탄성설계	0.005	0.012	0.060	O.K	16389.895	13323.200	28359.385	1.230	O.K
편심최대	0.005	0.012	0.060	O.K	44094.975	12657.100	10120.427	3.484	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2387.936	22376.400	495.600	22.148

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22376.400 x 0.00100 / (0.000 x 13.530)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.530 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.155 / 0.625

= 47.561 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.155 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 495.600

= 495.600 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 495.600

= 495.600 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01217

- 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 (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1482666.313 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1432.762 mm, ab = k1 x cb = 1217.847 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2374087.781 = 54485.315 kN, ∑Csi = 9231.284 kN, ∑Tsi = 6893.920 kN

Pb = 54485.315 + 9231.284 - 6893.920 = 56822.678 kN

Mb = Cc x -608.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43877.838 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 772.189 mm, e = Mu/Pu = 22.148 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3840.461 mm, a = k1 x c = 3264.392 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4909276.340 = 112667.892 kN

∑Csi = 19287.519 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 112667.892 + 19287.519 - 0.000 = 131955.411 kN

Mn = Cc x 1632.196 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2921.480 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=22.140)| = 0.0084 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 3840.461 mm, a = k1 x c = 3264.392 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-3840.46) / 3840.46 = -0.00113

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108148.394 kN < Pn = 131955.411 kN

ΦPn = 0.70 x 108148.394 = 75703.876 kN ≥ Pu = 22376.400 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.022 = 1676.715 kN.m ≥ Mu = 495.600 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, ULB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2387.936	16654.000	10290.194	617.881

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 16654.000 x 0.01200 / (698.900 x 13.530)

= 0.021

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.530 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.155 / 0.625

= 47.561 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.155 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.021)

= 1.021

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.021 x 2731.800

= 2790.398 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.021 x 10074.100

= 10290.194 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01217

- 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 (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1103498.542 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1432.762 mm, ab = k1 x cb = 1217.847 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2374087.781 = 54485.315 kN, ∑Csi = 9231.284 kN, ∑Tsi = 6893.920 kN

Pb = 54485.315 + 9231.284 - 6893.920 = 56822.678 kN

Mb = Cc x -608.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43877.838 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 772.189 mm, e = Mu/Pu = 617.881 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1594.370 mm, a = k1 x c = 1355.214 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2717201.634 = 62359.778 kN

∑Csi = 9930.849 kN, ∑Tsi = 4654.759 kN

Pn = 62359.778 + 9930.849 - 4654.759 = 67635.868 kN

Mn = Cc x 1151.775 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 41790.603 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=617.876)| = 0.0049 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1594.370 mm, a = k1 x c = 1355.214 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1594.37) / 1594.37 = 0.00152

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108148.394 kN ≥ Pn = 67635.868 kN

ΦPn = 0.70 x 67635.868 = 47345.108 kN ≥ Pu = 16654.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.618 = 29253.654 kN.m ≥ Mu = 10290.194 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2387.936	13323.200	28359.385	2128.572

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13323.200 x 0.01992 / (2523.200 x 13.530)

= 0.008

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.530 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.155 / 0.625

= 47.561 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.155 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 5578.610

= 5623.599 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.008 x 28132.510

= 28359.385 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01217

- 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 (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 882798.834 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1432.762 mm, ab = k1 x cb = 1217.847 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2374087.781 = 54485.315 kN, ∑Csi = 9231.284 kN, ∑Tsi = 6893.920 kN

Pb = 54485.315 + 9231.284 - 6893.920 = 56822.678 kN

Mb = Cc x -608.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43877.838 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 772.189 mm, e = Mu/Pu = 2128.572 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 775.323 mm, a = k1 x c = 659.024 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1034016.824 = 23730.686 kN

∑Csi = 6080.942 kN, ∑Tsi = 13421.734 kN

Pn = 23730.686 + 6080.942 - 13421.734 = 16389.895 kN

Mn = Cc x 1191.156 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34887.107 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2128.574)| = 0.0026 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108148.394 kN ≥ Pn = 16389.895 kN

ΦPn = 1.00 x 16389.895 = 16389.895 kN ≥ Pu = 13323.200 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.129 = 34887.064 kN.m ≥ Mu = 28359.385 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UEB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2387.936	12657.100	10120.427	799.585

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12657.100 x 0.01200 / (698.900 x 13.530)

= 0.016

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.530 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.155 / 0.625

= 47.561 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.155 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.016)

= 1.016

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.016 x 2616.200

= 2658.740 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.016 x 9958.500

= 10120.427 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01217

- 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 (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 838662.868 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1432.762 mm, ab = k1 x cb = 1217.847 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2374087.781 = 54485.315 kN, ∑Csi = 9231.284 kN, ∑Tsi = 6893.920 kN

Pb = 54485.315 + 9231.284 - 6893.920 = 56822.678 kN

Mb = Cc x -608.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43877.838 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 772.189 mm, e = Mu/Pu = 799.585 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1407.550 mm, a = k1 x c = 1196.418 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2320543.651 = 53256.477 kN

∑Csi = 9103.824 kN, ∑Tsi = 7241.583 kN

Pn = 53256.477 + 9103.824 - 7241.583 = 55118.718 kN

Mn = Cc x 1157.824 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 44072.188 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=799.587)| = 0.0016 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1407.550 mm, a = k1 x c = 1196.418 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1407.55) / 1407.55 = 0.00212

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

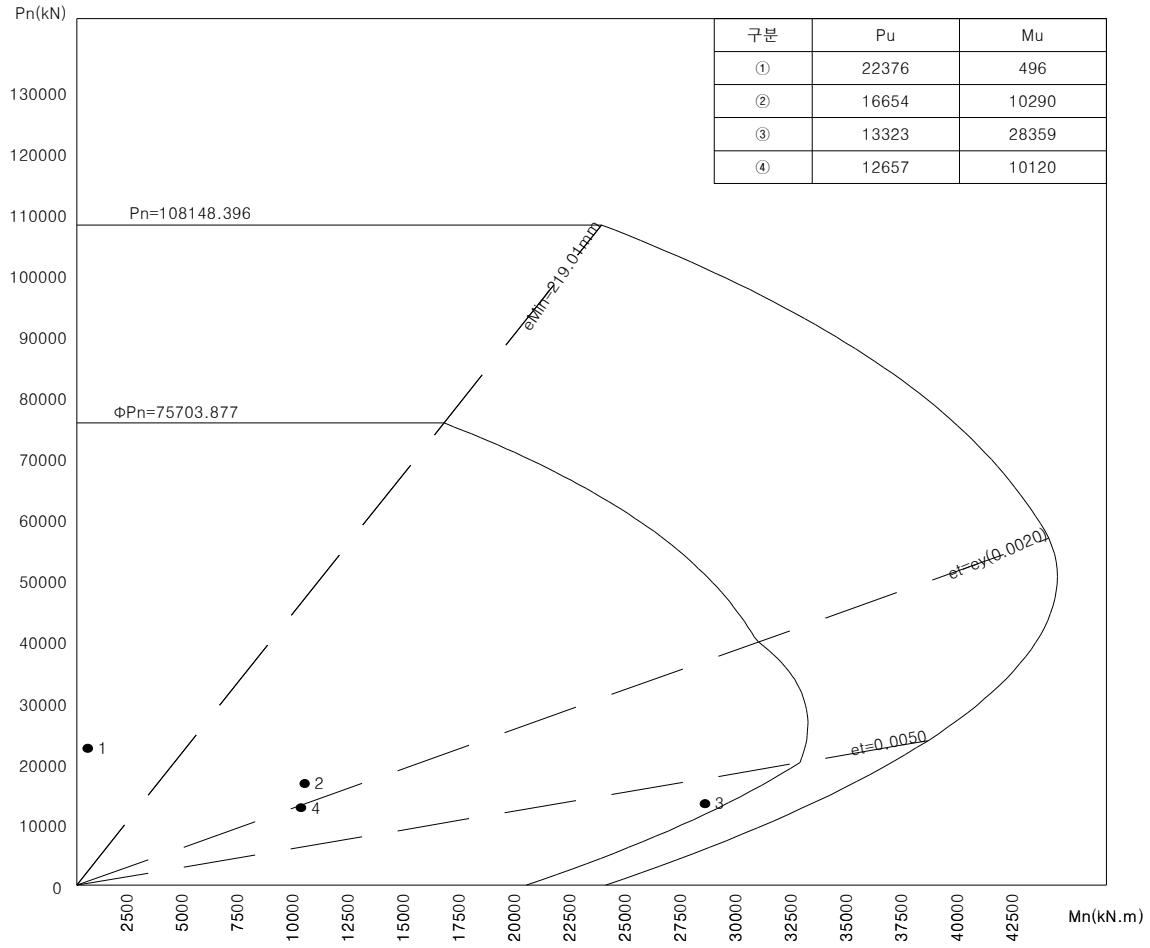
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108148.394 kN ≥ Pn = 55118.718 kN

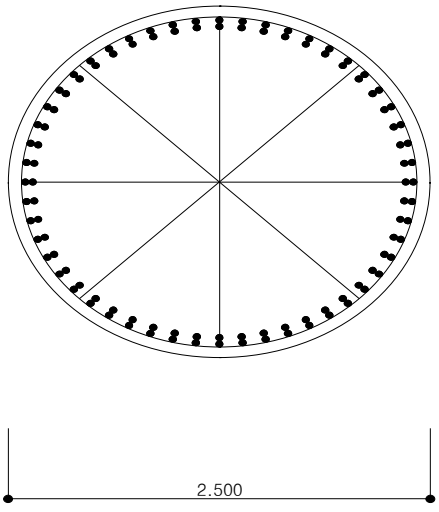
ΦPn = 0.80 x 55118.718 = 44094.975 kN ≥ Pu = 12657.100 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.800 = 35257.679 kN.m ≥ Mu = 10120.427 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	22376	496
②	16654	10290
③	13323	28359
④	12657	10120



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2387.936 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 59753.200 mm²
Puse = 0.01217
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
UL01	-22376.400	495.600	1416.700	1500.886	축력최대
UL14	-16654.000	10290.194	2440.800	10575.708	모멘트최대
UL22	-13323.200	28359.385	3403.337	28562.868	탄성설계
UL22	-13323.200	9711.999	-2843.175	10119.613	소성설계
UE14	-12657.100	10120.427	4233.434	10970.187	편심최대
UL02	-21197.800	496.800	16706.860	16714.245	모멘트최대
UE20	-14907.400	9144.490	9642.041	13288.741	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 3376.110 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 3376.110 x 1.008 = 3403.337 kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=3376.110) : [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	0.012	0.060	O.K	75703.876	22376.400	1500.886	3.383	O.K
모멘트최대	0.005	0.012	0.060	O.K	46404.579	16654.000	10575.708	2.786	O.K
탄성설계	0.005	0.012	0.060	O.K	16234.248	13323.200	28562.868	1.218	O.K
편심최대	0.005	0.012	0.060	O.K	40856.314	12657.100	10970.187	3.228	O.K
모멘트최대	0.005	0.012	0.060	O.K	39284.517	21197.800	16714.245	1.853	O.K
편심최대	0.005	0.012	0.060	O.K	35844.570	14907.400	13288.741	2.404	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=70.719도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2387.936	22376.400	1500.886	67.074

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01217

- 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 (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1482666.313 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1432.762 mm, ab = k1 x cb = 1217.847 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2374087.781 = 54485.315 kN, ∑Csi = 9231.284 kN, ∑Tsi = 6893.920 kN

Pb = 54485.315 + 9231.284 - 6893.920 = 56822.678 kN

Mb = Cc x -608.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43877.838 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 772.189 mm, e = Mu/Pu = 67.074 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2777.411 mm, a = k1 x c = 2360.799 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4801366.359 = 110191.358 kN

∑Csi = 15676.469 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 110191.358 + 15676.469 - 0.000 = 125867.827 kN

Mn = Cc x 1206.617 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8441.385 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=67.065)| = 0.0090 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2777.411 mm, a = k1 x c = 2360.799 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2777.41) / 2777.41 = -0.00041

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108148.394 kN < Pn = 125867.827 kN

ΦPn = 0.70 x 108148.394 = 75703.876 kN ≥ Pu = 22376.400 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.067 = 5077.800 kN.m ≥ Mu = 1500.886 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL014)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=13.344도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2387.936	16654.000	10575.708	635.025

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01217

- 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 (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1103498.542 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1432.762 mm, ab = k1 x cb = 1217.847 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2374087.781 = 54485.315 kN, ∑Csi = 9231.284 kN, ∑Tsi = 6893.920 kN

Pb = 54485.315 + 9231.284 - 6893.920 = 56822.678 kN

Mb = Cc x -608.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43877.838 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 772.189 mm, e = Mu/Pu = 635.025 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1573.828 mm, a = k1 x c = 1337.754 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2673679.691 = 61360.949 kN

∑Csi = 9835.792 kN, ∑Tsi = 4904.485 kN

Pn = 61360.949 + 9835.792 - 4904.485 = 66292.255 kN

Mn = Cc x 1152.333 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 42097.404 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=635.027)| = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1573.828 mm, a = k1 x c = 1337.754 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1573.83) / 1573.83 = 0.00157

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108148.394 kN ≥ Pn = 66292.255 kN

ΦPn = 0.70 x 66292.255 = 46404.579 kN ≥ Pu = 16654.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.635 = 29468.072 kN.m ≥ Mu = 10575.708 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=6.843도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2387.936	13323.200	28562.868	2143.844

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01217

- 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 (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 882798.834 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1432.762 mm, ab = k1 x cb = 1217.847 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2374087.781 = 54485.315 kN, ∑Csi = 9231.284 kN, ∑Tsi = 6893.920 kN

Pb = 54485.315 + 9231.284 - 6893.920 = 56822.678 kN

Mb = Cc x -608.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43877.838 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 772.189 mm, e = Mu/Pu = 2143.844 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 772.658 mm, a = k1 x c = 656.759 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1029030.179 = 23616.243 kN

∑Csi = 6065.417 kN, ∑Tsi = 13447.412 kN

Pn = 23616.243 + 6065.417 - 13447.412 = 16234.248 kN

Mn = Cc x 1191.330 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34803.775 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2143.849)| = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108148.394 kN ≥ Pn = 16234.248 kN

ΦPn = 1.00 x 16234.248 = 16234.248 kN ≥ Pu = 13323.200 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.144 = 34803.701 kN.m ≥ Mu = 28562.868 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=22.700도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2387.936	12657.100	10970.187	866.722

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01217

- 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 (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 838662.868 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1432.762 mm, ab = k1 x cb = 1217.847 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2374087.781 = 54485.315 kN, ∑Csi = 9231.284 kN, ∑Tsi = 6893.920 kN

Pb = 54485.315 + 9231.284 - 6893.920 = 56822.678 kN

Mb = Cc x -608.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43877.838 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 772.189 mm, e = Mu/Pu = 866.722 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1345.801 mm, a = k1 x c = 1143.931 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2189597.929 = 50251.272 kN

∑Csi = 8813.868 kN, ∑Tsi = 7994.748 kN

Pn = 50251.272 + 8813.868 - 7994.748 = 51070.392 kN

Mn = Cc x 1160.271 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 44264.184 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=866.729)| = 0.0069 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1345.801 mm, a = k1 x c = 1143.931 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1345.80) / 1345.80 = 0.00235

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108148.394 kN ≥ Pn = 51070.392 kN

ΦPn = 0.80 x 51070.392 = 40856.314 kN ≥ Pu = 12657.100 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.867 = 35411.065 kN.m ≥ Mu = 10970.187 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 21, UL002)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=88.297도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2387.936	21197.800	16714.245	788.490

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01217

- 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 (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1404571.959 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1432.762 mm, ab = k1 x cb = 1217.847 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2374087.781 = 54485.315 kN, ∑Csi = 9231.284 kN, ∑Tsi = 6893.920 kN

Pb = 54485.315 + 9231.284 - 6893.920 = 56822.678 kN

Mb = Cc x -608.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43877.838 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 772.189 mm, e = Mu/Pu = 788.490 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1417.901 mm, a = k1 x c = 1205.216 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2342522.152 = 53760.883 kN

∑Csi = 9156.701 kN, ∑Tsi = 7107.507 kN

Pn = 53760.883 + 9156.701 - 7107.507 = 55810.077 kN

Mn = Cc x 1157.434 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 44005.854 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=788.493)| = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1417.901 mm, a = k1 x c = 1205.216 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1417.90) / 1417.90 = 0.00208

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0021-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.704

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108148.394 kN ≥ Pn = 55810.077 kN

ΦPn = 0.70 x 55810.077 = 39284.517 kN ≥ Pu = 21197.800 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.788 = 30975.434 kN.m ≥ Mu = 16714.245 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 21, UE020)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=46.517도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2387.936	14907.400	13288.741	891.419

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01217

- 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 (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 987768.354 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1432.762 mm, ab = k1 x cb = 1217.847 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2374087.781 = 54485.315 kN, ∑Csi = 9231.284 kN, ∑Tsi = 6893.920 kN

Pb = 54485.315 + 9231.284 - 6893.920 = 56822.678 kN

Mb = Cc x -608.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43877.838 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 772.189 mm, e = Mu/Pu = 891.419 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1323.757 mm, a = k1 x c = 1125.193 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2142952.158 = 49180.752 kN

∑Csi = 8711.376 kN, ∑Tsi = 8242.699 kN

Pn = 49180.752 + 8711.376 - 8242.699 = 49649.429 kN

Mn = Cc x 1161.194 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 44258.038 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=891.411)| = 0.0083 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1323.757 mm, a = k1 x c = 1125.193 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1323.76) / 1323.76 = 0.00244

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.72 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0024-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.722

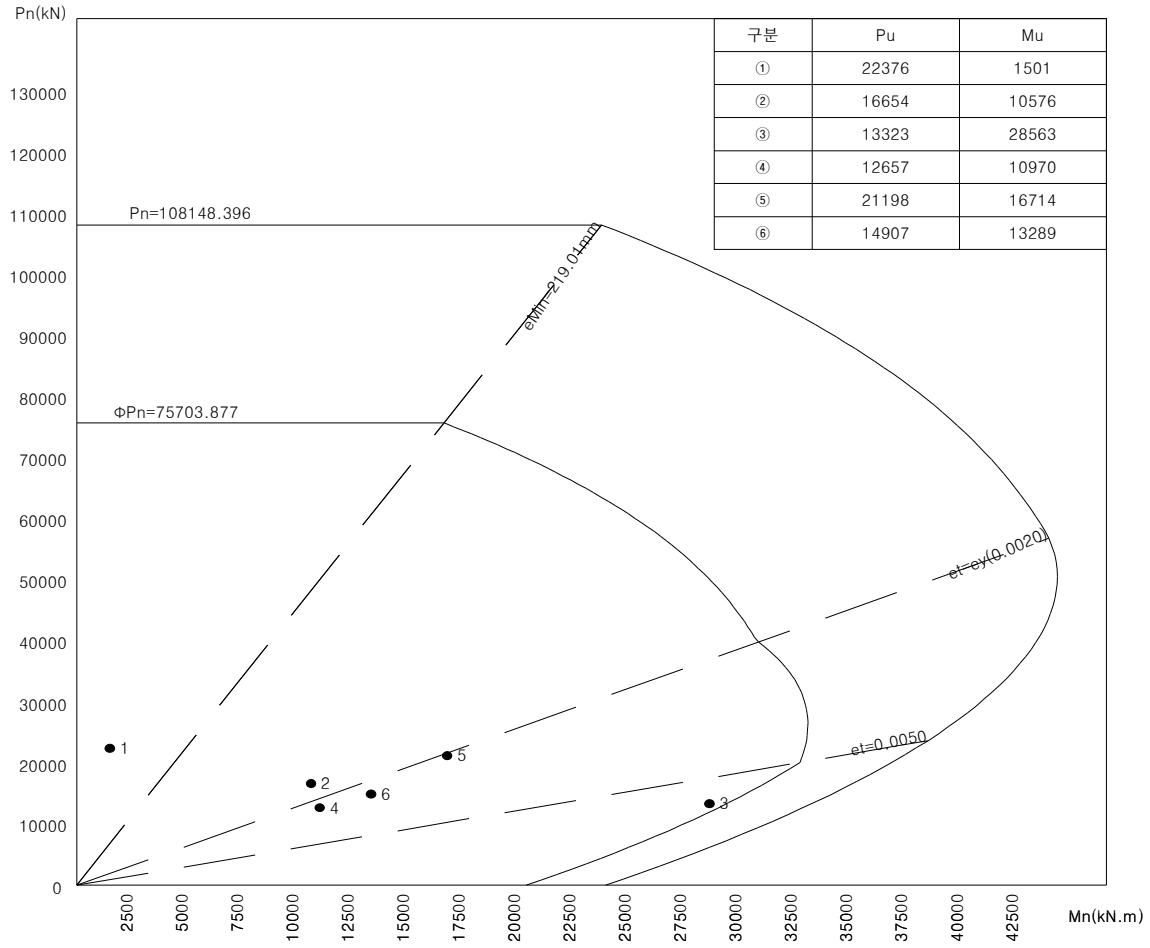
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108148.394 kN ≥ Pn = 49649.429 kN

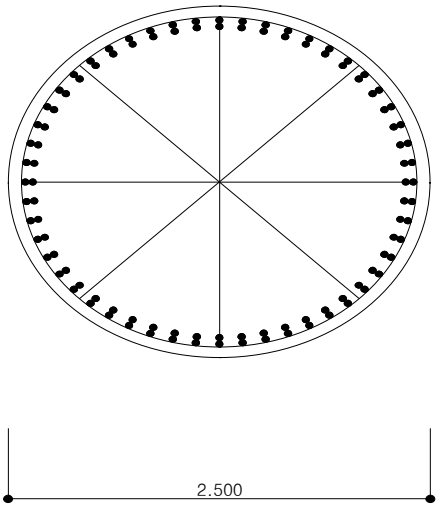
ΦPn = 0.72 x 49649.429 = 35844.570 kN ≥ Pu = 14907.400 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.891 = 31952.535 kN.m ≥ Mu = 13288.741 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	22376	1501
②	16654	10576
③	13323	28563
④	12657	10970
⑤	21198	16714
⑥	14907	13289



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2387.936 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

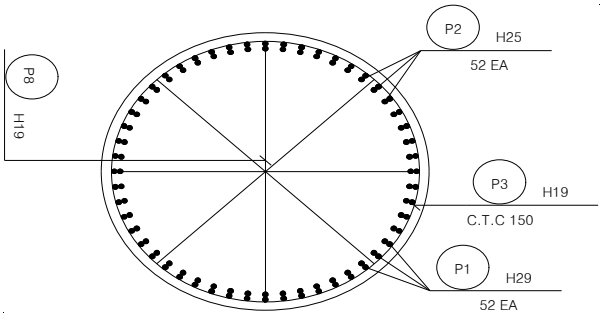
▣ 사용 철근

Ast = 59753.200 mm²
Puse = 0.01217
1단 : H29-52Ea
2단 : H25-52Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB14,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V = 698.900 kN
교축직각방향	V = 0.000 kN
합성전단력	V = 698.900 kN
축방향력	P = 16654.000 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 698.900 / 0.80 = 873.625 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 112.064 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 704.139 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 704.139

= 1954.139 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 16654.000 x 1000 / (14 x 4908738.521) } x √27.0
x 2500.000 x 1954.139

= 5256.126 kN

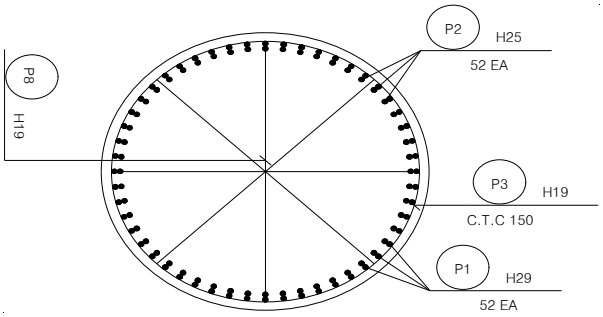
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2628.063 kN ≥ Vn ≤ Vc = 5256.126 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V = 2523.200 kN
교축직각방향	V = 698.760 kN
합성전단력	V = 2618.168 kN
축방향력	P = 13323.200 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 2618.168 / 1.00 = 2618.168 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 112.064 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 704.139 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 704.139

= 1954.139 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 13323.200 x 1000 / (14 x 4908738.521) } x √27.0 x 2500.000 x 1954.139

= 5051.068 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2525.534 kN < Vn ≤ Vc = 5051.068 ∴ 최소 전단 철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √27.0 x B x s / fy = 304.462 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 328.125 mm²

Av = MAX(Av1, Av2) = 328.125 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 150.0 mm, d = 1954.139 mm, fy = 400.0 MPa

사용철근량 : H19 x 2EA = 573.000 mm²

→ 573.000 mm² ≥ 328.125 mm² ∴ O.K

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450㎜ 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 2500.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 10905.0 / 6 = 1817.5 ㎜
∴ 2500.0 ㎜ = 2.500 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 = 2500.0 / 4 = 625.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 29.0 = 174.0 ㎜
∴ 174.0 ㎜ = 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 ㎜ 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1250.0 ㎜
∴ 1250.0 ㎜ = 1.250 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2500.0 / 4 = 625.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 625.0 ㎜ = 0.625 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	15675.000	488.800	4460.500	18339.000	67854.300	5438.100	축력최대
SV002	15126.700	181.300	-6473.100	17790.700	65825.590	6110.500	모멘트최대
SV011	15126.700	181.300	-6473.100	17790.700	65825.590	6110.500	편심최대
SV022	13323.200	1714.940	18588.400	15987.200	59152.640	22018.280	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.200 x 7.400 x 2.000 x 25.000 = 2664.000 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 7.400 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV005	67854.300	5438.100	18339.000	12.478	0.297	1.233	O.K
SV002	65825.590	6110.500	17790.700	10.773	0.343	1.233	O.K
SV011	65825.590	6110.500	17790.700	10.773	0.343	1.233	O.K
SV022	59152.640	22018.280	15987.200	2.687	1.377	2.467	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.400m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SV005	18339.000	11003.400	488.800	22.511	1.500	O.K
SV002	17790.700	10674.420	181.300	58.877	1.500	O.K
SV011	17790.700	10674.420	181.300	58.877	1.500	O.K
SV022	15987.200	9592.320	1714.940	5.593	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV005	18339.000	62416.200	0.297	426.957	261.444	1000.000	O.K
SV002	17790.700	59715.090	0.343	426.899	240.920	1000.000	O.K
SV011	17790.700	59715.090	0.343	426.899	240.920	1000.000	O.K
SV022	15987.200	37134.360	1.377	637.302	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.400m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SV005, SV002, SV011

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SV022

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}}(m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√(7.200 x 7.400) / 0.3)^-¾) = 304.279 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 7.400 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.200 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

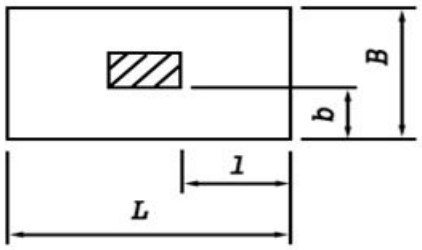
β = ⁴√{(3 x 304.279) / (27804000.000 x 2.000³)} = 0.045 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.450,2.350) = 2.450

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 3.700

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.600



βλ = 0.045 x 2.450 = 0.110 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	22376.400	235.600	1152.900	25839.600	95606.520	1624.100	축력최대
UL002	21197.800	235.600	-11798.300	24661.000	91245.700	11327.100	모멘트최대
UE021	14907.400	611.100	9449.200	17438.200	64521.340	10671.400	편심최대
UL022	13323.200	1714.940	18588.400	15987.200	59152.640	22018.280	지진시
SV005	15675.000	488.800	4460.500	18339.000	67854.300	5438.100	축력최대
SV002	15126.700	181.300	-6473.100	17790.700	65825.590	6110.500	모멘트최대
SV011	15126.700	181.300	-6473.100	17790.700	65825.590	6110.500	편심최대
SV022	13323.200	1714.940	18588.400	15987.200	59152.640	22018.280	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.200 x 7.400 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.400 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
UL001	25839.600	93982.420	0.063	3669.789	3313.887	7.400
UL002	24661.000	79918.600	0.459	4573.667	2091.468	7.400
UE021	17438.200	53849.940	0.612	3525.768	1187.259	7.400
UL022	15987.200	37134.360	1.377	4588.573	0.000	6.968
SV005	18339.000	62416.200	0.297	3074.091	1882.396	7.400
SV002	17790.700	59715.090	0.343	3073.670	1734.627	7.400
SV011	17790.700	59715.090	0.343	3073.670	1734.627	7.400
SV022	15987.200	37134.360	1.377	4588.573	0.000	6.968

註) B : 기초의 폭원 (7.400m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SV005, SV002, SV011, UL001, UL002, UE021

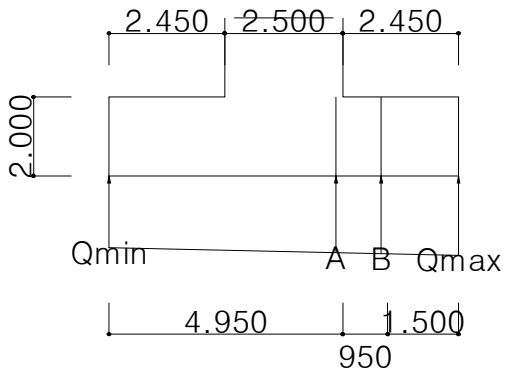
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SV022, UL022

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 2.000 x 7.200 x 25.000 = 540.000 kN

Ma = 2.592 x 2.000 x 7.200 x 25.000 x 2.592/2 = 1209.324 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.592^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.592^2 x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SV005	3074.091	2656.675	2832.531	4429.966	9859.185	3889.966	8649.862
SV002	3073.670	2604.643	2802.243	4406.935	9799.981	3866.935	8590.658
SV011	3073.670	2604.643	2802.243	4406.935	9799.981	3866.935	8590.658
SV022	4588.573	2881.752	3600.829	6142.052	13502.878	5602.052	12293.555

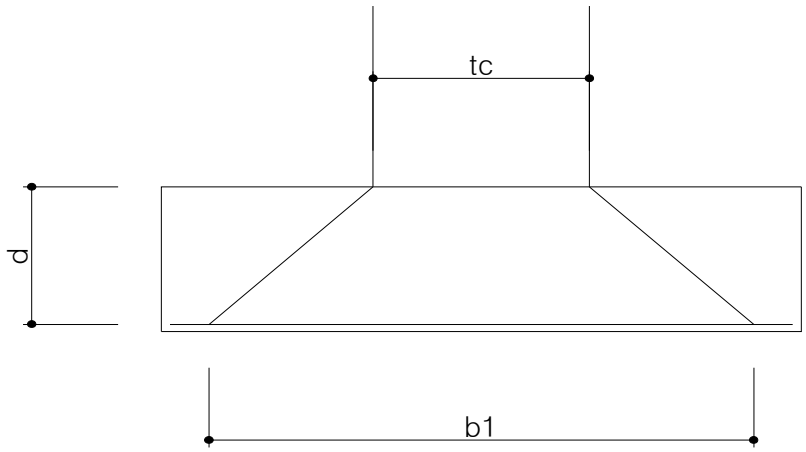
※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
UL001	3669.789	3545.127	3597.647	5450.577	12188.083	4748.577	10615.962
UL002	4573.667	3704.227	4070.519	6483.139	14390.458	5781.139	12818.337
UE021	3525.768	2706.658	3051.746	4933.136	10926.680	4420.136	9777.823
UL022	4588.573	2881.752	3600.829	6142.052	13502.878	5602.052	12293.555

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

④ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



b = tc + 2·d ≤ B
= 6300.00 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 (= 26143.395 ㎟ , 기초단면 검토 참조)
β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 7.400/7.200 = 1.028)
As,m = 2 / (1 + 1.028) x 26143.395 = 25785.266 ㎟
→ 유효폭내에 배치된 철근량은 28917.255 ㎟ 이므로 위 조건에 만족한다.
: 사용철근 = D29 - 30EA, D25 - 29EA ∴ 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)
7200.00	2000.00	1900.00	100.00	12818.34	5781.14

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 31668.100 x 400.00 = 12667240.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7200.000 = 165240.000 x a

T = C 이므로, a = 76.660 mm, c = 76.660 / β1 = 76.660 / 0.85 = 90.188 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 90.188) / 90.188 = 0.06020

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 20099.994 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 31668.1 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.576]

1단 : H29 - 28.0 EA, H25 - 27.0 EA (= 31668.1 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7200.0 x 1200.0 = 12960.000 mm²

As,req = 20099.994 mm²

ρmin = Max(20099.994, 12960.000) / bd = 0.00147

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00231

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 76.660 mm

ΦMn = 0.85 x 31668.100 x 400 x (1900.00 - a/2) = 20044.889 kN.m

≥ Mu (= 12818.337 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.564]

* 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 7200.00 x 1900.00 = 9477.782 kN

≥ Vu (= 5781.139 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H29 - 30.0 EA, H25 - 29.0 EA

    H22 - 59.0 EA = 56805.200 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7400.0 = 22200.0 ㎟ < 56805.2 ㎟

    (56805.200 / 7.400) = 7676.378 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H29 - 30.0 EA, H25 - = 22838.900 ㎟

    필요철근량 : 300.000 x 7.400 = 2220.000 ㎟ < 22838.900 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 8649.862 \times 1000000 / [31668.100 \times (1900.000 - 312.641/3)]$

  $= 152.101$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x31668.100/7200.0 + 7x31668.100/7200.0 \times \sqrt{[(1 + 2x7200.0x1900.0/(7x31668.100)]}$

  $= 312.641$ ㎜

  사용철근량 = 31668.1 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

  1단 : H29 - 28.0 EA, H25 - 27.0 EA (= 31668.1 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 ㎜

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

  Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 152.10) - 2.5 x 85.50 = 304.00 ㎜

  300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 152.10) = 414.20 ㎜

  Sa는 작은 값인 304.00 ㎜ 를 적용

  S = 7200.00 / 55.0 EA = 130.91 ≤ Sa (= 304.00 ㎜) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	15675.000	488.100	7261.100	18339.000	66020.400	8237.300	축력최대
SVB14	13323.200	559.100	8059.300	15987.200	57553.920	9177.500	모멘트최대
SVB14	13323.200	559.100	8059.300	15987.200	57553.920	9177.500	편심최대
SVB22	13323.200	2523.200	28132.510	15987.200	57553.920	33178.910	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 7.200 \times 7.400 \times 2.000 \times 25.000 = 2664.000$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 7.200$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.000$ m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB16	66020.400	8237.300	18339.000	8.015	0.449	1.200	O.K
SVB14	57553.920	9177.500	15987.200	6.271	0.574	1.200	O.K
SVB14	57553.920	9177.500	15987.200	6.271	0.574	1.200	O.K
SVB22	57553.920	33178.910	15987.200	1.735	2.075	2.400	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.200m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$S.F = Mr/Mo \geq 2.00$ (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SVB16	18339.000	11003.400	488.100	22.543	1.500	O.K
SVB14	15987.200	9592.320	559.100	17.157	1.500	O.K
SVB14	15987.200	9592.320	559.100	17.157	1.500	O.K
SVB22	15987.200	9592.320	2523.200	3.802	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB16	18339.000	57783.100	0.449	473.037	215.364	1000.000	O.K
SVB14	15987.200	48376.420	0.574	443.602	156.518	1000.000	O.K
SVB14	15987.200	48376.420	0.574	443.602	156.518	1000.000	O.K
SVB22	15987.200	24375.010	2.075	944.663	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.200m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SVB16, SVB14, SVB14

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SVB22

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	22376.400	0.000	495.600	25839.600	93022.560	495.600	축력최대
ULB14	16654.000	698.900	10074.100	19984.000	71942.400	11471.900	모멘트최대
UEB14	12657.100	698.900	9958.500	15187.900	54676.440	11356.300	편심최대
ULB22	13323.200	2523.200	28132.510	15987.200	57553.920	33178.910	지진시
SVB16	15675.000	488.100	7261.100	18339.000	66020.400	8237.300	축력최대
SVB14	13323.200	559.100	8059.300	15987.200	57553.920	9177.500	모멘트최대
SVB14	13323.200	559.100	8059.300	15987.200	57553.920	9177.500	편심최대
SVB22	13323.200	2523.200	28132.510	15987.200	57553.920	33178.910	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.200 x 7.400 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.200 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB01	25839.600	92526.960	0.019	3646.194	3531.472	7.200
ULB14	19984.000	60470.500	0.574	4103.322	1447.789	7.200
UEB14	15187.900	43320.140	0.748	3423.817	795.044	7.200
ULB22	15987.200	24375.010	2.075	6990.508	0.000	4.574
SVB16	18339.000	57783.100	0.449	3500.475	1593.692	7.200
SVB14	15987.200	48376.420	0.574	3282.655	1158.234	7.200
SVB14	15987.200	48376.420	0.574	3282.655	1158.234	7.200
SVB22	15987.200	24375.010	2.075	6990.508	0.000	4.574

註) B : 기초의 폭원 (7.200m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SVB16, SVB14, SVB14, ULB01, ULB14, UEB14

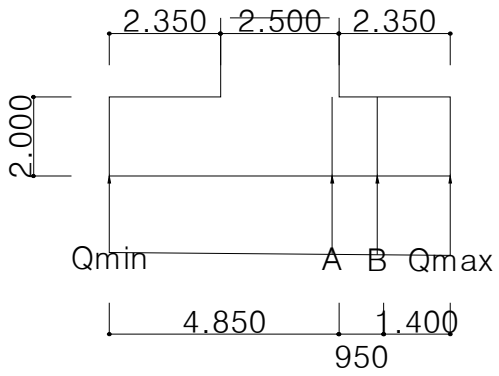
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SVB22, ULB22

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.400 x 2.000 x 7.400 x 25.000 = 518.000 kN

Ma = 2.492 x 2.000 x 7.400 x 25.000 x 2.492/2 = 1148.862 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.492^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.492^2 x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB16	3500.475	2840.516	3129.711	4641.130	10186.021	4123.130	9037.159
SVB14	3282.655	2547.369	2869.573	4306.560	9431.720	3788.560	8282.859
SVB14	3282.655	2547.369	2869.573	4306.560	9431.720	3788.560	8282.859
SVB22	6990.508	3181.928	4850.856	8288.955	17763.830	7770.955	16614.969

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB01	3646.194	3606.488	3623.887	5089.057	11280.454	4415.657	9786.933
ULB14	4103.322	3184.212	3586.968	5383.203	11789.657	4735.703	10353.580
UEB14	3423.817	2513.970	2912.667	4435.539	9689.360	3943.439	8597.941
ULB22	6990.508	3181.928	4850.856	8288.955	17763.830	7770.955	16614.969

※ 계수단면력 = 지반반력에 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)
7400.00	2000.00	1900.00	100.00	16614.97	7770.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33966.300 x 400.00 = 13586520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7400.000 = 169830.000 x a

T = C 이므로, a = 80.001 mm, c = 80.001 / β1 = 80.001 / 0.85 = 94.118 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 94.118) / 94.118 = 0.05756

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 26143.395 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33966.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.299]

1단 : H29 - 30.0 EA, H25 - 29.0 EA (= 33966.3 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7400.0 x 1200.0 = 13320.000 mm²

As,req = 26143.395 mm²

ρmin = Max(26143.395, 13320.000) / bd = 0.00186

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00242

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.001 mm

ΦMn = 0.85 x 33966.300 x 400 x (1900.00 - a/2) = 21480.284 kN.m

≥ Mu (= 16614.969 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.293]

* 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 7400.00 x 1900.00 = 9741.054 kN

≥ Vu (= 7770.955 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H29 - 28.0 EA, H25 - 27.0 EA

    H22 - 28.0 EA = 42506.900 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7200.0 = 21600.0 ㎟ < 42506.9 ㎟

    (42506.900 / 7.200) = 5903.736 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H29 - 28.0 EA, H25 - = 10838.800 ㎟

    필요철근량 : 300.000 x 7.200 = 2160.000 ㎟ < 10838.800 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 9037.159 \times 1000000 / [33966.300 \times (1900.000 - 318.765/3)]$

  $= 148.328$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x33966.300/7400.0 + 7x33966.300/7400.0 \times \sqrt{[(1 + 2x7400.0x1900.0/(7x33966.300)]}$

  = 318.765 ㎜

  사용철근량 = 33966.3 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

  1단 : H29 - 30.0 EA, H25 - 29.0 EA (= 33966.3 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 ㎜

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

  Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 148.33) - 2.5 x 85.50 = 317.17 ㎜

  300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 148.33) = 424.73 ㎜

  Sa는 작은 값인 317.17 ㎜ 를 적용

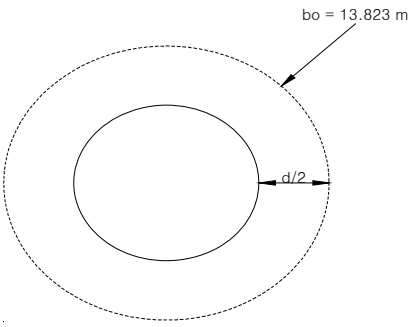
  S = 7400.00 / 59.0 EA = 125.42 ≤ Sa (= 317.17 ㎜) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -22376.4 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 13.823 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 13.823 x 1.900
= 68235.134 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 1.900)/(2 · 13.823)) x √(27) x 13.823 x 1.900
= 85272.079 kN

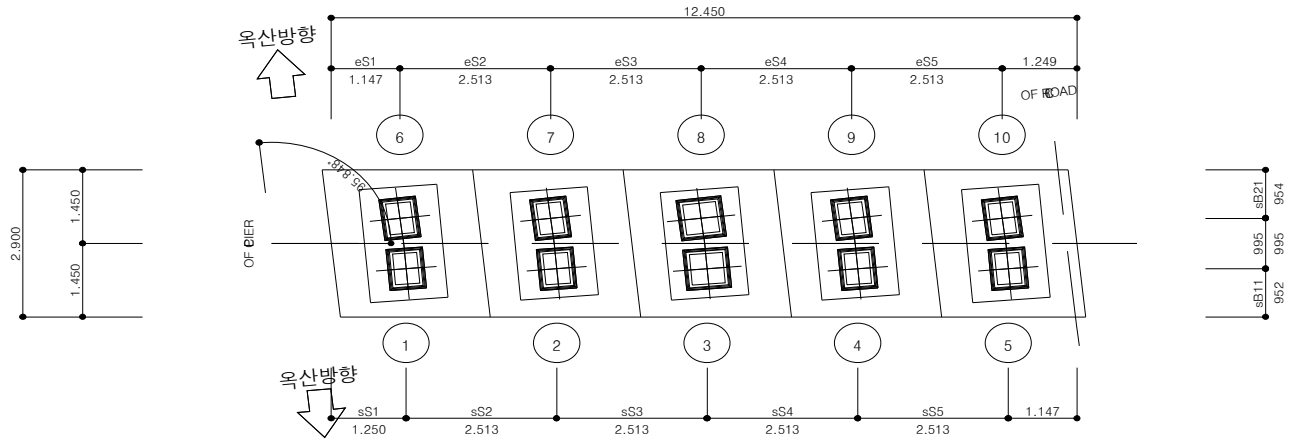
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 13.823 x 1.900
= 45490.09 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.80 x 45490.090 = 36392.072 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 34.987 = 374.933 ㎜

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 35.198 = 375.989 ㎜

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	374.933	610.000	410.000	630.158	O.K
2	374.933	610.000	410.000	630.195	O.K
3	374.933	600.000	550.000	629.221	O.K
4	374.933	610.000	410.000	630.248	O.K
5	374.933	610.000	410.000	630.273	O.K
6	375.989	610.000	410.000	626.266	O.K
7	375.989	610.000	410.000	626.297	O.K
8	375.989	600.000	550.000	622.923	O.K
9	375.989	610.000	410.000	626.359	O.K
10	375.989	610.000	410.000	626.389	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 84.2° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 5.85°

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

$= (200 + 1.67 \times 105.067 + 6.66 \times 16.754) \times (1 + 0.000125 \times 5.85^2)$

$= 489.123$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1458 - 0 - 50 = 1408$ mm ≥ 489 mm $\therefore$ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1460.375	O.K	258.822	228.930	O.K
SHOE 2	1750.000	1186.010	O.K	258.822	227.040	O.K
SHOE 3	1750.000	1059.980	O.K	258.822	225.070	O.K
SHOE 4	1750.000	1010.312	O.K	258.822	225.050	O.K
SHOE 5	1750.000	957.236	O.K	258.822	227.210	O.K
SHOE 6	1750.000	1672.375	O.K	258.822	228.900	O.K
SHOE 7	1750.000	1358.060	O.K	258.822	227.020	O.K
SHOE 8	1750.000	1212.730	O.K	258.822	225.070	O.K
SHOE 9	1750.000	1146.232	O.K	258.822	224.960	O.K
SHOE 10	1750.000	1077.896	O.K	258.822	227.100	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1460.375	172.128	107.090	1361.626	1860.280	
2	1186.010	170.707	107.278	1361.626	1866.603	
3	1059.980	169.226	176.517	1501.610	1856.571	
4	1010.312	169.211	107.278	1361.603	1866.538	
5	957.236	170.835	107.150	1361.591	1757.282	
6	1672.375	172.105	106.955	1363.685	1757.282	
7	1358.060	170.692	107.150	1363.667	1866.730	
8	1212.730	169.226	176.517	1503.648	1856.697	
9	1146.232	169.143	107.113	1363.630	1866.664	
10	1077.896	170.752	106.955	1363.612	1859.275	

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	2334.487	4369.200	O.K	2217.585	3574.800	O.K
2	2067.661	4369.200	O.K	1913.779	3376.200	O.K
3	1948.220	4369.200	O.K	2130.655	3376.200	O.K
4	1893.524	4369.200	O.K	1718.559	3376.200	O.K
5	1852.451	4369.200	O.K	1658.875	3574.800	O.K
6	2536.042	4369.200	O.K	2452.388	3574.800	O.K
7	2231.243	4369.200	O.K	2104.235	3376.200	O.K
8	2094.625	4369.200	O.K	2296.415	3376.200	O.K
9	2022.505	4369.200	O.K	1868.662	3376.200	O.K
10	1966.879	4369.200	O.K	1791.856	3574.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	956.266	5759.400	O.K	594.946	5759.400	O.K
2	948.371	5759.400	O.K	595.990	5759.400	O.K
3	940.142	5759.400	O.K	980.650	5759.400	O.K
4	940.058	5759.400	O.K	595.990	5759.400	O.K
5	949.081	5759.400	O.K	595.280	5759.400	O.K
6	956.140	5759.400	O.K	594.194	5759.400	O.K
7	948.287	5759.400	O.K	595.280	5759.400	O.K
8	940.142	5759.400	O.K	980.650	5759.400	O.K
9	939.683	5759.400	O.K	595.071	5759.400	O.K
10	948.622	5759.400	O.K	594.194	5759.400	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1460.375 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

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

  $= 0.000010 \times 25.0 \times 35.0$

  $= 0.008747$ m

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

  $= 4793.000 \times 0.008747$

  $= 41.923$ kN/m

  Hx1 = 41.923 / 1.15 = 36.455 kN

  Hx2 = 228.930 / 1.33 = 172.128 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 172.128 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 142.430 / 1.33 = 107.090 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 107.090 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 951.626 mm b2y = 1250.280 mm

bcx = 2 x b2x = 1903.253 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2500.560 mm > 5 x b1y = 2050.000 mm

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

$= 1/4 \times (1 - 610.000/1903.253) \times 1460.375 \times 10^3 / 180.000$

$= 1378.221$ mm²

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

$= 1/4 \times (1 - 410.000/2050.000) \times 1460.375 \times 10^3 / 180.000$

$= 1622.639$ mm²

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

$= 172.128 \times 10^3 / 180.000$

$= 956.266$ mm²

Asy2 = Hy/fsa

$= 107.090 \times 10^3 / 180.000$

$= 594.946$ mm²

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 1250.280 = 1860.280 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 410.000 + 951.626 = 1361.626 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 1622.639 + 594.946 = 2217.585 mm²

  Bxo = 1860.280 mm 범위내에서 H16 - 18 EA

  As = 198.600 x 18 = 3574.800 mm² ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 1378.221 + 956.266 = 2334.487 mm²

  Byo = 1361.626 mm 범위내에서 H16 - 22 EA

  As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm² ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 107.090 x 10^3 / 180.000 = 594.946 mm²

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm² ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 172.128 x 10^3 / 180.000 = 956.266 mm²

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm² ∴ O.K

교각 P1(오창방향)

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

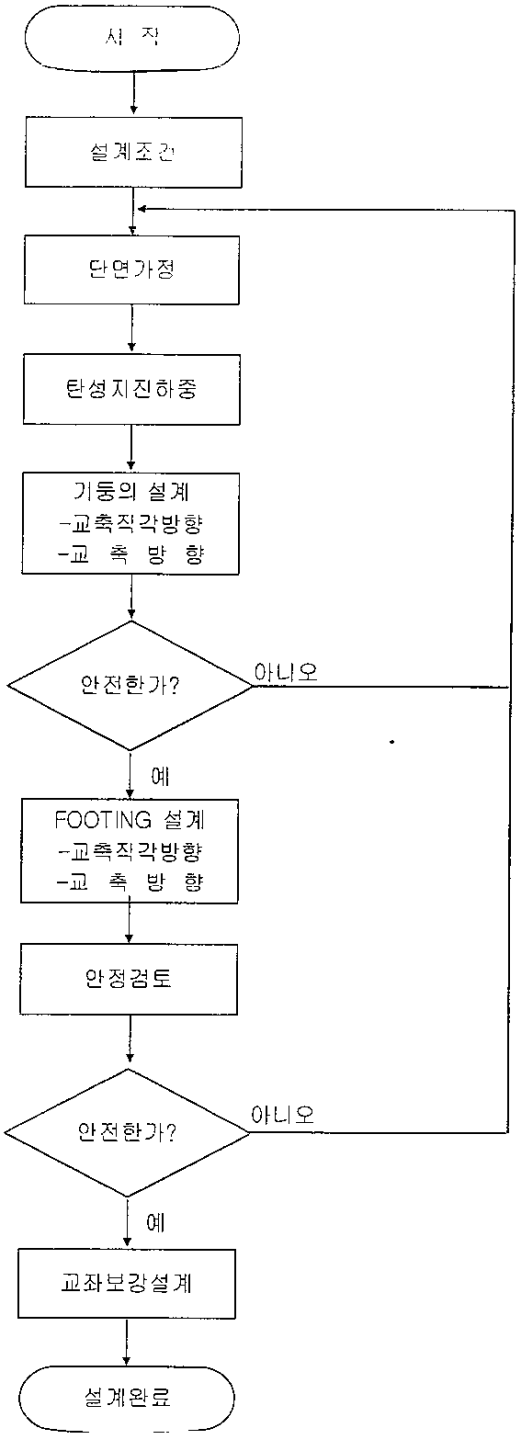
9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
12.1 받침 연단거리 검토
12.2 최소 받침지지 길이 검토
12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
12.4 교량받침 보강 철근 검토
12.5 교량받침 하면 보강
12.6 교량받침 콘크리트 보강

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

▣ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	58037.725	5298.096	10.95	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9949.324	341.295	29.15	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1000.000	398.094	2.51	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	58037.725	31422.318	1.85	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9949.324	1878.870	5.30	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1500.000	850.306	1.76	1.00	O.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	74418.082	18906.964	3.94	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	11024.901	546.109	20.19	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1000.000	571.076	1.75	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	67157.938	42618.247	1.58	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9949.324	1923.710	5.17	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1500.000	1067.152	1.41	1.00	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.020	22750.796	83341.353	3.663	O.K
	모멘트최대	0.020	17006.821	64018.396	3.764	O.K
	탄성설계	0.020	13605.457	23488.192	1.726	O.K
	편심최대	0.020	12925.184	62678.627	4.849	O.K
교축직각방향	축력최대	0.020	22750.796	83341.353	3.663	O.K
	모멘트최대	0.020	20017.511	31140.900	1.556	O.K
	탄성설계	0.020	13605.457	15182.741	1.116	O.K
	편심최대	0.020	15165.969	26252.160	1.731	O.K
합성부재력	축력최대	0.020	22750.796	83341.353	3.663	O.K
	모멘트최대	0.020	17006.821	31827.335	1.871	O.K
	탄성설계	0.020	13605.457	14560.399	1.070	O.K
	편심최대	0.020	12925.184	26258.810	2.032	O.K
	모멘트최대	0.020	20017.511	31089.225	1.553	O.K
	편심최대	0.020	15165.969	25413.467	1.676	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	3250.0	100.0	28175.925	42996.000	-	-	1.526	O.K
	우측내민보	3250.0	100.0	30992.315	42996.000	-	-	1.387	O.K
	좌측내민보수	2900.0	100.0	2063.866	7466.200	1960.917	7057.002	3.599	O.K
	우측내민보수	2900.0	100.0	2061.281	7466.200	1958.466	7057.002	3.603	O.K
	교량받침6	1694.2	100.0	157.591	42996.000	80.442	20065.419	249.439	O.K
	교량받침1	1707.9	100.0	189.640	4496.800	103.636	2437.661	23.521	O.K
	교량받침7	2835.1	100.0	11692.603	42996.000	10366.267	36743.658	3.545	O.K
	교량받침2	2848.8	100.0	11516.539	42996.000	10265.766	36943.471	3.599	O.K
	교량받침9	3108.5	100.0	12328.120	42996.000	12067.424	40739.563	3.376	O.K
	교량받침4	3094.8	100.0	12027.011	42996.000	11720.490	40539.751	3.459	O.K
	교량받침10	2212.9	100.0	636.588	42996.000	436.907	27648.457	63.282	O.K
	교량받침5	2199.3	100.0	345.928	42996.000	235.914	27448.645	116.350	O.K
기초	교축방향	2100.0	100.0	22665.509	40029.300	15224.627	26633.790	1.749	O.K
	교직-지점부	2100.0	100.0	35484.884	44325.600	23596.736	29309.764	1.242	O.K

■ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	118.664	180.000	120.833	449.887	O.K
	우측내민보	138.281	180.000	120.833	355.744	O.K
	좌측내민보수평	97.087	180.000	203.125	597.376	O.K
	우측내민보수평	96.966	180.000	203.125	598.391	O.K
	교량받침6	2.578	180.000	120.833	24442.013	O.K
	교량받침1	45.234	180.000	414.286	1392.763	O.K
	교량받침7	65.627	180.000	120.833	959.966	O.K
	교량받침2	64.866	180.000	120.833	971.229	O.K
	교량받침9	74.902	180.000	120.833	837.621	O.K
	교량받침4	72.132	180.000	120.833	873.399	O.K
	교량받침10	7.052	180.000	120.833	8933.699	O.K
	교량받침5	3.768	180.000	120.833	16721.528	O.K
기초	교축방향	101.542	180.000	102.532	556.795	O.K
	교직-지점부	167.341	180.000	101.449	256.845	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식 : T형 교각
2) 상 부 형 식 : PSC BEAM
3) 교 량 등 급 : 1 등교
4) 기 초 형 식 : 직접기초

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 = 50
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 42.386 ° : 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력 : C = 0.24 kN/m²
4) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 600 kN/m²
5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.6 ; tanΦb = 0.60, Cb = 0:암과 콘크리트
6) 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]

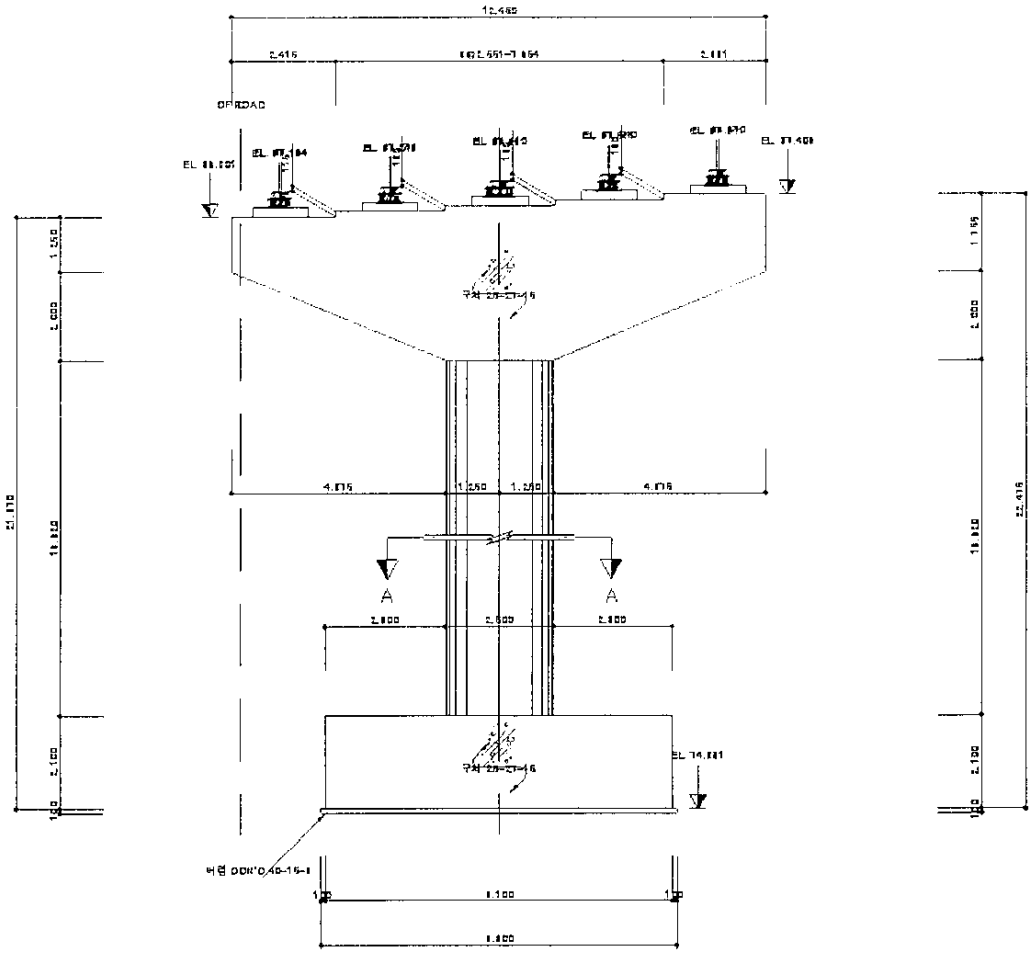
3.5 설 계 방 법

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) 구조설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	887.924	322.171	338.752	40.012
2	841.863	289.020	264.157	93.246
3	842.248	247.095	177.865	183.145
4	892.159	183.672	86.029	260.493
5	997.931	135.647	34.241	319.418
6	875.173	322.171	338.752	40.012
7	823.226	289.020	264.157	93.246
8	819.555	247.095	177.865	183.145
9	862.978	183.672	86.029	260.493
10	965.793	135.647	34.241	319.418
계	8808.850	2355.210	1802.088	1792.628

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 12.625 / 4.440 = 2.843 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (12.625 / 4.440)] x 4.440 = 15.2 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 15.235 kN/m

P1 = 15.235 x (35.093 + 34.986) / 2 x sin88.0

= 533.514 kN

작용위치 h = 4.440/2 + 0.430 + 0.625 = 3.275 m

작용모멘트 My = Ph x h = 533.514 x 3.275 = 1747.26 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.250 x 2.900 = 28.275 kN

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 100.754 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 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 (35.093 + 34.986)/2 x sin88.0 = 52.528 kN

작용위치 h = 2.932 + 1.500 + 0.625 = 5.057 m

작용모멘트 My = Ph x h = 52.528 x 5.057 = 265.635 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

δ = α x ΔT x L 0.000010 x 25.0 x 35.0 = 0.00875 m

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \qquad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

Ph = 3 x 27804000 x 1.91748 x 1EA x 0.00875 / 19.870³ x sin88.0

= 178.216 kN

② 탄성받침의 전단변형을 유발하는 수평력

교량받침의 개수 : N = 10 EA

탄성받침의 전단탄성계수 : kh = 4793.00 kN/m

Ph = kh x δ x N = 4793.00 x 0.00875 x 10 x sin88.0

= 418.977 kN

∴ 수평력은 ①,②중 작은값 178.216 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 178.216 x (0.430 + 1.250/2) = 188.018 kN.m

5.5 원심하중 (CF)

CF = 0.79 x V² / R (%)

= 0.79 x 100.000² / 1025.000

= 7.707 %

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h). R : 곡선반경 (m)

작용위치 h = 2.932 + 1.800 + 0.625 = 5.357 m

작용수평력 Pcf = 7.707 x 2355.210 / 100 = 181.524 kN

작용모멘트 My = Pcf x h = 181.524 x 5.357 = 972.417 kN.m

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	1793.430	3745.530	0.07386	624.050	4280.500	0.04170
	하중경우 2	기둥 1	697.200	1863.720	0.02321	1794.880	13127.890	0.13041
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	1878.870	27416.790	0.00000	678.670	12417.260	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	700.370	10370.440	0.00000	1923.710	36804.550	0.00000

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00								1.00	

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,크라프,건조수축,제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00								1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30
ULB26	1.20				1.20					

향이며. 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.

ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

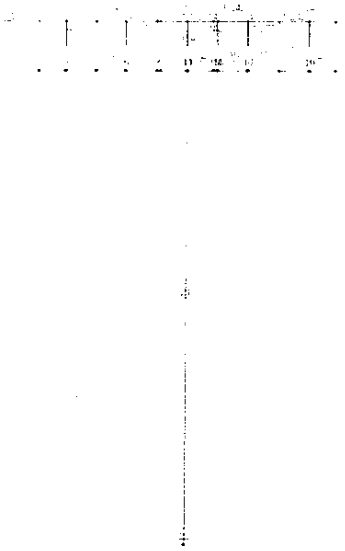
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00								1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30
UEB26	0.90				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	19.245	7	4.966	19.245	13	7.333	19.245	19	11.311	19.245
2	1.105	19.245	8	4.975	19.245	14	7.475	19.245	20	11.345	19.245
3	1.139	19.245	9	5.117	19.245	15	7.518	19.245	21	12.450	19.245
4	2.415	19.245	10	6.208	19.245	16	8.760	19.245	22	6.225	0.000
5	3.657	19.245	11	6.225	19.245	17	8.794	19.245			
6	3.691	19.245	12	6.242	19.245	18	10.069	19.245			

6.3 단면 제원

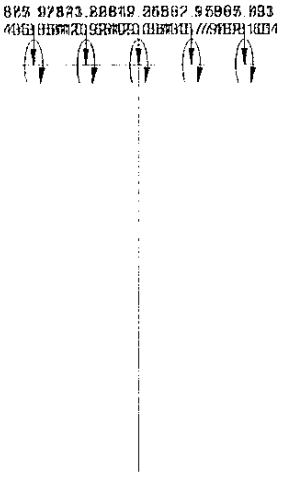
구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.900	1.250	3.625	2.540521	0.472005	1
②	2.900	1.694	4.913	3.442914	1.174781	2
③	2.900	1.708	4.953	3.471368	1.204149	3
④	2.900	1.755	5.089	3.566891	1.306316	21
⑤	2.900	2.199	6.377	4.469284	2.569759	20
⑥	2.900	2.213	6.418	4.497738	2.619154	19
⑦	2.900	2.336	6.774	4.747725	3.080600	4
⑧	2.900	2.582	7.488	5.247700	4.159925	18
⑨	2.900	2.835	8.221	5.761901	5.506504	5
⑩	2.900	2.849	8.262	5.790355	5.588485	6
⑪	2.900	3.095	8.976	6.290330	7.164712	17
⑫	2.900	3.108	9.013	6.316751	7.255374	16
⑬	2.900	3.361	9.747	6.830952	9.175343	7

⑭	2.900	3.495	10.136	7.103296	10.317115	8~14
⑮	2.900	3.608	10.463	7.332959	11.350535	15
16	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥상단
17	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥하단

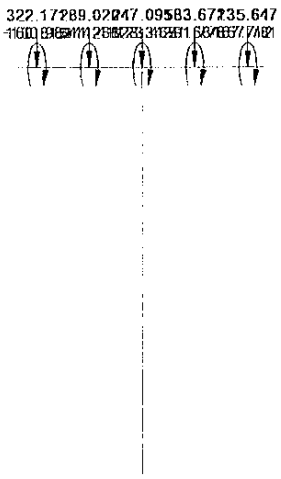
6.4 하중재하도

1) 연직하중

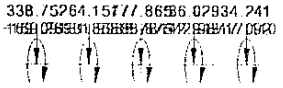
① 고정하중 (D)



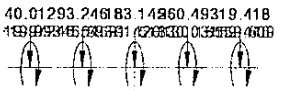
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



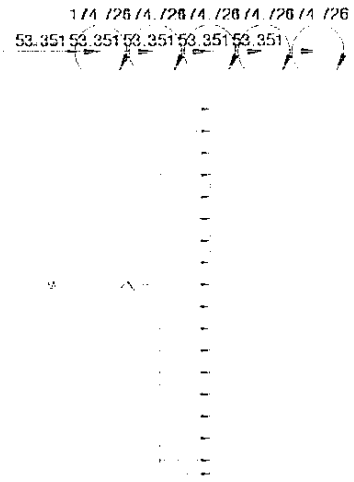
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



2) 수평하중

1 교축직각 방향

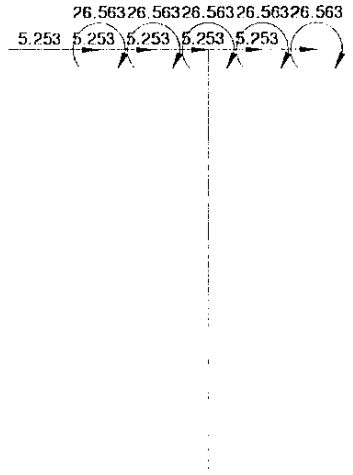
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 533.514/10EA = 53.351 kN

M = 1747.258/10EA = 174.726 kN

㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

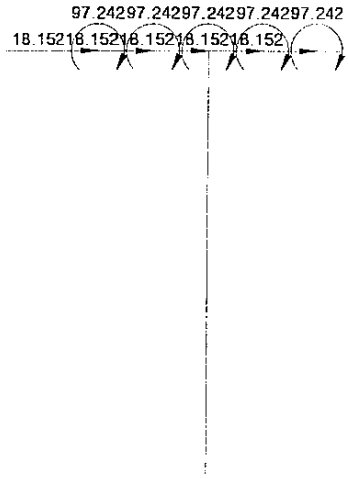


P = 52.528/10EA = 5.253 kN

M = 265.635/10EA = 26.563 kN

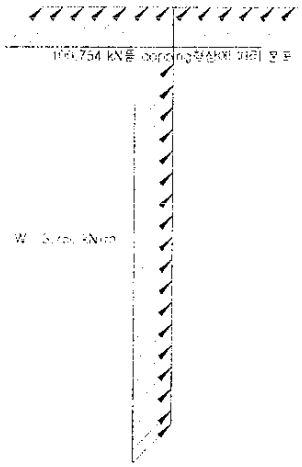
다. 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

라. 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.

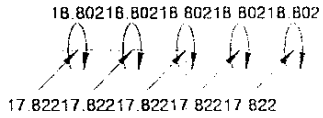


(2) 교축 방향

가. 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



나 온도하중 (G-L01) : P = 178.216 / 10EA = 17.822 kN M = 188.018 / 10EA = 18.802 kN.m



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11565.876	1773.906	0.000	-13605.457	1773.906	0.000	
L1	-2355.210	-2440.782	0.000	-2355.210	-2440.782	0.000	
L2	-1802.088	-4016.476	0.000	-1802.088	-4016.476	0.000	
L3	-1792.628	3705.433	0.000	-1792.628	3705.433	0.000	
W-TR	0.000	3221.956	-561.789	0.000	13076.809	-624.114	
WL	0.000	403.522	-52.528	0.000	1276.544	-52.528	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	13127.890	1794.880	0.000	36804.550	1923.710	
CF	0.000	1448.918	-181.524	0.000	4465.846	-181.524	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11565.876	59.901	0.000	-13605.457	59.901	0.000	
L1	-2355.210	0.605	0.000	-2355.210	0.605	0.000	
L2	-1802.088	0.467	0.000	-1802.088	0.467	0.000	
L3	-1792.628	0.459	0.000	-1792.628	0.459	0.000	
W-LO	0.000	-264.479	100.754	0.000	-2456.931	163.079	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	-655.835	178.216	0.000	-3617.785	178.216	
E-LO	0.000	3745.530	1793.430	0.000	27416.790	1878.870	
CF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11330.203	4302.413	-12643.234	-4718.017	
L1	-3408.258	1222.382	-1614.264	-638.638	
L2	-3468.986	1205.818	-522.037	-240.540	
L3	-588.804	266.516	-3304.454	-1159.822	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	698.904	0.000	-698.904	0.000	
WL	106.254	0.000	-106.254	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	
CF	388.967	0.000	-388.967	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-61.878	993.099	-95.715	1885.216	-5328.099	3128.308
L1	0.000	322.171	-10.954	644.342	-1633.407	933.362
L2	0.000	338.752	-11.518	677.504	-1717.473	941.661
L3	0.000	40.012	-1.360	80.024	-202.861	173.270
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	174.726	0.000	349.452	0.000	524.178	0.000
WL	26.564	0.000	53.127	0.000	79.691	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
CF	97.242	0.000	194.483	0.000	291.725	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-5434.581	3977.177	-6165.834	-4368.593	-6046.773	-3497.970
L1	-1665.141	1222.382	-702.928	-638.638	-687.459	-454.966
L2	-1749.489	1205.818	-178.787	-240.540	-173.533	-154.511
L3	-208.752	266.516	-1649.388	-1159.822	-1618.810	-899.329
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	698.904	0.000	-698.904	0.000	-524.178	0.000
WL	106.254	0.000	-106.254	0.000	-79.691	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
CF	388.967	0.000	-388.967	0.000	-291.725	0.000

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-123.638	-2127.544	-84.231	-1156.313
L1	-4.612	-271.294	0.000	-135.647
L2	-1.164	-68.482	0.000	-34.241
L3	-10.860	-638.836	0.000	-319.418
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-349.452	0.000	-174.726	0.000
WL	-53.127	0.000	-26.564	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
CF	-194.483	0.000	-97.242	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-13921.086	782.042	-181.524	-15960.667	3798.971	-181.524	
SV002	-13367.964	-793.652	-181.524	-15407.545	2223.276	-181.524	
SV003	-13358.504	6928.257	-181.524	-15398.085	9945.186	-181.524	
SV004	-11565.876	4995.862	-561.789	-13605.457	14850.715	-624.114	
SV005	-13921.086	2796.542	-514.947	-15960.667	11613.919	-546.109	
SV006	-13367.964	1220.848	-514.947	-15407.545	10038.225	-546.109	
SV007	-13358.504	8942.757	-514.947	-15398.085	17760.134	-546.109	
SV008	-13921.086	782.042	-181.524	-15960.667	3798.971	-181.524	
SV009	-13921.086	782.042	-181.524	-15960.667	3798.971	-181.524	
SV010	-13367.964	-793.652	-181.524	-15407.545	2223.276	-181.524	
SV011	-13367.964	-793.652	-181.524	-15407.545	2223.276	-181.524	
SV012	-13358.504	6928.257	-181.524	-15398.085	9945.186	-181.524	
SV013	-13358.504	6928.257	-181.524	-15398.085	9945.186	-181.524	
SV014	-11565.876	4995.862	-561.789	-13605.457	14850.715	-624.114	
SV015	-11565.876	4995.862	-561.789	-13605.457	14850.715	-624.114	
SV016	-13921.086	2796.542	-514.947	-15960.667	11613.919	-546.109	
SV017	-13921.086	2796.542	-514.947	-15960.667	11613.919	-546.109	
SV018	-13367.964	1220.848	-514.947	-15407.545	10038.225	-546.109	
SV019	-13367.964	1220.848	-514.947	-15407.545	10038.225	-546.109	
SV020	-13358.504	8942.757	-514.947	-15398.085	17760.134	-546.109	
SV021	-13358.504	8942.757	-514.947	-15398.085	17760.134	-546.109	
SV022	-11565.876	14901.796	1794.880	-13605.457	38578.456	1923.710	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-13921.086	60.506	0.000	-15960.667	60.506	0.000	
SVB02	-13367.964	60.368	0.000	-15407.545	60.368	0.000	
SVB03	-13358.504	60.360	0.000	-15398.085	60.360	0.000	
SVB04	-11565.876	-204.578	100.754	-13605.457	-2397.030	163.079	
SVB05	-13921.086	-71.734	50.377	-15960.667	-1167.960	81.539	
SVB06	-13367.964	-71.872	50.377	-15407.545	-1168.098	81.539	
SVB07	-13358.504	-71.880	50.377	-15398.085	-1168.106	81.539	
SVB08	-13921.086	-595.329	178.216	-15960.667	-3557.279	178.216	
SVB09	-13921.086	716.341	-178.216	-15960.667	3678.291	-178.216	
SVB10	-13367.964	-595.467	178.216	-15407.545	-3557.417	178.216	
SVB11	-13367.964	716.203	-178.216	-15407.545	3678.153	-178.216	
SVB12	-13358.504	-595.475	178.216	-15398.085	-3557.425	178.216	
SVB13	-13358.504	716.195	-178.216	-15398.085	3678.145	-178.216	
SVB14	-11565.876	-860.413	278.970	-13605.457	-6014.815	341.295	
SVB15	-11565.876	451.257	-77.462	-13605.457	1220.755	-15.137	
SVB16	-13921.086	-727.569	228.593	-15960.667	-4785.745	259.755	
SVB17	-13921.086	584.101	-127.839	-15960.667	2449.825	-96.677	
SVB18	-13367.964	-727.707	228.593	-15407.545	-4785.883	259.755	
SVB19	-13367.964	583.963	-127.839	-15407.545	2449.687	-96.677	
SVB20	-13358.504	-727.715	228.593	-15398.085	-4785.891	259.755	
SVB21	-13358.504	583.955	-127.839	-15398.085	2449.679	-96.677	
SVB22	-11565.876	3805.431	1793.430	-13605.457	27476.691	1878.870	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-14349.494	5524.795	-14646.465	-5356.655	
SV002	-14410.221	5508.231	-13554.238	-4958.557	
SV003	-11530.040	4568.929	-16336.654	-5877.839	
SV004	-10631.299	4302.413	-13342.138	-4718.017	
SV005	-13893.788	5524.795	-15102.171	-5356.655	
SV006	-13954.515	5508.231	-14009.944	-4958.557	
SV007	-11074.334	4568.929	-16792.360	-5877.839	
SV008	-14349.494	5524.795	-14646.465	-5356.655	
SV009	-14349.494	5524.795	-14646.465	-5356.655	
SV010	-14410.221	5508.231	-13554.238	-4958.557	
SV011	-14410.221	5508.231	-13554.238	-4958.557	
SV012	-11530.040	4568.929	-16336.654	-5877.839	
SV013	-11530.040	4568.929	-16336.654	-5877.839	
SV014	-10631.299	4302.413	-13342.138	-4718.017	
SV015	-10631.299	4302.413	-13342.138	-4718.017	
SV016	-13893.788	5524.795	-15102.171	-5356.655	

SV017	-13893.788	5524.795	-15102.171	-5356.655	
SV018	-13954.515	5508.231	-14009.944	-4958.557	
SV019	-13954.515	5508.231	-14009.944	-4958.557	
SV020	-11074.334	4568.929	-16792.360	-5877.839	
SV021	-11074.334	4568.929	-16792.360	-5877.839	
SV022	-11330.203	4302.413	-12643.234	-4718.017	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-61.878	1315.270	87.815	2529.558	-6767.023	4061.670
SV002	-61.878	1331.851	87.251	2562.720	-6851.089	4069.969
SV003	-61.878	1033.111	97.408	1965.240	-5336.477	3301.578
SV004	112.848	993.099	253.737	1885.216	-4978.647	3128.308
SV005	149.290	1315.270	315.668	2529.558	-6539.170	4061.670
SV006	149.290	1331.851	315.104	2562.720	-6623.236	4069.969
SV007	149.290	1033.111	325.261	1965.240	-5108.624	3301.578
SV008	-61.878	1315.270	87.815	2529.558	-6767.023	4061.670
SV009	-61.878	1315.270	87.815	2529.558	-6767.023	4061.670
SV010	-61.878	1331.851	87.251	2562.720	-6851.089	4069.969
SV011	-61.878	1331.851	87.251	2562.720	-6851.089	4069.969
SV012	-61.878	1033.111	97.408	1965.240	-5336.477	3301.578
SV013	-61.878	1033.111	97.408	1965.240	-5336.477	3301.578
SV014	112.848	993.099	253.737	1885.216	-4978.647	3128.308
SV015	112.848	993.099	253.737	1885.216	-4978.647	3128.308
SV016	149.290	1315.270	315.668	2529.558	-6539.170	4061.670
SV017	149.290	1315.270	315.668	2529.558	-6539.170	4061.670
SV018	149.290	1331.851	315.104	2562.720	-6623.236	4069.969
SV019	149.290	1331.851	315.104	2562.720	-6623.236	4069.969
SV020	149.290	1033.111	325.261	1965.240	-5108.624	3301.578
SV021	149.290	1033.111	325.261	1965.240	-5108.624	3301.578
SV022	-61.878	993.099	-95.715	1885.216	-5328.099	3128.308

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-6807.997	5199.559	-7257.728	-5007.231	-7025.957	-3952.936
SV002	-6892.345	5182.995	-6733.587	-4609.133	-6512.031	-3652.481
SV003	-5351.608	4243.693	-8204.188	-5528.415	-7957.308	-4397.299
SV004	-4910.403	3977.177	-6864.738	-4368.593	-6570.951	-3497.970
SV005	-6466.218	5199.559	-7713.434	-5007.231	-7367.737	-3952.936
SV006	-6550.565	5182.995	-7189.293	-4609.133	-6853.811	-3652.481
SV007	-5009.828	4243.693	-8659.894	-5528.415	-8299.088	-4397.299
SV008	-6807.997	5199.559	-7257.728	-5007.231	-7025.957	-3952.936
SV009	-6807.997	5199.559	-7257.728	-5007.231	-7025.957	-3952.936
SV010	-6892.345	5182.995	-6733.587	-4609.133	-6512.031	-3652.481
SV011	-6892.345	5182.995	-6733.587	-4609.133	-6512.031	-3652.481
SV012	-5351.608	4243.693	-8204.188	-5528.415	-7957.308	-4397.299
SV013	-5351.608	4243.693	-8204.188	-5528.415	-7957.308	-4397.299
SV014	-4910.403	3977.177	-6864.738	-4368.593	-6570.951	-3497.970
SV015	-4910.403	3977.177	-6864.738	-4368.593	-6570.951	-3497.970
SV016	-6466.218	5199.559	-7713.434	-5007.231	-7367.737	-3952.936
SV017	-6466.218	5199.559	-7713.434	-5007.231	-7367.737	-3952.936
SV018	-6550.565	5182.995	-7189.293	-4609.133	-6853.811	-3652.481
SV019	-6550.565	5182.995	-7189.293	-4609.133	-6853.811	-3652.481
SV020	-5009.828	4243.693	-8659.894	-5528.415	-8299.088	-4397.299
SV021	-5009.828	4243.693	-8659.894	-5528.415	-8299.088	-4397.299
SV022	-5434.581	3977.177	-6165.834	-4368.593	-6046.773	-3497.970

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-322.733	-2398.838	-181.473	-1291.960
SV002	-319.285	-2196.026	-181.473	-1190.554
SV003	-328.981	-2766.380	-181.473	-1475.731
SV004	-473.090	-2127.544	-258.957	-1156.313
SV005	-550.586	-2398.838	-295.399	-1291.960
SV006	-547.138	-2196.026	-295.399	-1190.554
SV007	-556.834	-2766.380	-295.399	-1475.731
SV008	-322.733	-2398.838	-181.473	-1291.960
SV009	-322.733	-2398.838	-181.473	-1291.960
SV010	-319.285	-2196.026	-181.473	-1190.554
SV011	-319.285	-2196.026	-181.473	-1190.554
SV012	-328.981	-2766.380	-181.473	-1475.731
SV013	-328.981	-2766.380	-181.473	-1475.731
SV014	-473.090	-2127.544	-258.957	-1156.313
SV015	-473.090	-2127.544	-258.957	-1156.313
SV016	-550.586	-2398.838	-295.399	-1291.960
SV017	-550.586	-2398.838	-295.399	-1291.960
SV018	-547.138	-2196.026	-295.399	-1190.554
SV019	-547.138	-2196.026	-295.399	-1190.554
SV020	-556.834	-2766.380	-295.399	-1475.731
SV021	-556.834	-2766.380	-295.399	-1475.731
SV022	-123.638	-2127.544	-84.231	-1156.313

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-20099.340	-1058.011	-235.981	-22750.796	2863.997	-235.981	
UL002	-18910.128	-4445.753	-235.981	-21561.584	-523.745	-235.981	
UL003	-18889.789	12156.352	-235.981	-21541.245	16078.359	-235.981	
UL004	-15035.638	6494.621	-730.326	-17687.094	19305.930	-811.348	
UL005	-18097.411	3635.504	-669.431	-20748.867	15098.095	-709.942	
UL006	-17378.353	1587.102	-669.431	-20029.809	13049.692	-709.942	
UL007	-17366.055	11625.584	-669.431	-20017.511	23088.174	-709.942	
UL008	-18097.411	1016.654	-235.981	-20748.867	4938.662	-235.981	
UL009	-18097.411	1016.654	-235.981	-20748.867	4938.662	-235.981	
UL010	-17378.353	-1031.748	-235.981	-20029.809	2890.259	-235.981	
UL011	-17378.353	-1031.748	-235.981	-20029.809	2890.259	-235.981	
UL012	-17366.055	9006.734	-235.981	-20017.511	12928.741	-235.981	
UL013	-17366.055	9006.734	-235.981	-20017.511	12928.741	-235.981	
UL014	-14457.345	6244.828	-702.236	-17006.821	18563.394	-780.142	
UL015	-14457.345	6244.828	-702.236	-17006.821	18563.394	-780.142	
UL016	-17401.357	3495.677	-643.684	-19950.834	14517.399	-682.637	
UL017	-17401.357	3495.677	-643.684	-19950.834	14517.399	-682.637	
UL018	-16709.955	1526.060	-643.684	-19259.431	12547.781	-682.637	
UL019	-16709.955	1526.060	-643.684	-19259.431	12547.781	-682.637	
UL020	-16698.130	11178.446	-643.684	-19247.606	22200.168	-682.637	
UL021	-16698.130	11178.446	-643.684	-19247.606	22200.168	-682.637	
UL022	-11565.876	14901.796	1794.880	-13605.457	38578.456	1923.710	
UL023	-18097.411	1016.654	-235.981	-20748.867	4938.662	-235.981	
UL024	-17378.353	-1031.748	-235.981	-20029.809	2890.259	-235.981	
UL025	-17366.055	9006.734	-235.981	-20017.511	12928.741	-235.981	
UL026	-13879.051	5995.035	-674.147	-16326.549	17820.858	-748.937	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-16629.577	-1590.182	-235.981	18669.159	2331.825	-235.981	
UE002	-15440.365	-4977.925	-235.981	-17479.946	-1055.917	-235.981	
UE003	-15420.026	11624.180	-235.981	-17459.607	15546.187	-235.981	
UE004	-11565.876	5962.449	-730.326	-13605.457	18773.758	-811.348	
UE005	-14627.649	3103.332	-669.431	-16667.230	14565.923	-709.942	
UE006	-13908.590	1054.930	-669.431	-15948.172	12517.521	-709.942	
UE007	-13896.292	11093.412	-669.431	-15935.874	22556.002	-709.942	
UE008	-14627.649	484.482	-235.981	-16667.230	4406.490	-235.981	
UE009	-14627.649	484.482	-235.981	-16667.230	4406.490	-235.981	
UE010	-13908.590	-1563.920	-235.981	-15948.172	2358.087	-235.981	
UE011	-13908.590	-1563.920	-235.981	-15948.172	2358.087	-235.981	
UE012	-13896.292	8474.562	-235.981	-15935.874	12396.569	-235.981	
UE013	-13896.292	8474.562	-235.981	-15935.874	12396.569	-235.981	
UE014	-10987.582	5712.656	-702.236	-12925.184	18031.222	-780.142	
UE015	-10987.582	5712.656	-702.236	-12925.184	18031.222	-780.142	
UE016	-13931.594	2963.505	-643.684	-15869.197	13985.227	-682.637	
UE017	-13931.594	2963.505	-643.684	-15869.197	13985.227	-682.637	
UE018	-13240.192	993.888	-643.684	-15177.794	12015.609	-682.637	
UE019	-13240.192	993.888	-643.684	-15177.794	12015.609	-682.637	
UE020	-13228.367	10646.274	-643.684	-15165.969	21667.996	-682.637	
UE021	-13228.367	10646.274	-643.684	-15165.969	21667.996	-682.637	
UE022	-11565.876	6149.869	1794.880	-13605.457	14042.089	1923.710	
UE023	-14627.649	484.482	-235.981	-16667.230	4406.490	-235.981	
UE024	-13908.590	-1563.920	-235.981	-15948.172	2358.087	-235.981	
UE025	-13896.292	8474.562	-235.981	-15935.874	12396.569	-235.981	
UE026	-10409.288	5462.863	-674.147	-12244.911	17288.686	-748.937	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-20099.340	79.172	0.000	-22750.796	79.172	0.000	
ULB02	-18910.128	78.875	0.000	-21561.584	78.875	0.000	
ULB03	-18889.789	78.858	0.000	-21541.245	78.858	0.000	
ULB04	-15035.638	-265.952	130.980	-17687.094	-3116.140	212.003	
ULB05	-18097.411	-93.254	65.490	-20748.867	-1518.348	106.001	
ULB06	-17378.353	-93.433	65.490	-20029.809	-1518.527	106.001	
ULB07	-17366.055	-93.444	65.490	-20017.511	-1518.537	106.001	
ULB08	-18097.411	-773.928	231.681	-20748.867	-4624.463	231.681	
ULB09	-18097.411	931.243	-231.681	-20748.867	4781.778	-231.681	
ULB10	-17378.353	-774.107	231.681	-20029.809	-4624.642	231.681	
ULB11	-17378.353	931.064	-231.681	-20029.809	4781.599	-231.681	
ULB12	-17366.055	-774.117	231.681	-20017.511	-4624.652	231.681	
ULB13	-17366.055	931.053	-231.681	-20017.511	4781.588	-231.681	
ULB14	-14457.345	-1075.517	348.713	-17006.821	-7518.519	426.619	
ULB15	-14457.345	564.071	-96.827	-17006.821	1525.943	-18.921	
ULB16	-17401.357	-909.461	285.741	-19950.834	-5982.181	324.694	
ULB17	-17401.357	730.127	-159.799	-19950.834	3062.282	-120.846	
ULB18	-16709.955	-909.633	285.741	-19259.431	-5982.353	324.694	
ULB19	-16709.955	729.954	-159.799	-19259.431	3062.109	-120.846	
ULB20	-16698.130	-909.643	285.741	-19247.606	-5982.363	324.694	
ULB21	-16698.130	729.944	-159.799	-19247.606	3062.099	-120.846	
ULB22	-11565.876	3805.431	1793.430	-13605.457	27476.691	1878.870	
ULB23	-18097.411	78.658	0.000	-20748.867	78.658	0.000	
ULB24	-17378.353	78.478	0.000	-20029.809	78.478	0.000	
ULB25	-17366.055	78.468	0.000	-20017.511	78.468	0.000	
ULB26	-13879.051	-245.494	120.905	-16326.549	-2876.437	195.695	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-16629.577	61.202	0.000	-18669.159	61.202	0.000	
UEB02	-15440.365	60.905	0.000	-17479.946	60.905	0.000	
UEB03	-15420.026	60.888	0.000	-17459.607	60.888	0.000	
UEB04	-11565.876	-283.922	130.980	-13605.457	-3134.110	212.003	
UEB05	-14627.649	-111.224	65.490	-16667.230	-1536.318	106.001	
UEB06	-13908.590	-111.404	65.490	-15948.172	-1536.497	106.001	
UEB07	-13896.292	-111.414	65.490	-15935.874	-1536.508	106.001	
UEB08	-14627.649	-791.898	231.681	-16667.230	-4642.433	231.681	
UEB09	-14627.649	913.273	-231.681	-16667.230	4763.808	-231.681	
UEB10	-13908.590	-792.077	231.681	-15948.172	-4642.612	231.681	
UEB11	-13908.590	913.094	-231.681	-15948.172	4763.628	-231.681	
UEB12	-13896.292	-792.088	231.681	-15935.874	-4642.623	231.681	
UEB13	-13896.292	913.083	-231.681	-15935.874	4763.618	-231.681	
UEB14	-10987.582	-1093.487	348.713	-12925.184	-7536.489	426.619	
UEB15	-10987.582	546.100	-96.827	-12925.184	1507.973	-18.921	
UEB16	-13931.594	-927.431	285.741	-15869.197	-6000.151	324.694	
UEB17	-13931.594	712.156	-159.799	-15869.197	3044.311	-120.846	
UEB18	-13240.192	-927.604	285.741	-15177.794	-6000.324	324.694	
UEB19	-13240.192	711.984	-159.799	-15177.794	3044.139	-120.846	
UEB20	-13228.367	-927.614	285.741	-15165.969	-6000.334	324.694	
UEB21	-13228.367	711.974	-159.799	-15165.969	3044.129	-120.846	
UEB22	-11565.876	1308.411	1793.430	-13605.457	9198.831	1878.870	
UEB23	-14627.649	60.688	0.000	-16667.230	60.688	0.000	
UEB24	-13908.590	60.508	0.000	-15948.172	60.508	0.000	
UEB25	-13896.292	60.498	0.000	-15935.874	60.498	0.000	
UEB26	-10409.288	-263.464	120.905	-12244.911	-2894.407	195.695	

5) 두부보

1 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-21551.361	8221.258	-20412.529	-7506.494	
UL002	-21681.925	8185.645	-18064.241	-6650.583	
UL003	-15489.535	6166.146	-24046.436	-8627.039	
UL004	-13820.688	5593.137	-17344.779	-6133.422	
UL005	-18061.924	7182.233	-19632.822	-6963.652	
UL006	-18140.870	7160.700	-18212.927	-6446.124	
UL007	-14396.634	5939.608	-21830.068	-7641.191	
UL008	-18654.342	7182.233	-19040.404	-6963.652	
UL009	-18654.342	7182.233	-19040.404	-6963.652	
UL010	-18733.288	7160.700	-17620.509	-6446.124	
UL011	-18733.288	7160.700	-17620.509	-6446.124	
UL012	-14989.051	5939.608	-21237.650	-7641.191	
UL013	-14989.051	5939.608	-21237.650	-7641.191	
UL014	-13289.123	5378.016	-16677.672	-5897.521	
UL015	-13289.123	5378.016	-16677.672	-5897.521	
UL016	-17367.235	6905.994	-18877.713	-6695.819	
UL017	-17367.235	6905.994	-18877.713	-6695.819	
UL018	-17443.144	6885.289	-17512.430	-6198.196	
UL019	-17443.144	6885.289	-17512.430	-6198.196	
UL020	-13842.917	5711.161	-20990.450	-7347.299	
UL021	-13842.917	5711.161	-20990.450	-7347.299	
UL022	-11330.203	4302.413	-12643.234	-4718.017	
UL023	-18654.342	7182.233	19040.404	-6963.652	
UL024	-18733.288	7160.700	-17620.509	-6446.124	
UL025	-14989.051	5939.608	-21237.650	-7641.191	
UL026	-12757.558	5162.895	-16010.565	-5661.620	

2. 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-80.442	1983.696	104.848	3836.116	-10185.526	6073.529
UL002	-80.442	2019.345	103.636	3907.414	-10366.267	6091.372
UL003	-80.442	1377.054	125.474	2622.832	-7109.852	4439.331
UL004	146.702	1291.028	329.858	2450.780	-6472.242	4066.801
UL005	194.077	1709.850	410.368	3288.425	-8500.921	5280.171
UL006	194.077	1731.406	409.635	3331.535	-8610.206	5290.960
UL007	194.077	1343.044	422.839	2554.811	-6641.211	4292.052
UL008	-80.442	1709.850	114.159	3288.425	-8797.130	5280.171
UL009	-80.442	1709.850	114.159	3288.425	-8797.130	5280.171
UL010	-80.442	1731.406	113.426	3331.535	-8906.415	5290.960
UL011	-80.442	1731.406	113.426	3331.535	-8906.415	5290.960
UL012	-80.442	1343.044	126.630	2554.811	-6937.420	4292.052
UL013	-80.442	1343.044	126.630	2554.811	-6937.420	4292.052
UL014	141.059	1241.373	317.171	2356.519	-6223.309	3910.385
UL015	141.059	1241.373	317.171	2356.519	-6223.309	3910.385
UL016	186.612	1644.087	394.584	3161.947	-8173.962	5077.088
UL017	186.612	1644.087	394.584	3161.947	-8173.962	5077.088
UL018	186.612	1664.813	393.880	3203.399	-8279.045	5087.461
UL019	186.612	1664.813	393.880	3203.399	-8279.045	5087.461
UL020	186.612	1291.388	406.576	2456.549	-6385.780	4126.973
UL021	186.612	1291.388	406.576	2456.549	-6385.780	4126.973
UL022	-61.878	993.099	-95.715	1885.216	-5328.099	3128.308
UL023	-80.442	1709.850	114.159	3288.425	-8797.130	5280.171
UL024	-80.442	1731.406	113.426	3331.535	-8906.415	5290.960
UL025	-80.442	1343.044	126.630	2554.811	-6937.420	4292.052
UL026	135.417	1191.718	304.484	2262.259	-5974.377	3753.970

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-10265.766	7798.451	-10032.536	-7052.243	-9718.084	-5525.538
UL002	-10447.114	7762.838	-8905.632	-6196.332	-8613.144	-4879.560
UL003	-7134.529	5743.339	-12067.424	-8172.788	-11720.490	6480.918
UL004	-6383.524	5170.330	-8924.159	-5679.171	-8542.236	-4547.361
UL005	-8406.083	6759.426	-10027.465	-6509.400	-9578.057	-5138.817
UL006	-8515.735	6737.893	-9346.081	-5991.873	-8909.954	-4748.225
UL007	-6512.777	5516.800	-11257.862	-7186.940	-10788.814	-5716.489
UL008	-8850.396	6759.426	-9435.047	-6509.400	-9133.744	-5138.817
UL009	-8850.396	6759.426	-9435.047	-6509.400	-9133.744	-5138.817
UL010	-8960.048	6737.893	-8753.664	-5991.873	-8465.641	-4748.225
UL011	-8960.048	6737.893	-8753.664	-5991.873	-8465.641	-4748.225
UL012	-6957.090	5516.800	-10665.445	-7186.940	-10344.501	-5716.489
UL013	-6957.090	5516.800	-10665.445	-7186.940	-10344.501	-5716.489
UL014	-6138.004	4971.471	-8580.922	-5460.741	-8213.689	-4372.462
UL015	-6138.004	4971.471	-8580.922	-5460.741	-8213.689	-4372.462
UL016	-8082.772	6499.448	-9641.793	-6259.039	-9209.671	-4941.170
UL017	-8082.772	6499.448	-9641.793	-6259.039	-9209.671	-4941.170
UL018	-8188.207	6478.743	-8986.617	-5761.416	-8567.264	-4565.601
UL019	-8188.207	6478.743	-8986.617	-5761.416	-8567.264	-4565.601
UL020	-6262.285	5304.616	-10824.868	-6910.519	-10373.860	-5496.624
UL021	-6262.285	5304.616	-10824.868	-6910.519	-10373.860	-5496.624
UL022	-5434.581	3977.177	-6165.834	-4368.593	-6046.773	-3497.970
UL023	-8850.396	6759.426	-9435.047	-6509.400	-9133.744	-5138.817
UL024	-8960.048	6737.893	-8753.664	-5991.873	-8465.641	-4748.225
UL025	-6957.090	5516.800	-10665.445	-7186.940	-10344.501	5716.489
UL026	-5892.483	4772.612	-8237.685	-5242.312	-7885.141	-4197.564

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-423.473	-3349.090	-235.914	-1794.848
UL002	-416.061	-2913.044	-235.914	-1576.826
UL003	-436.907	-4139.305	-235.914	-2189.956
UL004	-615.017	-2765.807	-336.644	-1503.207
UL005	-715.762	-3118.490	-384.019	-1679.549
UL006	-711.280	-2854.834	-384.019	-1547.721
UL007	-723.885	-3596.294	-384.019	-1918.451
UL008	-419.553	-3118.490	-235.914	-1679.549
UL009	-419.553	-3118.490	-235.914	-1679.549
UL010	-415.071	-2854.834	-235.914	-1547.721
UL011	-415.071	-2854.834	-235.914	-1547.721
UL012	-427.676	-3596.294	-235.914	-1918.451
UL013	-427.676	-3596.294	-235.914	-1918.451
UL014	-591.362	-2659.430	-323.696	-1445.392
UL015	-591.362	-2659.430	-323.696	-1445.392
UL016	-688.233	-2998.548	-369.249	-1614.951
UL017	-688.233	-2998.548	-369.249	-1614.951
UL018	-683.923	-2745.033	-369.249	-1488.193
UL019	-683.923	-2745.033	-369.249	-1488.193
UL020	-696.043	-3457.975	-369.249	-1844.664
UL021	-696.043	-3457.975	-369.249	-1844.664
UL022	-123.638	-2127.544	-84.231	-1156.313
UL023	-419.553	-3118.490	-235.914	-1679.549
UL024	-415.071	-2854.834	-235.914	-1547.721
UL025	-427.676	-3596.294	-235.914	-1918.451
UL026	-567.708	-2553.053	-310.748	-1387.576

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 9)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다 [도로교 설계기준 5.4.4.1]

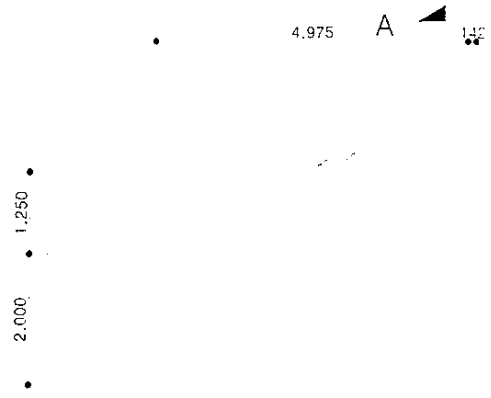
1) 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909\ m^2$

2) 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.909} = 2.216\ m$

위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : "단면력 집계" 참조

Vu = 8221.258 kN - "ULO-01, ULO-02"

Mu = 21681.925 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 21681.925 / 8221.258 = 2.637 m

d = 3.250 - 0.192 = 3.058 m

a/d = 2.637 / 3.058 = 0.863 ≤ 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)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2900.0	3250.0	3057.6	100.0	2361.8	8221.3

a = 2637.300 mm, d = 3057.575 mm

a / d (= 0.863) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2361.823 mm ≥ 0.5 x 3057.575 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 8221.258 kN

Nuc = 0.20 x 8221.258 = 1644.252 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 21681.925 + 1644.252 x (3.250 - 3.058)

= 21998.321 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 2900.000 x 3057.575 = 47881.619 kN

≤ 5.6 x 2900.000 x 3057.575 = 49655.012 kN

ΦVn_max = 0.80 x 47881.619 = 38305.295 kN ≥ Vu (=8221.258 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0 : 일체로\ 친\ 보통\ 콘크리트)$$

= 8221258.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 18351.022 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 21681.925 + 1644.252 x (3.250 - 3.058) = 21998.321 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 23037.639 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 8221.258 = 1644.252 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 5138.286 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 28175.925 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 2900.000 x 3057.575
= 23940.810 mm²
Use As = 42996.000 mm² (철근두심 192.43 mm)
1단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d1 = 100.00 mm
2단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d2 = 200.00 mm
3단 : H25-12.0EA + H25-12.0EA , d3 = 300.00 mm
Use As ≥ 28175.925 mm² , 23940.810 mm² ∴ O.K

6 폐쇄 스터럽.띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (28175.925 - 5138.286)
= 11518.820 mm²
사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 mm²
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3057.57 = 2038.38 mm구간에 9.0 단 설치
▶ 사용철근량(9.0단) : H22 - 54.00 EA = 20903.400 mm² ≥ 11518.820 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 = 2.6 < 2d(=6.300) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 1.319 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치
- Vu = 7829.867 kN - "UL0-01
부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7) 부재길이(L) : 1.275 m
Vui = 7798.451 kN (I단), Vuj = 8171.575 kN (J단)
검토위치(Lc) = 3.798 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= 7798.451 + (8171.575 - 7798.451)/1.275 x (3.798 - 3.691)
= 7829.867 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5274.60	3057.58	7829.87	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 2900.00 x 3057.57

= 30716.073 kN ≥ Vu(= 7829.867 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 3057.57 = 6143.215 kN

< Vu (= 7829.867 kN) . 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11362.437 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11362.437 + 7679.018)

= 15233.164 kN ≥ Vu(= 7829.867 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.250 x 5.117 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 85.790 kN

w2 = 2.000 x (5.117-0.142) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 66.727 kN

w3 = 2.000 x (5.117-4.975) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 3.809 kN

Vc = 85.790 + 66.727 + 3.809 = 156.326 kN

Mc = 85.790 x 2.559 + 66.727 x 1.800 + 3.809 x 0.071 = 339.895 kN.m

Vu = 144.770 x sin 88.04 + 140.600 x cos 88.04 +
142.990 x sin 88.04 + 141.080 x cos 88.04 +
144.860 x sin 88.04 + 139.160 x cos 88.04 +
143.030 x sin 88.04 + 139.570 x cos 88.04 +
156.326(Vc)

= 750.804 kN

Mu = 144.770 x sin 88.04 x 3.978 + 140.600 x cos 88.04 x 3.978 +
142.990 x sin 88.04 x 1.426 + 141.080 x cos 88.04 x 1.426 +
144.860 x sin 88.04 x 4.012 + 139.160 x cos 88.04 x 4.012 +
143.030 x sin 88.04 x 1.460 + 139.570 x cos 88.04 x 1.460 +

339.895(Mc)

= 1960.917 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)
3250.00	2900.00	2800.00	100.00	1960.92	750.80

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7466.200 x 400.00 = 2986480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3250.000 = 74587.500 x a

T = C 이므로, a = 40.040 mm, c = 40.040 / β1 = 40.040 / 0.85 = 47.106 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 47.106) / 47.106 = 0.17532

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2063.866 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.618]

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00082

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.040 mm

ΦMn = 0.85 x 7466.200 x 400 x (2800.00 - a/2) = 7057.002 kN.m

≥ Mu (= 1960.917 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.599]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3250.00 x 2800.00 = 6304.665 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 750.804 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 14410.221 x 1000000 / [42996.000 x (3057.575 - 699.598/3)]

= 118.664 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x3057.6/(7x42996.000))]

= 699.598 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 / 118.66) - 2.5 x 85.50 = 449.89 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 118.66) = 530.91 mm

Sa는 작은 값인 449.89 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 449.89 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1960.917 x 1000000 / [7466.200 x (2800.000 - 284.439/3)]

= 97.087 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7466.200/3250.0 + 7x7466.200/3250.0 x √[(1 + 2x3250.0x2800.0/(7x7466.200))]

= 284.439 mm

사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 97.09) - 2.5 x 85.50 = 597.38 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 97.09) = 648.90 mm

Sa는 작은 값인 597.38 mm 를 적용

S = 3250.00 / 16.0 EA = 203.13 ≤ Sa (= 597.38 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 13)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다 [도로교 설계기준 5.4 4.1]

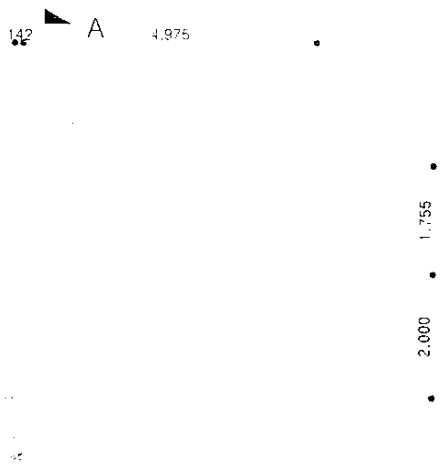
1 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909\ m^2$

(2) 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.909} = 2.216\ m$

위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 「단면력 집계」 참조

Vu = 8627.039 kN - "ULO-03"

Mu = 24046.436 kN.m

Nu = 0.000 kN

(2) 브래킷 판정

a = 24046.436 / 8627.039 = 2.787 m

d = 3.250 - 0.192 = 3.058 m

a/d = 2.787 / 3.058 = 0.912 ≤ 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)
2900.0	3250.0	3057.6	100.0	2691.6	8627.0

a = 2787.334 mm, d = 3057.575 mm

a / d (= 0.912) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단길이 ≥ 0.5d , 2691.605 mm ≥ 0.5 x 3057.575 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 8627.039 kN

Nuc = 0.20 x 8627.039 = 1725.408 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 24046.436 + 1725.408 x (3.250 - 3.058)

= 24378.448 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 2900.000 x 3057.575 = 47881.619 kN

≤ 5.6 x 2900.000 x 3057.575 = 49655.012 kN

ΦVn_max = 0.80 x 47881.619 = 38305.295 kN ≥ Vu (=8627.039 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)

= 8627039.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 19256.783 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 24046.436 + 1725.408 x (3.250 - 3.058) = 24378.448 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 25600.416 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 8627.039 = 1725.408 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 5391.899 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 30992.315 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 2900.000 x 3057.575

= 23940.810 mm²

Use As = 42996.000 mm² (철근두상 192.43 mm)

1단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d1 = 100.00 mm

2단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d2 = 200.00 mm

3단 : H25-12.0EA + H25-12.0EA , d3 = 300.00 mm

Use As ≥ 30992.315 mm² , 23940.810 mm² ∴ O.K

:6 폐쇄 스터럽.띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (30992.315 - 5391.899)

= 12800.208 mm²

사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3057.57 = 2038.38 mm구간에 9.0 단 설치

▶ 사용철근량(9.0단) : H22 - 54.00 EA = 20903.400 mm² ≥ 12800.208 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 = 2.8 < 2d(=6.300) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.394 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치

- Vu = 8183.338 kN - "ULO-03

부재번호 : 15 (I단 : 절점15, J단 : 절점16) 부재길이(L) : 1.242 m

Vui = -8565.871 kN (I단), Vuj = -8172.788 kN (J단)

검토위치(Lc) - 8.727 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -8565.871 + (-8172.788 - -8565.871)/1.242 x (8.727 - 7.518)

= -8183.338 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5574.67	3057.58	8183.34	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 2900.00 x 3057.57
= 30716.073 kN ≥ Vu(= 8183.338 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 3057.57 = 6143.215 kN
< Vu (= 8183.338 kN) . 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11362.437 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11362.437 + 7679.018)
= 15233.164 kN ≥ Vu(= 8183.338 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.250 x 5.117 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 85.790 kN

w2 = 2.000 x (5.117-0.142) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 66.727 kN

w3 = 2.000 x (5.117-4.975) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 3.809 kN

Vc = 85.790 + 66.727 + 3.809 = 156.326 kN

Mc = 85.790 x 2.559 + 66.727 x 1.800 + 3.809 x 0.071 = 339.895 kN.m

Vu = 142.740 x sin 88.04 + 141.670 x cos 88.04 +
144.460 x sin 88.04 + 141.660 x cos 88.04 +
142.830 x sin 88.04 + 140.260 x cos 88.04 +
144.600 x sin 88.04 + 140.350 x cos 88.04 +
156.326(Vc)
= 749.905 kN

Mu = 142.740 x sin 88.04 x 1.461 + 141.670 x cos 88.04 x 1.461 +
144.460 x sin 88.04 x 4.012 + 141.660 x cos 88.04 x 4.012 +
142.830 x sin 88.04 x 1.427 + 140.260 x cos 88.04 x 1.427 +
144.600 x sin 88.04 x 3.978 + 140.350 x cos 88.04 x 3.978 +

339.895(Mc)

= 1958.466 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)
3250.00	2900.00	2800.00	100.00	1958.47	749.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7466.200 x 400.00 = 2986480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3250.000 = 74587.500 x a

T = C 이므로, a = 40.040 mm, c = 40.040 / β1 = 40.040 / 0.85 = 47.106 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 47.106) / 47.106 = 0.17532

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2061.281 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.622]

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00082

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.040 mm

ΦMn = 0.85 x 7466.200 x 400 x (2800.00 - a/2) = 7057.002 kN.m

≥ Mu (= 1958.466 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.603]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3250.00 x 2800.00 = 6304.665 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 749.905 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 16792.360 x 1000000 / [42996.000 x (3057.575 - 699.598/3)]

= 138.281 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x3057.5/(7x42996.000)]

= 699.598 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 / 138.28) - 2.5 x 85.50 = 355.74 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 138.28) = 455.60 mm

Sa는 작은 값인 355.74 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 355.74 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1958.466 x 1000000 / [7466.200 x (2800.000 - 284.439/3)]

= 96.966 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7466.200/3250.0 + 7x7466.200/3250.0 x √[(1 + 2x3250.0x2800.0/(7x7466.200)]

= 284.439 mm

사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 96.97) - 2.5 x 85.50 = 598.39 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 96.97) = 649.71 mm

Sa는 작은 값인 598.39 mm 를 적용

S = 3250.00 / 16.0 EA = 203.13 ≤ Sa (= 598.39 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침6) : UL0-02(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.040 (80.44/2019.35) < 2d(=3.188) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5274.60	1501.80	2019.35	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 2900.00 x 1501.80

= 15086.882 kN ≥ Vu(= 2019.345 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1501.80 = 3017.376 kN

≥ Vu (= 2019.345 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 149.290 x 1000000 / [42996.000 x (1501.796 - 464.102/3)]

= 2.578 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x1501.8/(7x42996.000)]

= 464.102 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 / 2.58) - 2.5 x 85.50 = 30338.77 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 2.58) = 24442.01 mm

Sa는 작은 값인 24442.01 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 24442.01 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침1) : UL0-02(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 = 0.027 (103.64/3907.41) < 2d(=3.216) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5274.60	1607.89	3907.41	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 2900.00 x 1607.89

= 16152.688 kN ≥ Vu(= 3907.414 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1607.89 = 3230.538 kN

< Vu (= 3907.414 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 5975.174 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (5975.174 + 4038.172)

= 8010.677 kN ≥ Vu(= 3907.414 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 315.104 x 1000000 / [4496.800 x (1607.889 - 176.290/3)]

= 45.234 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4496.800/2900.0 + 7x4496.800/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x1607.9/(7x4496.800)]

= 176.290 mm

사용철근량 = 4496.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 7.0 EA (= 4496.8 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 / 45.23) - 2.5 x 85.50 = 1527.20 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 45.23) = 1392.76 mm

Sa는 작은 값인 1392.76 mm 를 적용

S = 2900.00 / 7.0 EA = 414.29 ≤ Sa (= 1392.76 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침7) : UL0-02(절점 5)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.702 (10366.27/6091.37) < 2d(=5.470) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5274.60	2642.68	6091.37	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 2900.00 x 2642.68

= 26548.128 kN ≥ Vu(= 6091.372 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2642.68 = 5309.626 kN

< Vu (= 6091.372 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9820.638 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9820.638 + 6637.032)

= 13166.136 kN ≥ Vu(= 6091.372 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6851.089 x 1000000 / [42996.000 x (2642.684 - 644.083/3)]

= 65.627 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2642.7/(7x42996.000)]

= 644.083 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 / 65.63) - 2.5 x 85.50 = 986.21 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 65.63) = 959.97 mm

Sa는 작은 값인 959.97 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 959.97 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침2) : UL0-01(절점 6)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.316 (10265.77/7798.45) < 2d(=5.498) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5274.60	2656.35	7798.45	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 2900.00 x 2656.35

= 26685.439 kN ≥ Vu(= 7798.451 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2656.35 = 5337.088 kN

< Vu (= 7798.451 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9871.432 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9871.432 + 6671.360)

= 13234.233 kN ≥ Vu(= 7798.451 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6807.997 x 1000000 / [42996.000 x (2656.353 - 645.978/3)]

= 64.866 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2656.4/(7x42996.000)]

= 645.978 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 / 64.87) - 2.5 x 85.50 = 1000.29 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 64.87) = 971.23 mm

Sa는 작은 값인 971.23 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 971.23 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침9) : UL0-03(절점 16)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.477 (12067.42/8172.79) < 2d(=5.017) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5574.67	2916.03	8172.79	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 2900.00 x 2916.03

= 29294.105 kN ≥ Vu(= 8172.788 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2916.03 = 5858.821 kN

< Vu (= 8172.788 kN) . 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (-2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 10836.425 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (10836.425 + 7323.526)

= 14527.961 kN ≥ Vu(= 8172.788 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8659.894 x 1000000 / [42996.000 x (2916.027 - 681.100/3)]

= 74.902 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2916.0/(7x42996.000)]

= 681.100 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 / 74.90) - 2.5 x 85.50 = 837.62 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 74.90) = 841.10 mm

Sa는 작은 값인 837.62 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 837.62 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침4) : UL0-03(절점 17)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1 (1)]

a = 1.808 (11720.49/6480.92) < 2d(=5.990) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5574.67	2902.36	6480.92	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 2900.00 x 2902.36

= 29156.794 kN ≥ Vu(= 6480.918 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2902.36 = 5831.359 kN

< Vu (= 6480.918 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 10785.631 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (10785.631 + 7289.199)

= 14459.864 kN ≥ Vu(= 6480.918 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8299.088 x 1000000 / [42996.000 x (2902.359 - 679.290/3)]

= 72.132 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2902.4/(7x42996.000)]

= 679.290 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 / 72.13) - 2.5 x 85.50 = 878.00 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 72.13) = 873.40 mm

Sa는 작은 값인 873.40 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 873.40 mm) ∴ O.k

7) 받침위치7(교량받침10) : ULO-03(절점 19)

. Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.106 (436.91/4139.31) < 2d(=4.226) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5574.67	2020.52	4139.31	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 2900.00 x 2020.52

= 20297.928 kN ≥ Vu(= 4139.305 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2020.52 = 4059.586 kN

< Vu (= 4139.305 kN) . 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 7508.575 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (7508.575 + 5074.482)

= 10066.445 kN ≥ Vu(= 4139.305 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 556.834 x 1000000 / [42996.000 x (2020.520 - 552.085/3)]

= 7.052 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2020.5/(7x42996.000)]

= 552.085 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 / 7.05) - 2.5 x 85.50 = 10953.37 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 7.05) = 8933.70 mm

Sa는 작은 값인 8933.70 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 8933.70 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침5) : UL0-03(절점 20)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.108 (235.91/2189.96) < 2d(=4.199) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5574.67	2006.85	2189.96	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 2900.00 x 2006.85

= 20160.617 kN ≥ Vu(= 2189.956 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2006.85 = 4032.123 kN

≥ Vu (= 2189.956 kN) , 전단보강 볼필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 295.399 x 1000000 / [42996.000 x (2006.851 - 549.919/3)]

= 3.768 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2006.9/(7x42996.000)]

= 549.919 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 / 3.77) - 2.5 x 85.50 = 20688.16 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 3.77) = 16721.53 mm

Sa는 작은 값인 16721.53 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 16721.53 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-17687.094	-22750.796	1058.011	2863.997	-235.981	0.00485	축력최대
UL007	-17687.094	-20017.511	11625.584	23088.174	-709.942	0.06414	모멘트최대
UL022	-13605.457	-13605.457	14901.796	38578.456	1923.710	0.13646	탄성설계
UL022	-13605.457	-13605.457	6149.869	14042.089	1923.710	0.13646	소성설계
UE020	-12925.184	-15165.969	10646.274	21667.996	-682.637	0.05986	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	0.020	0.060	O.K	83341.353	22750.796	2934.423	3.663	O.K
모멘트최대	0.005	0.020	0.060	O.K	31140.900	20017.511	25483.636	1.556	O.K
탄성설계	0.005	0.020	0.060	O.K	15182.741	13605.457	40608.901	1.116	O.K
편심최대	0.005	0.020	0.060	O.K	26252.160	15165.969	23273.895	1.731	O.K

3) 기둥단면 검토

1. 축력최대 : (부재 21, UL001)

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	2391.048	22750.796	2934.423	128.981

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22750.796 x 0.00485 / (-235.981 x 19.245)

= 0.024

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 19.245 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 19.870 / 0.625

= 66.763 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 19.870 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.024)

= 1.025

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.025 x 1058.011

= 1084.028 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.025 x 2863.997

= 2934.423 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 95924.40 mm² , Puse = 0.01954

- 1단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d2 = 100.000 mm

- 3단 : H29 - 43EA (As=27623.200 mm²), d3 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0195) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1507473.893 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1434.629 mm, ab = k1 x cb = 1219.434 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2378054.524 = 54576.351 kN, ∑Csi = 14820.079 kN, ∑Tsi = 11054.467 kN

Pb = 54576.351 + 14820.079 - 11054.467 = 58341.963 kN

Mb = Cc x 1156.817 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52435.467 kN m

eb > e ⋯ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 898.761 mm, e = Mu/Pu = 128.981 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2624.102 mm, a = k1 x c = 2230.486 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4623738.746 = 106114.804 kN

∑Csi = 24043.591 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 106114.804 + 24043.591 - 0.000 = 130158.395 kN

Mn = Cc x 1182.506 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16787.452 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=128.977)| = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2624.102 mm, a = k1 x c = 2230.486 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2624.10) / 2624.10 = -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} = 119059.075 kN < Pn = 130158.395 kN

ΦPn = 0.70 x 119059.075 = 83341.353 kN ≥ Pu = 22750.796 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.129 = 10749.461 kN.m ≥ Mu = 2934.423 kN.m ∴ O.K

㉡ 모멘트최대 : (부재 21, UL007)

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	2391.048	20017.511	25483.636	1273.067

㉮ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 20017.511 x 0.06414 / (-709.942 x 19.245)

= 0.094

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 19.245 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 19.870 / 0.625

= 66.763 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 19.870 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.094)

= 1.104

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.104 x 11625.584

= 12831.770 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.104 x 23088.174

= 25483.636 kN.m

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 95924.40 mm² , Puse = 0.01954

- 1단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d2 = 100.000 mm

- 3단 : H29 - 43EA (As=27623.200 mm²), d3 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0195) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1326365.690 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1434.629 mm, ab = k1 x cb = 1219.434 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2378054.524 = 54576.351 kN, ∑Csi = 14820.079 kN, ∑Tsi = 11054.467 kN

Pb = 54576.351 + 14820.079 - 11054.467 = 58341.963 kN

Mb = Cc x 1156.817 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52435.467 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 898.761 mm e = Mu/Pu = 1273.067 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1208.264 mm, a = k1 x c = 1027.024 mm 를 산출

Cc = 0.85 x 27.0 x 1899970.974 = 43604.334 kN

∑Csi = 13188.207 kN, ∑Tsi = 15157.435 kN

Pn = 43604.334 + 13188.207 - 15157.435 = 41635.105 kN

Mn = Cc x 1166.429 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 53004.491 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1273.072) | = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1208.264 mm, a = k1 x c = 1027.024 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1208.26) / 1208.26 = 0.00296

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.75 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0030-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.748

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 119059.075 kN ≥ Pn = 41635.105 kN

ΦPn = 0.75 x 41635.105 = 31140.900 kN ≥ Pu = 20017.511 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.273 = 39644.457 kN.m ≥ Mu = 25483.636 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2391.048	13605.457	40608.901	2984.751

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13605.457 x 0.13646 / (1923.710 x 19.245)

= 0.050

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 19.245 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 19.870 / 0.625

= 66.763 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 19.870 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.050)

= 1.053

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.053 x 14901.796

= 15686.101 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.053 x 38578.456

= 40608.901 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 95924.40 mm² , Puse = 0.01954

- 1단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d2 = 100.000 mm

- 3단 : H29 - 43EA (As=27623.200 mm²), d3 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0195) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 901501.259 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1434.629 mm, ab = k1 x cb = 1219.434 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2378054.524 = 54576.351 kN, ∑Csi = 14820.079 kN, ∑Tsi = 11054.467 kN

Pb = 54576.351 + 14820.079 - 11054.467 = 58341.963 kN

Mb = Cc x 1156.817 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52435.467 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 898.761 mm, e = Mu/Pu = 2984.751 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 823.501 mm, a = k1 x c = 699.976 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1125107.384 = 25821.214 kN

∑Csi = 10190.022 kN, ∑Tsi = 20828.496 kN

Pn = 25821.214 + 10190.022 - 20828.496 = 15182.741 kN

Mn = Cc x 1188.057 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 45316.788 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2984.757) | = 0.0058 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 119059.075 kN ≥ Pn = 15182.741 kN

ΦPn = 1.00 x 15182.741 = 15182.741 kN ≥ Pu = 13605.457 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.985 = 45316.700 kN.m ≥ Mu = 40608.901 kN.m ∴ O.K

4. 편심최대 : (부재 21, UE020)

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	2391.048	15165.969	23273.895	1534.613

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15165.969 x 0.05986 / (-682.637 x 19.245)

= 0.069

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 19.245 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 19.870 / 0.625

= 66.763 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 19.870 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.069)

= 1.074

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.074 x 10646.274

= 11435.310 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.074 x 21667.996

= 23273.895 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 95924.40 mm² , Puse = 0.01954

- 1단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d2 = 100.000 mm

- 3단 : H29 - 43EA (As=27623.200 mm²), d3 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0195) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1004901.206 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1434.629 mm, ab = k1 x cb = 1219.434 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2378054.524 = 54576.351 kN, ∑Csi = 14820.079 kN, ∑Tsi = 11054.467 kN

Pb = 54576.351 + 14820.079 - 11054.467 = 58341.963 kN

Mb = Cc x 1156.817 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52435.467 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 898.761 mm, e = Mu/Pu = 1534.613 mm)

㉮ 골칠강도 산정

타록시산법을 이용하여 c = 1095.681 mm, a = k1 x c = 931.329 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 1666467.358 = 38245.426 kN

∑Csi = 12342.241 kN, ∑Tsi = 16868.926 kN

Pn = 38245.426 + 12342.241 - 16868.926 = 33718.741 kN

Mn = Cc x 1172.134 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 51745.093 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1534.609) | = 0.0038 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1095.681 mm, a = k1 x c = 931.329 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1095.68) / 1095.68 = 0.00357

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0036-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.779

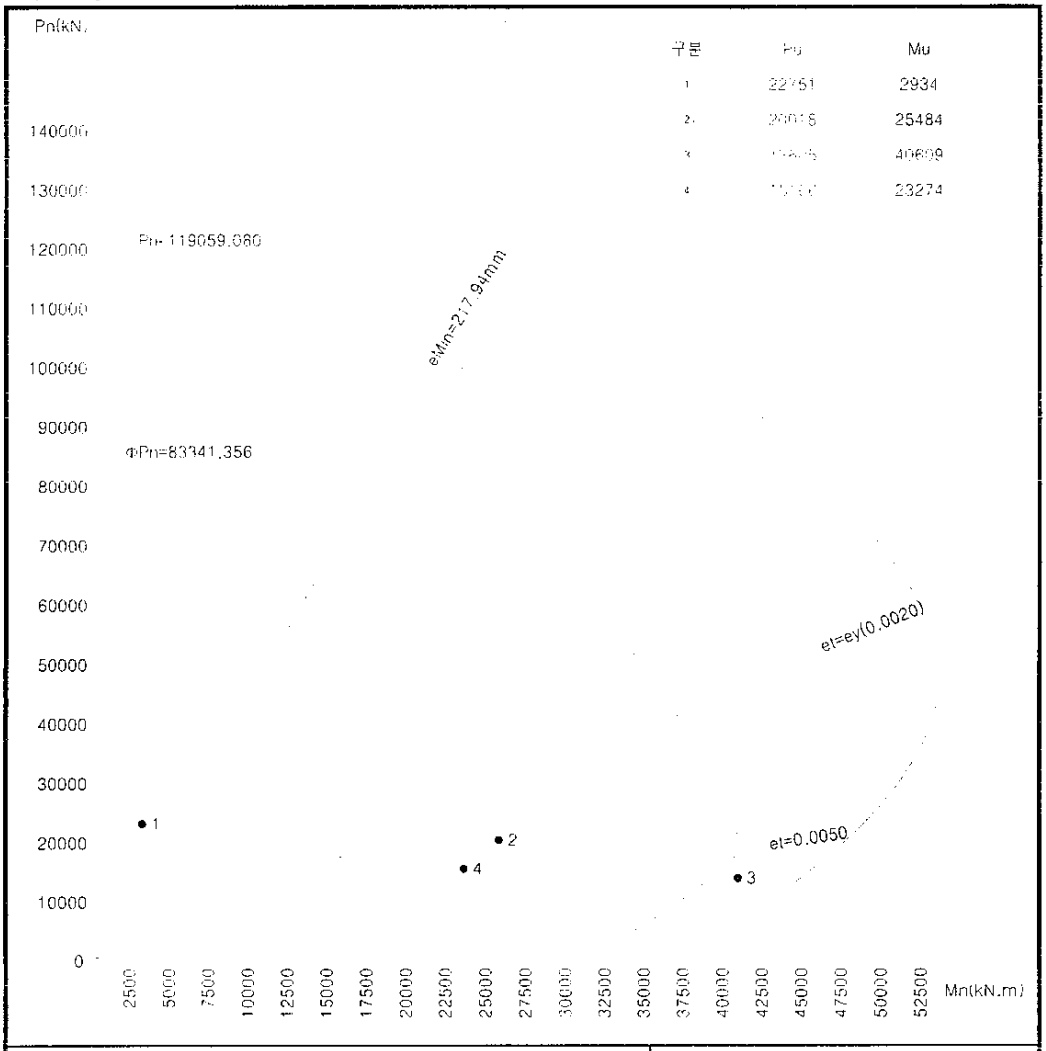
㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

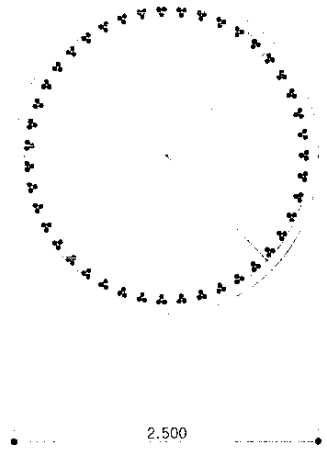
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 119059.075 kN ≥ Pn = 33718.741 kN

ΦPn = 0.78 x 33718.741 = 26252.160 kN ≥ Pu = 15165.969 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.535 = 40286.908 kN.m ≥ Mu = 23273.895 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2391.048 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 95924.400 mm²
Puse = 0.01954
1단 : H32-43Ea
2단 : H32-43Ea
3단 : H29-43Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-17687.094	-22750.796	79.172	79.172	0.000	-0.00027	축력최대
ULB14	-17006.821	-17006.821	1075.517	7518.519	426.619	0.01718	모멘트최대
ULB22	-13605.457	-13605.457	3805.431	27476.691	1878.870	0.07365	탄성설계
ULB22	-13605.457	-13605.457	1308.411	9198.831	1878.870	0.07365	소성설계
UEB14	-12925.184	-12925.184	1093.487	7536.489	426.619	0.01724	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	0.020	0.060	O.K	83341.353	22750.796	79.172	3.663	O.K
모멘트최대	0.005	0.020	0.060	O.K	64018.396	17006.821	7799.294	3.764	O.K
탄성설계	0.005	0.020	0.060	O.K	23488.192	13605.457	28268.201	1.726	O.K
편심최대	0.005	0.020	0.060	O.K	62678.627	12925.184	7745.621	4.849	O.K

3) 기둥단면 검토

1. 축력최대 : (부재 21, ULS01)

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	2395.048	22750.796	79.172	3.480

나) 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22750.796 x -0.00027 / (0.000 x 19.245)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층진체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 19.245 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 19.870 / 0.625

= 66.763 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 19.870 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 79.172

= 79.172 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 79.172

= 79.172 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 95924.40 mm² , Puse = 0.01954

- 1단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d2 = 100.000 mm

- 3단 : H29 - 43EA (As=27623.200 mm²), d3 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0195) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1507473.893 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1434.629 mm, ab = k1 x cb = 1219.434 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2378054.524 = 54576.351 kN, ∑Csi = 14820.079 kN, ∑Tsi = 11054.467 kN

Pb = 54576.351 + 14820.079 11054.467 = 58341.963 kN

Mb = Cc x 1156.817 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52435.467 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 898.761 mm e = Mu/Pu = 3.480 mm)

다. 공칭강도 산정

- 만복시산법을 이용하여 c = 6211.121 mm, a = k1 x c = 5279.452 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4909276.340 = 112667.892 kN

∑Csi = 35688.255 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 112667.892 + 35688.255 - 0.000 = 148356.147 kN

Mn = Cc x 2639.726 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 516.857 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=3.484) | = 0.0039 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바. 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 6211.121 mm, a = k1 x c = 5279.452 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-6211.12) / 6211.12 = -0.00184

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} = 119059.075 kN < Pn = 148356.147 kN

ΦPn = 0.70 x 119059.075 = 83341.353 kN ≥ Pu = 22750.796 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.003 = 290.025 kN.m ≥ Mu = 79.172 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, ULB14)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2391.048	17006.821	7799.294	458.598

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 17006.821 x 0.01718 / (426.619 x 19.245)

= 0.036

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 19.245 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 19.870 / 0.625

= 66.763 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 19.870 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.036)

= 1.037

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.037 x 1075.517

= 1115.682 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.037 x 7518.519

= 7799.294 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 95924.40 mm² , Puse = 0.01954

- 1단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d2 = 100.000 mm

- 3단 : H29 - 43EA (As=27623.200 mm²), d3 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0195) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1126876.557 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1434.629 mm, ab = k1 x cb = 1219.434 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2378054.524 = 54576.351 kN, ∑Csi = 14820.079 kN, ∑Tsi = 11054.467 kN

Pb = 54576.351 + 14820.079 - 11054.467 = 58341.963 kN

Mb = Cc x 1156.817 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52435.467 kN.m

eb > e ∴ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 898.761 mm, e = Mu/Pu = 458.598 mm)

마 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1891.379 mm, a = k1 x c = 1607.672 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3336333.846 = 76568.862 kN

∑Csi = 17977.572 kN, ∑Tsi = 3091.582 kN

Pn = 76568.862 + 17977.572 - 3091.582 = 91454.851 kN

Mn = Cc x 1147.228 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 41941.224 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=458.600)| = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1891.379 mm, a = k1 x c = 1607.672 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1891.38) / 1891.38 = 0.00081

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} = 119059.075 kN ≥ Pn = 91454.851 kN

ΦPn = 0.70 x 91454.851 = 64018.396 kN ≥ Pu = 17006.821 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.459 = 29358.706 kN.m ≥ Mu = 7799.294 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, ULB22)

가설계조건 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	2391.048	13605.457	28268.201	2077.710

나. 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13605.457 x 0.07365 / (1878.870 x 19.245)

= 0.028

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 19.245 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 19.870 / 0.625

= 66.763 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 19.870 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.028)

= 1.029

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.029 x 3805.431

= 3915.052 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.029 x 27476.691

= 28268.201 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 95924.40 mm² , Puse = 0.01954

- 1단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d2 = 100.000 mm

- 3단 : H29 - 43EA (As=27623.200 mm²), d3 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0195) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 901501.259 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1434.629 mm, ab = k1 x cb = 1219.434 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2378054.524 = 54576.351 kN, ∑Csi = 14820.079 kN, ∑Tsi = 11054.467 kN

Pb = 54576.351 + 14820.079 - 11054.467 = 58341.963 kN

Mb = Cc x 1156.817 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52435.467 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 898.761 mm, e = Mu/Pu = 2077.710 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 946.781 mm, a = k1 x c = 804.764 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1365333.886 = 31334.413 kN

∑Csi = 11213.981 kN, ∑Tsi = 19060.202 kN

Pn = 31334.413 + 11213.981 - 19060.202 = 23488.192 kN

Mn = Cc x 1180.497 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 48801.591 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2077.707) | = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 119059.075 kN ≥ Pn = 23488.192 kN

ΦPn = 1.00 x 23488.192 = 23488.192 kN ≥ Pu = 13605.457 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.078 = 48801.662 kN.m ≥ Mu = 28268.201 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UEB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2391.048	12925.184	7745.621	599.266

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12925.184 x 0.01724 / (426.619 x 19.245)

= 0.027

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 질점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 19.245 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정.타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 19.870 / 0.625

= 66.763 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 19.870 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.027)

= 1.028

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.028 x 1093.487

= 1123.830 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.028 x 7536.489

= 7745.621 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 ㎟ , Ast = 95924.40 ㎟ , Puse = 0.01954

- 1단 : H32 - 43EA (As=34150.600 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 43EA (As=34150.600 ㎟), d2 = 100.000 mm

- 3단 : H29 - 43EA (As=27623.200 ㎟), d3 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0195) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 856426.186 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 ㎟)이어야 하므로 2454369.261 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1434.629 mm, ab = k1 x cb = 1219.434 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2378054.524 = 54576.351 kN, ∑Csi = 14820.079 kN, ∑Tsi = 11054.467 kN

Pb = 54576.351 + 14820.079 - 11054.467 = 58341.963 kN

Mb = Cc x 1156.817 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52435.467 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 898.761 mm, e = Mu/Pu = 599.266 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1698.308 mm, a = k1 x c = 1443.562 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2936450.881 = 67391.548 kN

∑Csi = 16636.186 kN ∑Tsi = 5679.450 kN

Pn = 67391.548 + 16636.186 - 5679.450 = 78348.284 kN

Mn = Cc x 1149.401 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46951.386 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=599.265) | = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1698.308 mm, a = k1 x c = 1443.562 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1698.31) / 1698.31 = 0.00124

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

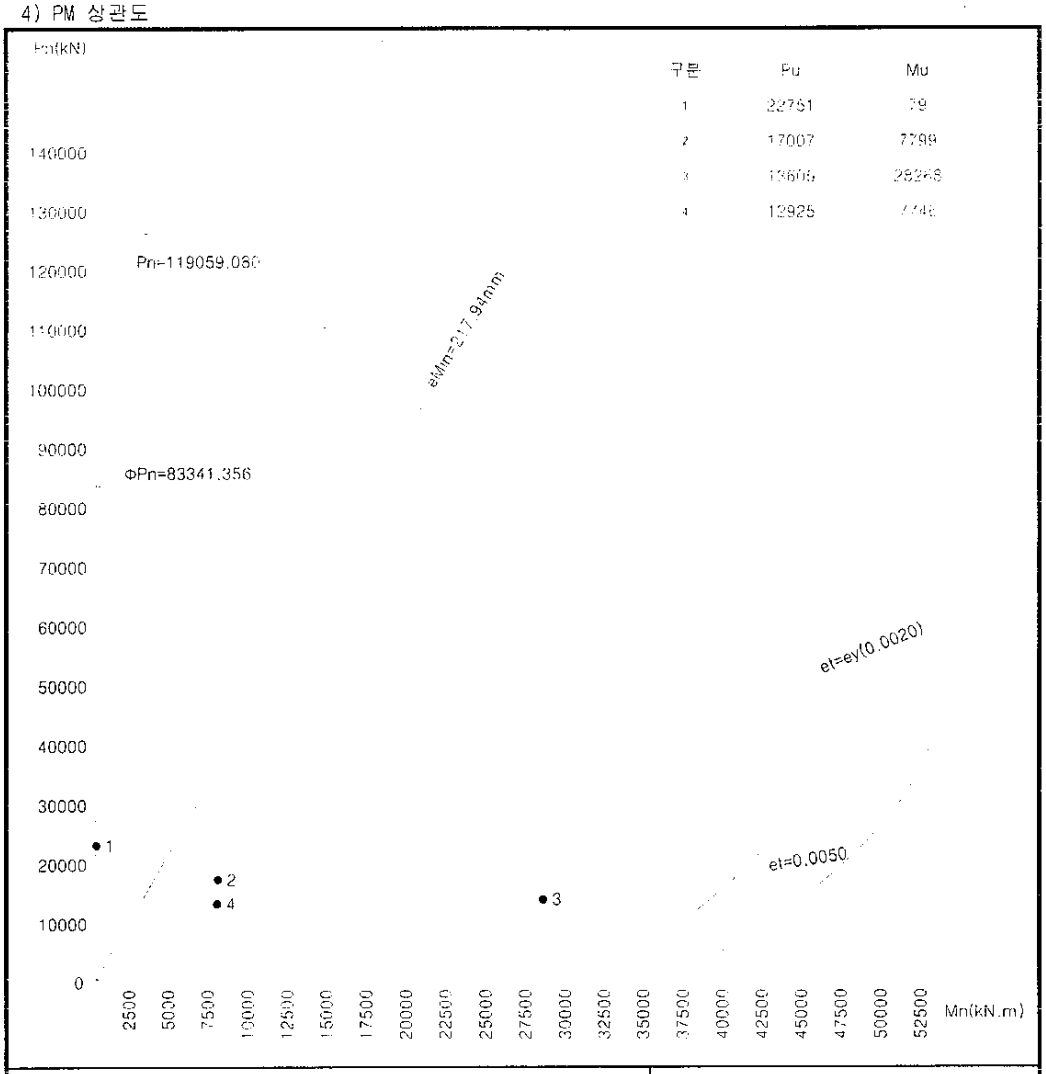
㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

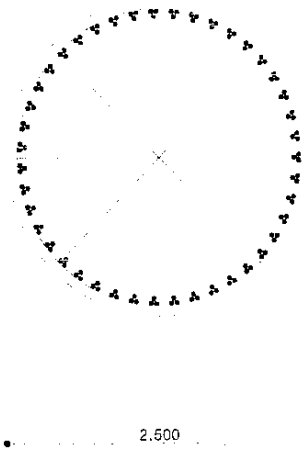
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 119059.075 kN ≥ Pn = 78348.284 kN

ΦPn = 0.80 x 78348.284 = 62678.627 kN ≥ Pu = 12925.184 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.599 = 37561.158 kN.m ≥ Mu = 7745.621 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2391.048 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 95924.400 mm²
Puse = 0.01954
1단 : H32-43Ea
2단 : H32-43Ea
3단 : H29-43Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-22750.796	79.172	2934.423	2935.491	축력최대
UL14	-17006.821	7799.294	19623.038	21116.169	모멘트최대
UL22	-13605.457	10979.305	40608.901	42066.947	탄성설계
UL22	-13605.457	10979.305	40608.901	42066.947	소성설계
UE14	-12925.184	7745.621	18762.978	20298.867	편심최대
UL07	-20017.511	1567.118	25483.636	25531.775	모멘트최대
UE20	-15165.969	6211.526	23273.895	24088.529	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다. $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 10430.340 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 10430.340 x 1.053 = 10979.305 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=10430.340) : [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	0.020	0.060	O.K	83341.353	22750.796	2935.491	3.663	O.K
모멘트최대	0.005	0.020	0.060	O.K	31827.335	17006.821	21116.169	1.871	O.K
탄성설계	0.005	0.020	0.060	O.K	14560.399	13605.457	42066.947	1.070	O.K
편심최대	0.005	0.020	0.060	O.K	26258.810	12925.184	20298.867	2.032	O.K
모멘트최대	0.005	0.020	0.060	O.K	31089.225	20017.511	25531.775	1.553	O.K
편심최대	0.005	0.020	0.060	O.K	25413.467	15165.969	24088.529	1.676	O.K

3) 기둥단면 검토

가. 축력최대 : (부재 21, UL001)

【 기둥 : 하부 . 1/7 】

가) 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=88.455도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2391.048	22750.796	2935.491	129.028

나) 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 95924.40 mm² , Puse = 0.01954

- 1단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d2 = 100.000 mm
- 3단 : H29 - 43EA (As=27623.200 mm²), d3 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0195) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1507473.893 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

다) 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1434.629 mm. ab = k1 x cb = 1219.434 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2378054.524 = 54576.351 kN, ∑Csi = 14820.079 kN, ∑Tsi = 11054.467 kN

Pb = 54576.351 + 14820.079 - 11054.467 = 58341.963 kN

Mb = Cc x 1156.817 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52435.467 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 898.761 mm, e = Mu/Pu = 129.028 mm)

라) 공칭강도 산정

- 빈복시산법을 이용하여 c = 2623.965 mm, a = k1 x c = 2230.370 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4623558.372 = 106110.665 kN

∑Csi = 24042.334 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 106110.665 + 24042.334 - 0.000 = 130152.998 kN

Mn = Cc x 1182.489 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16792.379 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=129.020) | = 0.0078 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마) 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2623.965 mm, a = k1 x c = 2230.370 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2623.96) / 2623.96 = -0.00026

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} = 119059.075 kN < Pn = 130152.998 kN

ΦPn = 0.70 x 119059.075 = 83341.353 kN ≥ Pu = 22750.796 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.129 = 10753.373 kN.m ≥ Mu = 2935.491 kN.m ∴ O.K

2. 모멘트최대 : (부재 21, UL014)

【 가등 : 하부 , 2;7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=68.324도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2391.048	17006.821	21116.169	1241.629

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Act = 95924.40 mm² , Puse = 0.01954

- 1단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d2 = 100.000 mm
- 3단 : H29 - 43EA (As=27623.200 mm²), d3 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0195) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1126876.557 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1434.629 mm, ab = k1 x cb = 1219.434 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2378054.524 = 54576.351 kN, ∑Csi = 14820.079 kN, ∑Tsi = 11054.467 kN

Pb = 54576.351 + 14820.079 - 11054.467 = 58341.963 kN

Mb = Cc x 1156.817 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52435.467 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 898.761 mm, e = Mu/Pu = 1241.629 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1224.066 mm, a = k1 x c = 1040.456 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1933045.830 = 44363.402 kN

∑Csi = 13310.662 kN, ∑Tsi = 14901.236 kN

Pn = 44363.402 + 13310.662 - 14901.236 = 42772.828 kN

Mn = Cc x 1165.675 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 53107.836 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1241.626)| = 0.0039 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1224.066 mm, a = k1 x c = 1040.456 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1224.07) / 1224.07 = 0.00288

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.74 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0029-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.744

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 119059.075 kN ≥ Pn = 42772.828 kN

ΦPn = 0.74 x 42772.828 = 31827.335 kN ≥ Pu = 17006.821 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.242 = 39517.756 kN.m ≥ Mu = 21116.169 kN.m ∴ O.K

3. 단성설계 : (부재 21, UL022)

[가등 : 하부 , 3/7]

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=74.871도(종립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2391.048	13605.457	42066.947	3091.917

나 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 95924.40 mm² , Puse = 0.01954

- 1단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d2 = 100.000 mm
- 3단 : H29 - 43EA (As=27623.200 mm²), d3 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0195) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 901501.259 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1434.629 mm, ab = k1 x cb = 1219.434 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2378054.524 = 54576.351 kN, ∑Csi = 14820.079 kN, ∑Tsi = 11054.467 kN

Pb = 54576.351 + 14820.079 - 11054.467 = 58341.963 kN

Mb = Cc x 1156.817 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52435.467 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 898.761 mm, e = Mu/Pu = 3091.917 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 814.284 mm, a = k1 x c = 692.141 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1107549.603 = 25418.263 kN

∑Csi = 10110.433 kN, ∑Tsi = 20968.298 kN

Pn = 25418.263 + 10110.433 - 20968.298 = 14560.399 kN

Mn = Cc x 1188.644 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 45019.535 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=3091.916) | = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 119059.075 kN ≥ Pn = 14560.399 kN

ΦPn = 1.00 x 14560.399 = 14560.399 kN ≥ Pu = 13605.457 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 3.092 = 45019.547 kN.m ≥ Mu = 42066.947 kN.m ∴ O.K

4. 편심최대 : (부재 21, UE014)

【 가등 : 하부 , 5/7 】

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=67.568도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2391.048	12925.184	20298.867	1570.490

나 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 95924.40 mm² , Puse = 0.01954

- 1단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d2 = 100.000 mm
- 3단 : H29 - 43EA (As=27623.200 mm²), d3 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0195) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 856426.186 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1434.629 mm, ab = k1 x cb = 1219.434 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2378054.524 = 54576.351 kN, ∑Csi = 14820.079 kN, ∑Tsi = 11054.467 kN

Pb = 54576.351 + 14820.079 - 11054.467 = 58341.963 kN

Mb = Cc x 1156.817 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52435.467 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 898.761 mm, e = Mu/Pu = 1570.490 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1082.769 mm, a = k1 x c = 920.353 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1639966.853 = 37637.239 kN

∑Csi = 12245.317 kN, ∑Tsi = 17059.043 kN

Pn = 37637.239 + 12245.317 - 17059.043 = 32823.513 kN

Mn = Cc x 1172.823 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 51548.718 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1570.481) | = 0.0081 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1082.769 mm, a = k1 x c = 920.353 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1082.77) / 1082.77 = 0.00365

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

바 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 119059.075 kN ≥ Pn = 32823.513 kN

ΦPn = 0.80 x 32823.513 = 26258.810 kN ≥ Pu = 12925.184 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.570 = 41239.188 kN.m ≥ Mu = 20298.867 kN.m ∴ O.K

.5. 모멘트최대 : (부재 21, UL007)

【 가둥 : 하부 , 6/7 】

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=86.481도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2391.048	20017.511	25531.775	1275.472

나 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 95924.40 mm² , Puse = 0.01954

- 1단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d2 = 100.000 mm
- 3단 : H29 - 43EA (As=27623.200 mm²), d3 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0195) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1326365.690 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1434.629 mm. ab = k1 x cb = 1219.434 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2378054.524 = 54576.351 kN, ∑Csi = 14820.079 kN, ∑Tsi = 11054.467 kN

Pb = 54576.351 + 14820.079 - 11054.467 = 58341.963 kN

Mb = Cc x 1156.817 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52435.467 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 898.761 mm, e = Mu/Pu = 1275.472 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1207.061 mm, a = k1 x c = 1026.002 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1897455.999 = 43546.615 kN

∑Csi = 13178.754 kN, ∑Tsi = 15175.848 kN

Pn = 43546.615 + 13178.754 - 15175.848 = 41549.522 kN

Mn = Cc x 1166.487 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52995.239 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1275.472) | = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1207.061 mm, a = k1 x c = 1026.002 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1207.06) / 1207.06 = 0.00296

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.75 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0030-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.748

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 119059.075 kN ≥ Pn = 41549.522 kN

ΦPn = 0.75 x 41549.522 = 31089.225 kN ≥ Pu = 20017.511 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.275 = 39653.436 kN.m ≥ Mu = 25531.775 kN.m ∴ O.K

6. 편심최대 : (부재 21, UE020)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=75.057도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2391.048	15165.969	24088.529	1588.328

나 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 95924.40 mm² , Puse = 0.01954

- 1단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H32 - 43EA (As=34150.600 mm²), d2 = 100.000 mm
- 3단 : H29 - 43EA (As=27623.200 mm²), d3 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0195) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1004901.206 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1434.629 mm, ab = k1 x cb = 1219.434 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2378054.524 = 54576.351 kN, ∑Csi = 14820.079 kN, ∑Tsi = 11054.467 kN

Pb = 54576.351 + 14820.079 - 11054.467 = 58341.963 kN

Mb = Cc x 1156.817 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52435.467 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 898.761 mm, e = Mu/Pu = 1588.328 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1076.053 mm, a = k1 x c = 914.645 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1626210.140 = 37321.523 kN

∑Csi = 12230.013 kN, ∑Tsi = 17159.370 kN

Pn = 37321.523 + 12230.013 - 17159.370 = 32392.166 kN

Mn = Cc x 1173.184 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 51449.384 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1588.328)| = 0.0002 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1076.053 mm, a = k1 x c = 914.645 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1076.05) / 1076.05 = 0.00369

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0037-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.785

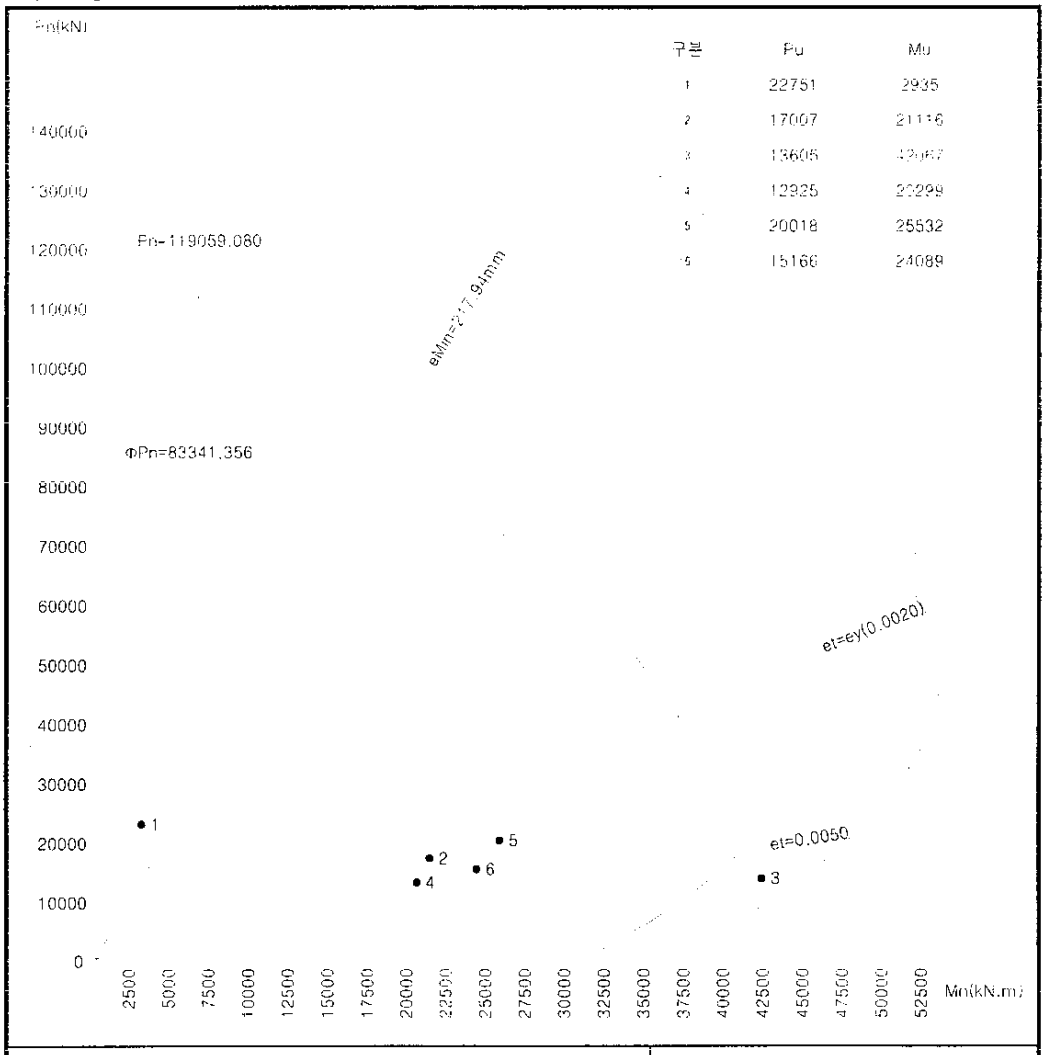
바 축방향력 및 휨에대한 검토

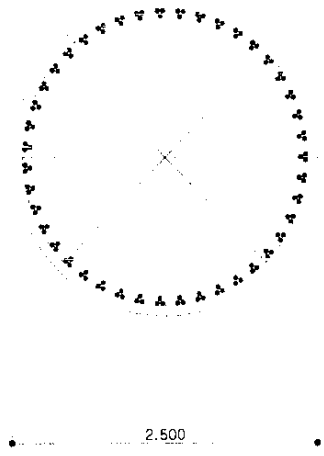
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 119059.075 kN ≥ Pn = 32392.166 kN

ΦPn = 0.78 x 32392.166 = 25413.467 kN ≥ Pu = 15165.969 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.588 = 40364.914 kN.m ≥ Mu = 24088.529 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2391.048 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

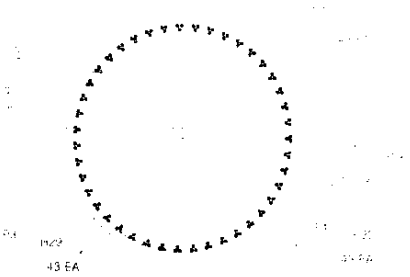
▣ 사용 철근

Ast = 95924.400 mm²
Puse = 0.01954
1단 : H32-43Ea
2단 : H32-43Ea
3단 : H29-43Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX. 기둥부재력 집계」 참조

교축방향	V =	0.000 kN
교축직각방향	V =	811.348 kN
합성전단력	V =	811.348 kN
축방향력	P =	17687.094 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 811.348 / 0.80 = 1014.185 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 108.952 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 749.581 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 749.581

= 1999.581 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 17687.094 x 1000 / (14 x 4908738.521) } x √27.0

x 2500.000 x 1999.581

= 5443.434 kN

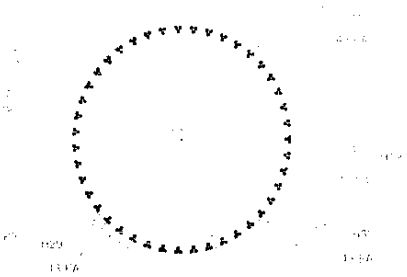
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2721.717 kN ≥ Vn ≤ Vc = 5443.434 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX. 「기둥부재력 집계」 참조

교축방향	V =	700.370 kN
교축직각방향	V =	1923.710 kN
합성전단력	V =	2047.237 kN
축방향력	P =	13605.457 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 2047.237 / 1.00 = 2047.237 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 108.952 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 749.581 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 749.581

= 1999.581 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 1 + 13605.457 x 1000 / (14 x 4908738.521) } x √27.0

x 2500.000 x 1999.581

= 5186.308 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2593.154 kN > Vn = 2047.237 kN ∴ 전단철근 불필요

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 2500.0 mm
- 기둥 순높이의 1/6 = 16620.0 / 6 = 2770.0 mm
∴ 2770.0 mm = 2.770 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 = 2500.0 / 4 = 625.0 mm
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 32.0 = 192.0 mm
∴ 192.0 mm = 0.192 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 = 1250.0 mm
∴ 1250.0 mm = 1.250 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2500.0 / 4 = 625.0 mm
- 100.0 mm
∴ 625.0 mm = 0.625 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	15960.667	546.109	11613.919	18937.417	76696.539	12760.749	축력최대
SV007	15398.085	546.109	17760.134	18374.835	74418.082	18906.964	모멘트최대
SV021	15398.085	546.109	17760.134	18374.835	74418.082	18906.964	편심최대
SV022	13605.457	1923.710	38578.456	16582.207	67157.938	42618.247	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.000 x 8.100 x 2.100 x 25.000 = 2976.750 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.100 m

My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.100 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV005	76696.539	12760.749	18937.417	6.010	0.674	1.350	O.K
SV007	74418.082	18906.964	18374.835	3.936	1.029	1.350	O.K
SV021	74418.082	18906.964	18374.835	3.936	1.029	1.350	O.K
SV022	67157.938	42618.247	16582.207	1.576	2.570	2.700	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.100m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

3. 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN). 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SV005	18937.417	11362.450	546.109	20.806	1.500	O.K
SV007	18374.835	11024.901	546.109	20.188	1.500	O.K
SV021	18374.835	11024.901	546.109	20.188	1.500	O.K
SV022	16582.207	9949.324	1923.710	5.172	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0. 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV005	18937.417	63935.790	0.674	500.702	167.284	1000.000	O.K
SV007	18374.835	55511.118	1.029	571.076	77.067	1000.000	O.K
SV021	18374.835	55511.118	1.029	571.076	77.067	1000.000	O.K
SV022	16582.207	24539.691	2.570	1067.152	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.100m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SV005, SV007, SV021

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SV022

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

■ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.

- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√(7.000 x 8.100) / 0.3)^-¾) = 297.251 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 8.100 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.000 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.100 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

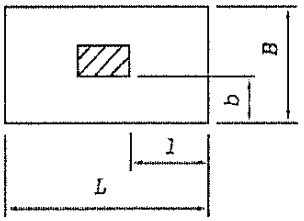
β = ⁴ √{(3 x 297.251) / (27804000.000 x 2.100³)} = 0.043 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.250,2.800) = 2.800

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 4.050

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 4.050



βλ = 0.043 x 2.800 = 0.121 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	22750.796	235.981	2863.997	26620.571	107813.313	3359.558	축력최대
UL007	20017.511	709.942	23088.174	23887.286	96743.508	24579.053	모멘트최대
UE021	15165.969	682.637	21667.996	17993.882	72875.220	23101.533	편심최대
UL022	13605.457	1923.710	38578.456	16582.207	67157.938	42618.247	지진시
SV005	15960.667	546.109	11613.919	18937.417	76696.539	12760.749	축력최대
SV007	15398.085	546.109	17760.134	18374.835	74418.082	18906.964	모멘트최대
SV021	15398.085	546.109	17760.134	18374.835	74418.082	18906.964	편심최대
SV022	13605.457	1923.710	38578.456	16582.207	67157.938	42618.247	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.000 x 8.100 x 2.100 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.100 m

My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.100 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
UL001	26620.571	104453.755	0.126	3593.720	2979.260	8.100
UL007	23887.286	72164.456	1.029	5196.789	701.306	8.100
UE021	17993.882	49773.687	1.284	4334.090	108.844	8.100
UL022	16582.207	24539.691	2.570	7470.064	0.000	4.440
SV005	18937.417	63935.790	0.674	3504.916	1170.989	8.100
SV007	18374.835	55511.118	1.029	3997.530	539.466	8.100
SV021	18374.835	55511.118	1.029	3997.530	539.466	8.100
SV022	16582.207	24539.691	2.570	7470.064	0.000	4.440

註) B : 기초의 폭원 (8.100m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SV005, SV007, SV021, UL001, UL007, UE021

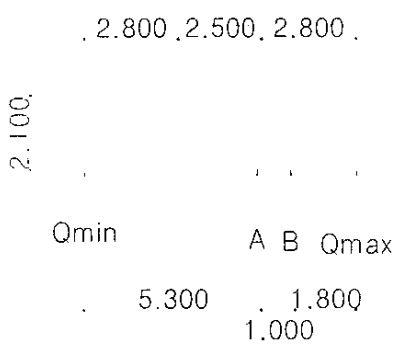
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SV022, UL022

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 2.100 x 7.000 x 25.000 = 661.500 kN

Ma = 2.942 x 2.100 x 7.000 x 25.000 x 2.942/2 = 1590.423 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.942^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.942^2 x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SV005	3504.916	2657.211	2986.266	5842.064	13945.297	5180.564	12354.874
SV007	3997.530	2741.527	3229.071	6503.941	15488.178	5842.441	13897.755
SV021	3997.530	2741.527	3229.071	6503.941	15488.178	5842.441	13897.755
SV022	7470.064	2519.907	4441.416	10720.332	25187.159	10058.832	23596.736

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
UL001	3593.720	3370.542	3457.173	6345.804	15230.530	5485.854	13162.980
UL007	5196.789	3563.985	4197.793	8455.124	20134.632	7595.174	18067.082
UE021	4334.090	2799.439	3395.146	6956.313	16542.736	6327.888	15031.834
UL022	7470.064	2519.907	4441.416	10720.332	25187.159	10058.832	23596.736

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

▵ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5

tc

b1

$b = tc + 2 \cdot d \le B$
$= 6500.00$ 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 (= 22665.509 ㎟ , 기초단면 검토 참조)
β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 8.100/7.000 = 1.157)
As.m = 2 / (1 + 1.157) x 226.655 = 21014.379 ㎟
→ 유효폭내에 배치된 철근량은 32122.278 ㎟ 이므로 위 조건에 만족한다.
: 사용철근 = D25 - 79EA ∴ 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)
7000.00	2100.00	2000.00	100.00	23596.74	10058.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 44325.600 x 400.00 = 17730240.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7000.000 = 160650.000 x a

T = C 이므로, a = 110.366 mm, c = 110.366 / β1 = 110 366 / 0.85 = 129.842 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2000.00 - 129.842) / 129.842 = 0.04321

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 35484.884\ mm^2$$

* 사용철근량 = 44325.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.249]

1단 : H29 - 69.0 EA (= 44325.6 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7000.0 x 1200.0 - 12600.000 mm²

As,req = 35484.884 mm²

ρmin = Max(35484.884, 12600.000) / bd = 0.00253

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00317

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.366 mm

ΦMn = 0.85 x 44325.600 x 400 x (2000.00 - a/2) = 29309.764 kN.m

≥ Mu (= 23596.736 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.242]

* 전단에 대한 검토 (d = 2000.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 7000.00 x 2000.00 = 9699.485 kN

< Vu (= 10058.832 kN) ∴ 전단보강 필요

Av_req = (10058.832-9699.485) x 400.00 / (400x2000.00xΦ) x 1000 = 224.592 mm²

Av_use = 2292.000 mm² (H19-8.0 EA, C.T.C 400 mm)

Vs = 2292.000 x 400.0 x 2000.00 / 400.00 x 1000 = 4584.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 7000.00 x 2000.00 / 1000 = 48497.423 kN ≥ 4584.000 kN ∴ O.K

s = 400.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (12124.356 + 4584.000) = 13366.685 kN ≥ 10058.832 kN ∴ O.K

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb (도로교설계기준 P.252)

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H25 - 79.0 EA

    H25 - 41.0 EA = 60804.000 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2100.0 x 8100.0 = 25515.0 ㎟ < 60804.0 ㎟

    (60804.000 / 8.100) = 7506.667 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축.온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎜ 이상 (도로교설계기준 4.3.9. 철도설계기준 P.254

    사용철근량 : H25 - 79.0 EA = 20774.700 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 20774.700 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13897.755 x 1000000 / [44325.600 x (2000.000 - 379.074/3)]

  = 167.341 MPa

  χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

  = -7x44325.600/7000.0 + 7x44325.600/7000.0 x √[(1 + 2x7000.0x2000.0/(7x44325.600)]

  = 379.074 ㎜

  사용철근량 = 44325.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

  1단 : H29 - 69.0 EA (= 44325.6 ㎟)

  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 / 167.34) - 2.5 x 85.50 = 256.84 ㎜

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 167.34) = 376.48 ㎜

  Sa는 작은 값인 256.84 ㎜ 를 적용

  S = 7000.00 / 69.0 EA = 101.45 ≤ Sa (= 256.84 ㎜) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	15960.667	259.755	-4785.745	18937.417	66280.960	4240.258	축력최대
SVB14	13605.457	341.295	-6014.815	16582.207	58037.725	5298.096	모멘트최대
SVB14	13605.457	341.295	-6014.815	16582.207	58037.725	5298.096	편심최대
SVB22	13605.457	1878.870	27476.691	16582.207	58037.725	31422.318	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.000 x 8.100 x 2.100 x 25.000 = 2976.750 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 7.000 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.100 m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB16	66280.960	4240.258	18937.417	15.631	0.224	1.167	O.K
SVB14	58037.725	5298.096	16582.207	10.954	0.320	1.167	O.K
SVB14	58037.725	5298.096	16582.207	10.954	0.320	1.167	O.K
SVB22	58037.725	31422.318	16582.207	1.847	1.895	2.333	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A' + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN). 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SVB16	18937.417	11362.450	259.755	43.743	1.500	O.K
SVB14	16582.207	9949.324	341.295	29.152	1.500	O.K
SVB14	16582.207	9949.324	341.295	29.152	1.500	O.K
SVB22	16582.207	9949.324	1878.870	5.295	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB16	18937.417	62040.701	0.224	398.094	269.893	1000.000	O.K
SVB14	16582.207	52739.629	0.320	372.547	212.363	1000.000	O.K
SVB14	16582.207	52739.629	0.320	372.547	212.363	1000.000	O.K
SVB22	16582.207	26615.407	1.895	850.306	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.000m), M = Mr - Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SVB16, SVB14, SVB14

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SVB22

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	22750.796	0.000	79.172	26620.571	93171.999	79.172	축력최대
UEB14	12925.184	426.619	-7536.489	15753.097	55135.838	6640.590	모멘트최대
UEB14	12925.184	426.619	-7536.489	15753.097	55135.838	6640.590	편심최대
ULB22	13605.457	1878.870	27476.691	16582.207	58037.725	31422.318	지진시
SVB16	15960.667	259.755	-4785.745	18937.417	66280.960	4240.258	축력최대
SVB14	13605.457	341.295	-6014.815	16582.207	58037.725	5298.096	모멘트최대
SVB14	13605.457	341.295	-6014.815	16582.207	58037.725	5298.096	편심최대
SVB22	13605.457	1878.870	27476.691	16582.207	58037.725	31422.318	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.000 x 8.100 x 2.100 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.000 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.100 m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB01	26620.571	93092.826	0.003	3812.633	3793.244	7.000
UEB14	15753.097	48495.248	0.422	3063.576	1437.309	7.000
UEB14	15753.097	48495.248	0.422	3063.576	1437.309	7.000
ULB22	16582.207	26615.407	1.895	6887.479	0.000	4.815
SVB16	18937.417	62040.701	0.224	3224.561	2186.130	7.000
SVB14	16582.207	52739.629	0.320	3017.633	1720.140	7.000
SVB14	16582.207	52739.629	0.320	3017.633	1720.140	7.000
SVB22	16582.207	26615.407	1.895	6887.479	0.000	4.815

註) B : 기초의 폭원 (7.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SVB16, SVB14, SVB14, ULB01, UEB14, UEB14

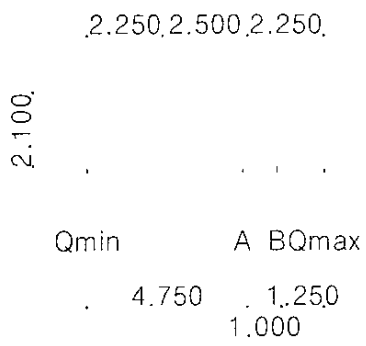
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SVB22, ULB22

:3 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.250 x 2.100 x 8.100 x 25.000 = 531.563 kN

Ma = 2.392 x 2.100 x 8.100 x 25.000 x 2.392/2 = 1216.569 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.392^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.392^2 x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB16	3224.561	2869.714	3039.127	3914.804	8886.541	3383.242	7669.972
SVB14	3017.633	2574.261	2785.938	3627.232	8210.137	3095.669	6993.568
SVB14	3017.633	2574.261	2785.938	3627.232	8210.137	3095.669	6993.568
SVB22	6887.479	3466.035	5099.517	7491.873	16441.195	6960.310	15224.627

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB01	3812.633	3806.008	3809.171	4763.628	10900.985	4072.596	9319.446
UEB14	3063.576	2507.857	2773.171	3647.967	8234.436	3142.982	7078.696
UEB14	3063.576	2507.857	2773.171	3647.967	8234.436	3142.982	7078.696
ULB22	6887.479	3466.035	5099.517	7491.873	16441.195	6960.310	15224.627

※ 계수단면력 = 지반반력에 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)
8100.00	2100.00	2000.00	100.00	15224.63	6960.31

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 40029.300 x 400.00 = 16011720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8100.000 = 185895.000 x a

T = C 이므로, a = 86.133 mm, c = 86.133 / β1 = 86.133 / 0.85 = 101.333 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2000.00 - 101.333) / 101.333 = 0.05621

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 22665.509 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 40029.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.766]

1단 : H25 - 79.0 EA (= 40029.3 mm²)

* 철근비 검토

As.temp = 0.0015 x 8100.0 x 1200.0 = 14580.000 mm²

As.req = 22665.509 mm²

ρmin = Max(22665.509, 14580.000) / bd = 0.00140

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00247

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 86.133 mm

ΦMn = 0.85 x 40029.300 x 400 x (2000.00 - a/2) = 26633.790 kN.m

≥ Mu (= 15224.627 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.749]

* 전단에 대한 검토 (d = 2000.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8100.00 x 2000.00 = 11223.689 kN

≥ Vu (= 6960.310 kN) . 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 「도로교설계기준 P.252」

    단. 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H29 - 69.0 EA

    H25 - 35.0 EA = 62060.100 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2100.0 x 7000.0 = 22050.0 ㎟ < 62060.1 ㎟

    (62060.100 / 7.000) = 8865.729 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축.온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 「도로교설계기준 4.3.9. 철도설계기준 P.254」

    사용철근량 : H29 - 69.0 EA = 17734.500 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 17734.500 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ㈀ 응력 산정

  $f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 7669.972 \times 1000000 / [40029.300 \times (2000.000 - 338.997/3)]$

  $= 101.542$ MPa

  $x = -nA_s/b + nA_s/b\sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$

  $= -7 \times 40029.300/8100.0 + 7 \times 40029.300/8100.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 8100.0 \times 2000.0/(7 \times 40029.300)]}$

  $= 338.997$ ㎜

  사용철근량 = 40029.3 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

  1단 : H25 - 79.0 EA (= 40029.3 ㎟)

  ㈁ 철근의 최대 중심간격

  Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 ㎜

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

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 101.54) - 2.5 x 87.50 = 556.79 ㎜

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 101.54) = 620.44 ㎜

  Sa는 작은 값인 556.79 ㎜ 를 적용

  S = 8100.00 / 79.0 EA = 102.53 ≤ Sa (= 556.79 ㎜) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -22750.796 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 14.137 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 14.137 x 2.000
= 73458.867 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 2.000)/(2 · 14.137)) x √(27) x 14.137 x 2.000
= 93768.321 kN

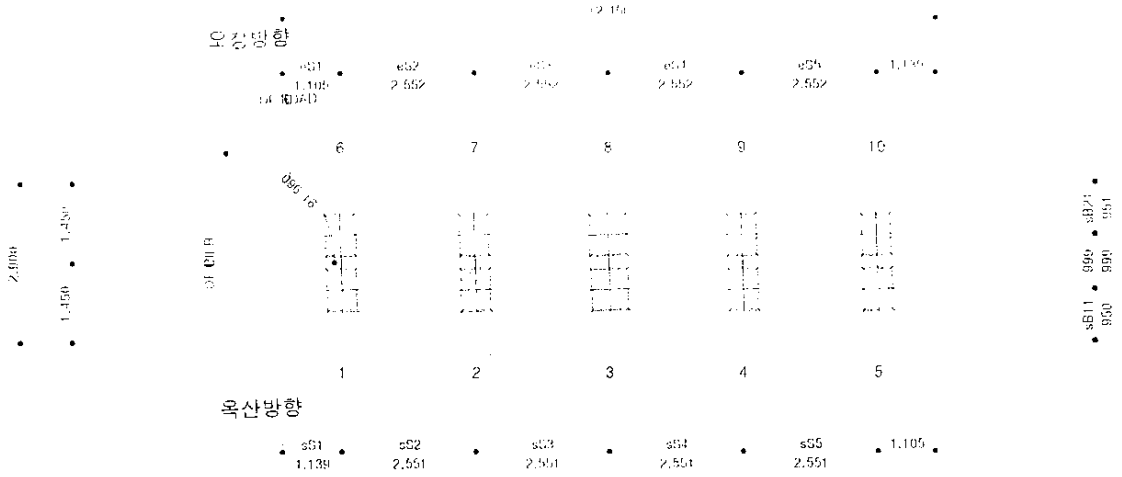
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 14.137 x 2.000
= 48972.578 kN

---------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(φVc) = 0.80 x 48972.578 = 39178.062 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 35.093 = 375.463 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 34.986 = 374.931 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	375.463	610.000	410.000	638.586	O.K
2	375.463	610.000	410.000	638.606	O.K
3	375.463	600.000	550.000	641.277	O.K
4	375.463	610.000	410.000	638.631	O.K
5	375.463	610.000	410.000	638.645	O.K
6	374.931	610.000	410.000	638.920	O.K
7	374.931	610.000	410.000	638.932	O.K
8	374.931	600.000	550.000	641.528	O.K
9	374.931	610.000	410.000	638.957	O.K
10	374.931	610.000	410.000	638.970	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 88.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 1.96°

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

$= (200 + 1.67 \times 105.170 + 6.66 \times 17.759) \times (1 + 0.000125 \times 1.96^2)$

$= 494.149$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1451 - 0 - 50 = 1401$ mm ≥ 494 mm ∴ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1431.879	O.K	258.822	144.770	O.K
SHOE 2	1750.000	1316.086	O.K	258.822	142.990	O.K
SHOE 3	1750.000	1234.750	O.K	258.822	141.510	O.K
SHOE 4	1750.000	1358.417	O.K	258.822	142.740	O.K
SHOE 5	1750.000	1548.783	O.K	258.822	144.460	O.K
SHOE 6	1750.000	1433.135	O.K	258.822	144.860	O.K
SHOE 7	1750.000	1297.449	O.K	258.822	143.030	O.K
SHOE 8	1750.000	1234.669	O.K	258.822	141.510	O.K
SHOE 9	1750.000	1329.236	O.K	258.822	142.830	O.K
SHOE 10	1750.000	1547.498	O.K	258.822	144.600	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1431.879	108.850	105.714	1360.317	1749.207	
2	1316.086	107.511	106.075	1360.321	1885.722	
3	1234.750	106.398	213.406	1500.324	1875.718	
4	1358.417	107.323	106.519	1360.314	1885.715	
5	1548.783	108.617	106.511	1360.312	1715.060	
6	1433.135	108.917	104.632	1360.841	1715.060	
7	1297.449	107.541	104.940	1360.836	1885.764	
8	1234.669	106.398	213.406	1500.832	1875.760	
9	1329.236	107.391	105.459	1360.828	1885.757	
10	1547.498	108.722	105.526	1360.824	1748.871	

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	1955.170	4369.200	O.K	2178.278	3574.800	O.K
2	1838.529	4369.200	O.K	2051.624	3574.800	O.K
3	1764.661	4369.200	O.K	2530.938	3574.800	O.K
4	1877.404	4369.200	O.K	2101.123	3574.800	O.K
5	2064.127	4369.200	O.K	2312.599	3574.800	O.K
6	1957.082	4369.200	O.K	2173.659	3574.800	O.K
7	1821.433	4369.200	O.K	2024.609	3574.800	O.K
8	1764.873	4369.200	O.K	2530.762	3574.800	O.K
9	1850.579	4369.200	O.K	2062.810	3574.800	O.K
10	2063.872	4369.200	O.K	2305.700	3574.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	604.720	5759.400	O.K	587.302	5759.400	O.K
2	597.285	5759.400	O.K	589.307	5759.400	O.K
3	591.103	5759.400	O.K	1185.586	5759.400	O.K
4	596.241	5759.400	O.K	591.771	5759.400	O.K
5	603.425	5759.400	O.K	591.729	5759.400	O.K
6	605.096	5759.400	O.K	581.287	5759.400	O.K
7	597.452	5759.400	O.K	582.999	5759.400	O.K
8	591.103	5759.400	O.K	1185.586	5759.400	O.K
9	596.617	5759.400	O.K	585.881	5759.400	O.K
10	604.010	5759.400	O.K	586.257	5759.400	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 6

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1433.135 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 35.0

= 0.008747 m

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

= 4793.000 x 0.008747

= 41.922 kN/m

Hx1 = 41.922 / 1.15 = 36.454 kN

Hx2 = 144.860 / 1.33 = 108.917 kN

∴ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 108.917 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 139.160 / 1.33 = 104.632 kN

∴ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 104.632 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 950.841 mm b2y = 1105.060 mm

bcx = 2 x b2x = 1901.681 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2210.120 mm > 5 x b1y = 2050.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 610.000/1901.681) x 1433.135 x 10^3 /180.000

= 1351.986 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 410.000/2050.000) x 1433.135 x 10^3 /180.000

= 1592.372 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 108.917 x 10^3 / 180.000

= 605.096 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 104.632 x 10^3 / 180.000

= 581.287 mm^2

4 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 1105.060 = 1715.060 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 410.000 + 950.841 = 1360.841 mm

5 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 1592.372 + 581.287 = 2173.659 mm^2

  Bxo = 1715.060 mm 범위내에서 H16 - 18 EA

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

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 1351.986 + 605.096 = 1957.082 mm^2

  Byo = 1360.841 mm 범위내에서 H16 - 22 EA

  As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 6

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 104.632 x 10^3 / 180.000 = 581.287 mm^2

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 108.917 x 10^3 / 180.000 = 605.096 mm^2

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm^2 ∴ O.K

교각 P2(오창방향)

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

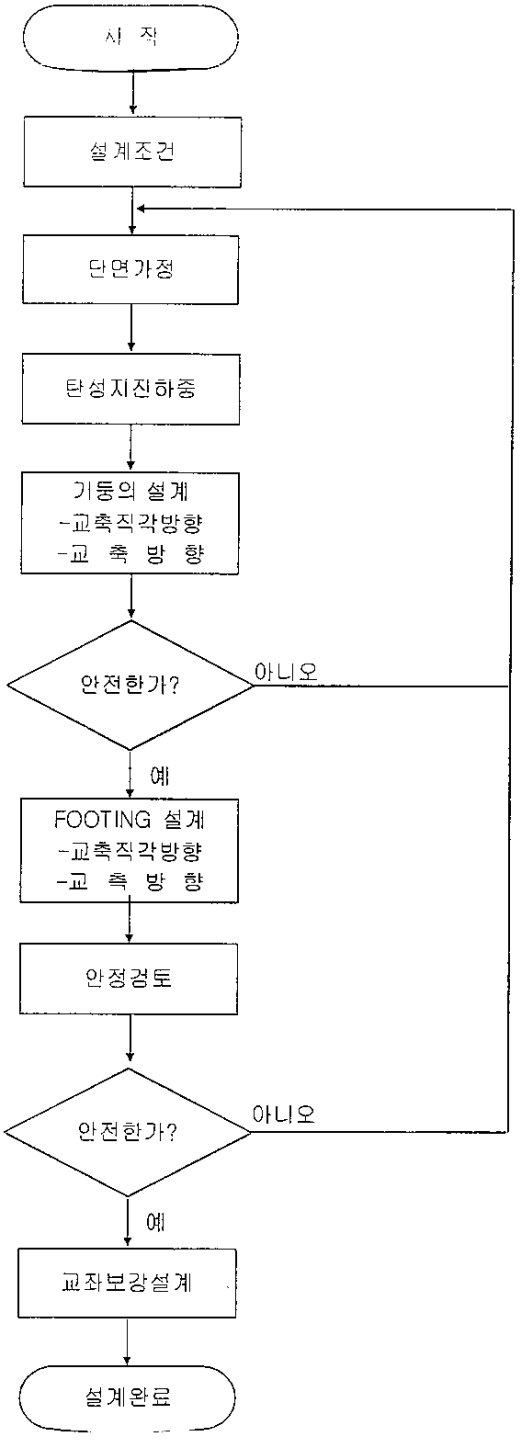
9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
12.1 받침 연단거리 검토
12.2 최소 받침지지 길이 검토
12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
12.4 교량받침 보강 철근 검토
12.5 교량받침 하면 보강
12.6 교량받침 콘크리트 보강

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

■ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	55518.001	1945.321	28.54	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9517.372	158.784	59.94	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1000.000	361.436	2.77	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	55518.001	32469.968	1.71	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9517.372	2052.160	4.64	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1500.000	970.387	1.55	1.00	O.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	65895.765	17758.816	3.71	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	10543.322	537.214	19.63	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1000.000	605.319	1.65	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	59483.572	36702.886	1.62	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9517.372	1691.790	5.63	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1500.000	1051.902	1.43	1.00	O.K

■ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	φPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.017	22115.859	80527.257	3.641	O.K
	모멘트최대	0.017	17208.471	80527.257	4.680	O.K
	탄성설계	0.017	13237.286	19688.098	1.487	O.K
	편심최대	0.017	11913.557	90634.054	7.608	O.K
교축직각방향	축력최대	0.017	22115.859	80527.257	3.641	O.K
	모멘트최대	0.017	19431.365	30509.281	1.570	O.K
	탄성설계	0.017	13237.286	15512.598	1.172	O.K
	편심최대	0.017	14712.819	25519.674	1.735	O.K
합성부재력	축력최대	0.017	22115.859	80527.257	3.641	O.K
	모멘트최대	0.017	17208.471	32693.753	1.900	O.K
	탄성설계	0.017	13237.286	14649.840	1.107	O.K
	편심최대	0.017	11913.557	26846.089	2.253	O.K
	모멘트최대	0.017	19431.365	30453.206	1.567	O.K
	편심최대	0.017	14712.819	25464.800	1.731	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	3250.0	100.0	27390.128	42996.000	-	-	1.570	O.K
	우측내민보	3250.0	100.0	30131.390	42996.000			1.427	O.K
	좌측내민보수	2900.0	100.0	2378.465	7466.200	2259.141	7057.002	3.124	O.K
	우측내민보수	2900.0	100.0	2374.286	7466.200	2255.181	7057.002	3.129	O.K
	교량받침6	1683.8	100.0	150.952	42996.000	76.518	19912.621	260.234	O.K
	교량받침1	1711.1	100.0	170.992	42996.000	88.262	20312.246	230.136	O.K
	교량받침7	2828.8	100.0	11312.175	42996.000	10009.304	36652.114	3.662	O.K
	교량받침2	2856.2	100.0	11511.187	42996.000	10290.045	37051.739	3.601	O.K
	교량받침9	3121.4	100.0	12065.054	42996.000	11866.214	40928.617	3.449	O.K
	교량받침4	3094.0	100.0	11610.201	42996.000	11316.342	40528.992	3.581	O.K
	교량받침10	2226.4	100.0	713.407	42996.000	492.840	27845.304	56.500	O.K
	교량받침5	2199.1	100.0	333.302	42996.000	227.285	27445.679	120.754	O.K
기초	교축방향	2000.0	100.0	25058.298	29895.300	15939.594	18959.286	1.189	O.K
	교직-지점부	2000.0	100.0	30362.821	35332.000	19224.160	22296.070	1.160	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	115.977	180.000	120.833	465.263	O.K
	우측내민보	134.961	180.000	120.833	369.753	O.K
	좌측내민보수평	111.853	180.000	203.125	490.301	O.K
	우측내민보수평	111.657	180.000	203.125	491.537	O.K
	교량받침6	2.590	180.000	120.833	24321.781	O.K
	교량받침1	4.568	180.000	120.833	13790.235	O.K
	교량받침7	63.777	180.000	120.833	987.820	O.K
	교량받침2	64.772	180.000	120.833	972.647	O.K
	교량받침9	73.540	180.000	120.833	856.672	O.K
	교량받침4	69.925	180.000	120.833	900.960	O.K
	교량받침10	7.454	180.000	120.833	8451.352	O.K
	교량받침5	3.679	180.000	120.833	17126.134	O.K
기초	교축방향	122.717	180.000	127.119	422.972	O.K
	교직-지점부	190.063	180.000	127.273	200.586	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식	:	T형 교각
2) 상 부 형 식	:	PSC BEAM
3) 교 량 등 급	:	1 등교
4) 기 초 형 식	:	직접기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량	:	γc	=	25 kN/m³	[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	:	γs2	=	20 kN/m³	[도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	:	fs	=	0.15	

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	:	N	=	50	
2) 기초지반의 내부마찰각	:	φ2	=	42.386 °	: 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력	:	C	=	0.24 kN/m²	
4) 기초지반의 최대 허용지지력	:	Qa	=	600 kN/m²	
5) 기초지반의 마찰계수	:	μ	=	0.6	: tanΦb = 0.60, Cb = 0:암과 콘크리트
6) 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]

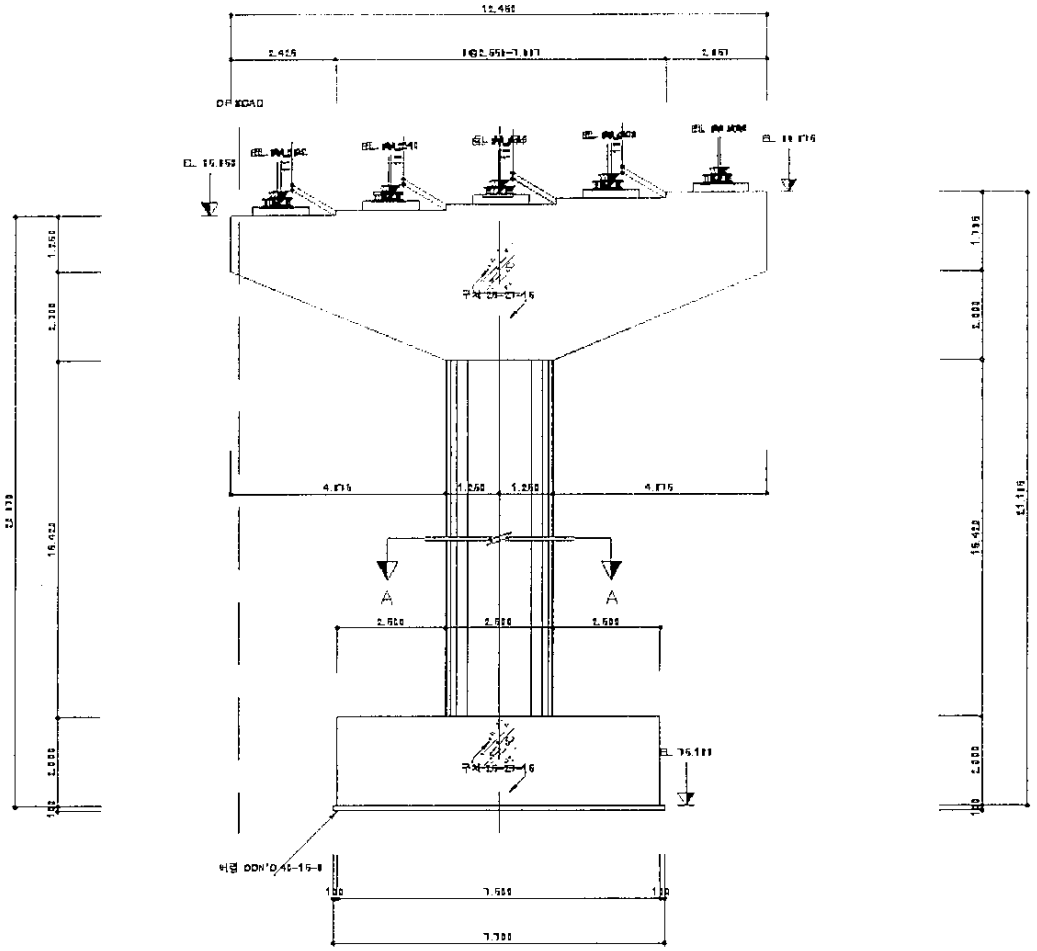
3.5 설 계 방 법

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) 구조설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	866.552	217.267	320.780	38.732
2	812.700	348.022	252.269	88.741
3	806.697	330.404	169.719	174.499
4	850.539	250.099	82.329	249.033
5	954.952	-4.539	33.999	303.954
6	869.275	217.267	320.780	38.732
7	813.452	348.022	252.269	88.741
8	806.781	330.404	169.719	174.499
9	849.614	250.099	82.329	249.033
10	952.430	-4.539	33.999	303.954
계	8582.992	2282.506	1718.192	1709.918

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 12.625 / 4.440 = 2.843 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (12.625 / 4.440)] x 4.440 = 15.2 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 15.235 kN/m

P1 = 15.235 x (34.986 + 34.986) / 2 x sin86.1

= 531.775 kN

작용위치 h = 4.440/2 + 0.430 + 0.625 = 3.275 m

작용모멘트 My = Ph x h = 531.775 x 3.275 = 1741.56 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.250 x 2.900 = 28.275 kN

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 100.961 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 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 (34.986 + 34.986)/2 x sin86.1 = 52.357 kN

작용위치 h = 2.932 + 1.500 + 0.625 = 5.057 m

작용모멘트 My = Ph x h = 52.357 x 5.057 = 264.769 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)

$CF = 0.79 \times V^2 / R$ (%)

$= 0.79 \times 100.000^2 / 1025.000$

$= 7.707$ %

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

작용위치 h = 2.932 + 1.800 + 0.625 = 5.357 m

작용수평력 Pcf = 7.707 x 2282.506 / 100 = 175.92 kN

작용모멘트 My = Pcf x h = 175.920 x 5.357 = 942.399 kN.m

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	1963.850	4058.220	0.07044	570.180	4056.530	0.03812
	하중경우 2	기둥 1	701.170	1963.210	0.02178	1559.290	12588.780	0.12189
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	2052.160	28360.900	0.00000	630.210	10959.060	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	733.650	10401.070	0.00000	1691.790	31639.120	0.00000

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00								1.00	

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축,제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00								1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30
ULB26	1.20				1.20					

양이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.

ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

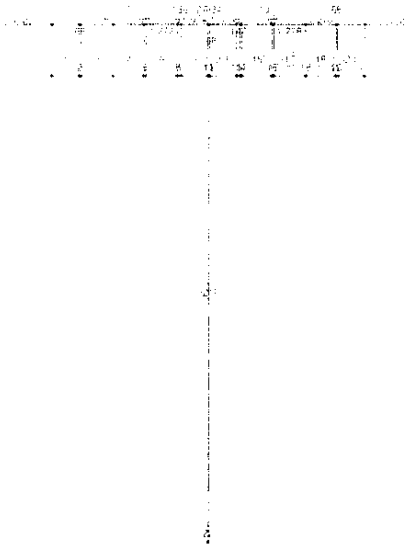
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00								1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30
UEB26	0.90				1.20					

이며, 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	18.045	7	4.975	18.045	13	7.333	18.045	19	11.303	18.045
2	1.079	18.045	8	4.981	18.045	14	7.475	18.045	20	11.371	18.045
3	1.147	18.045	9	5.117	18.045	15	7.537	18.045	21	12.450	18.045
4	2.425	18.045	10	6.191	18.045	16	8.747	18.045	22	6.225	0.000
5	3.635	18.045	11	6.225	18.045	17	8.815	18.045			
6	3.703	18.045	12	6.259	18.045	18	10.093	18.045			

6.3 단면 제원

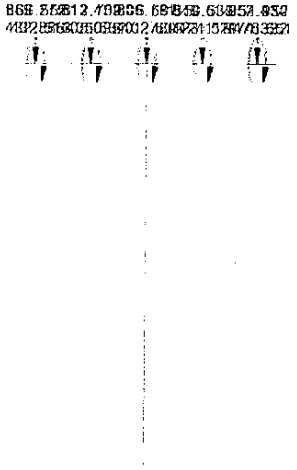
구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.900	1.250	3.625	2.540521	0.472005	1
②	2.900	1.684	4.884	3.422590	1.154099	2
③	2.900	1.711	4.962	3.477465	1.210506	3
④	2.900	1.765	5.118	3.587215	1.328773	21
⑤	2.900	2.199	6.377	4.469284	2.569759	20
⑥	2.900	2.225	6.452	4.522127	2.661992	4, 19
⑦	2.900	2.713	7.868	5.513946	4.825765	18
⑧	2.900	2.829	8.204	5.749707	5.471616	5
⑨	2.900	2.856	8.282	5.804582	5.629779	6
⑩	2.900	3.094	8.973	6.288297	7.157769	17
⑪	2.900	3.121	9.051	6.343172	7.346797	16
⑫	2.900	3.368	9.767	6.845179	9.232791	7, 8
⑬	2.900	3.500	10.150	7.113458	10.361458	9~14

⑭	2.900	3.608	10.463	7.332959	11.350535	15
⑮	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥상단
16	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥하단

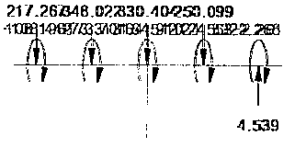
6.4 하중재하도

1) 연직하중

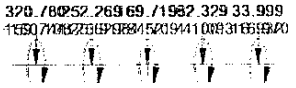
① 고정하중 (D)



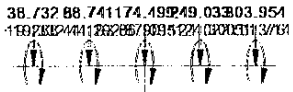
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하사 (L2)



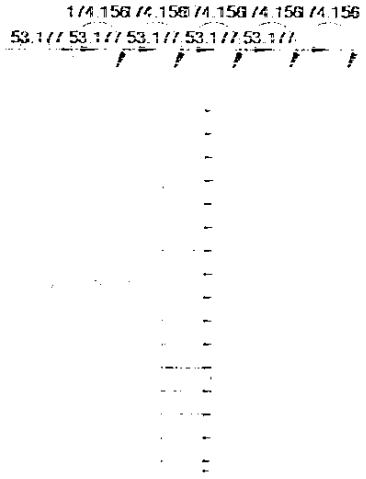
④ 활하중 : 우측 편재하사 (L3)



2) 수평하중

1 교축직각 방향

가 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 531.775/10EA = 53.177 kN

M = 1741.563/10EA = 174.156 kN

나 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

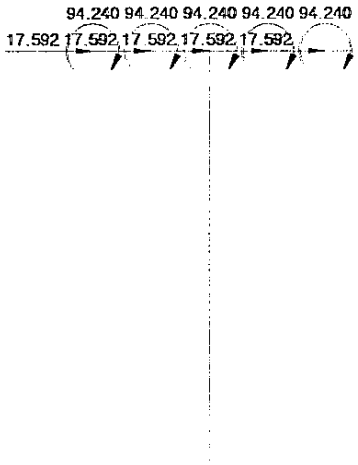


P = 52.357/10EA = 5.236 kN

M = 264.769/10EA = 26.477 kN

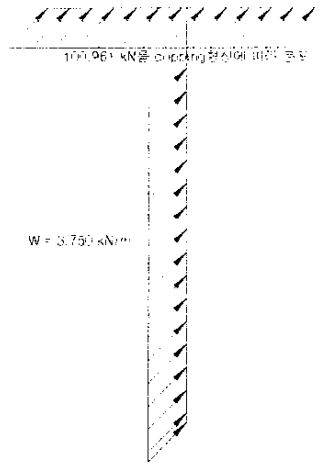
다. 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

라. 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.



2. 교축 방향

가. 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11344.966	1680.186	0.000	-13237.286	1680.186	0.000	
L1	-2282.506	-2768.327	0.000	-2282.506	-2768.327	0.000	
L2	-1718.192	-3800.782	0.000	-1718.192	-3800.782	0.000	
L3	-1709.918	3531.042	0.000	-1709.918	3531.042	0.000	
W-TR	0.000	3211.691	-560.050	0.000	12293.461	-617.873	
WL	0.000	402.207	-52.357	0.000	1209.555	-52.357	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	12588.780	1559.290	0.000	31639.120	1691.790	
CF	0.000	1404.189	-175.920	0.000	4116.875	-175.920	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11344.966	4.748	0.000	-13237.286	4.748	0.000	
L1	-2282.506	1.279	0.000	-2282.506	1.279	0.000	
L2	-1718.192	0.965	0.000	-1718.192	0.965	0.000	
L3	-1709.918	0.953	0.000	-1709.918	0.953	0.000	
W-LO	0.000	-265.022	100.961	0.000	-2267.636	158.784	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	4058.220	1963.850	0.000	28360.900	2052.160	
CF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11161.484	4225.460	-12402.769	-4621.582	
L1	-2747.746	1130.578	-687.938	-491.120	
L2	-3299.377	1146.098	-510.689	-232.656	
L3	-567.160	254.946	-3155.263	-1105.974	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	696.624	0.000	-696.624	0.000	
WL	105.908	0.000	-105.908	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	
CF	376.960	0.000	-376.960	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-58.860	984.035	-126.058	1858.955	-5211.998	3076.434
L1	0.000	217.267	-14.774	434.534	-1095.895	782.556
L2	0.000	320.780	-21.813	641.560	-1618.014	893.829
L3	0.000	38.732	-2.634	77.464	-195.364	166.205
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	174.156	0.000	348.312	0.000	522.468	0.000
WL	26.477	0.000	52.954	0.000	79.431	0.000
G-L01	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-L0	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
CF	94.240	0.000	188.480	0.000	282.720	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-5421.671	3903.147	-6118.940	-4274.424	-5886.575	-3409.490
L1	-1149.109	1130.578	6.505	-491.120	22.895	-241.021
L2	-1678.795	1146.098	-181.713	-232.656	-171.491	-150.327
L3	-206.666	254.946	-1591.416	-1105.974	-1533.144	-856.941
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	696.624	0.000	-696.624	0.000	-522.468	0.000
WL	105.908	0.000	-105.908	0.000	-79.431	0.000
G-L01	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-L0	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
CF	376.960	0.000	-376.960	0.000	-282.720	0.000

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-156.445	-2073.334	-80.595	-1109.999
L1	0.309	9.078	0.000	4.539
L2	-2.312	-67.998	0.000	-33.999
L3	-20.669	-607.908	0.000	-303.954
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-348.312	0.000	-174.156	0.000
WL	-52.954	0.000	-26.477	0.000
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	-188.480	0.000	-94.240	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-13627.472	316.048	-175.920	-15519.792	3028.734	-175.920	
SV002	-13063.158	-716.408	-175.920	-14955.478	1996.279	-175.920	
SV003	-13054.884	6615.417	-175.920	-14947.204	9328.104	-175.920	
SV004	-11344.966	4891.877	-560.050	-13237.286	13973.647	-617.873	
SV005	-13627.472	2324.100	-508.302	-15519.792	10385.019	-537.214	
SV006	-13063.158	1291.645	-508.302	-14955.478	9352.564	-537.214	
SV007	-13054.884	8623.469	-508.302	-14947.204	16684.389	-537.214	
SV008	-13627.472	316.048	-175.920	-15519.792	3028.734	-175.920	
SV009	-13627.472	316.048	-175.920	-15519.792	3028.734	-175.920	
SV010	-13063.158	-716.408	-175.920	-14955.478	1996.279	-175.920	
SV011	-13063.158	-716.408	-175.920	-14955.478	1996.279	-175.920	
SV012	-13054.884	6615.417	-175.920	-14947.204	9328.104	-175.920	
SV013	-13054.884	6615.417	-175.920	-14947.204	9328.104	-175.920	
SV014	-11344.966	4891.877	-560.050	-13237.286	13973.647	-617.873	
SV015	-11344.966	4891.877	-560.050	-13237.286	13973.647	-617.873	
SV016	-13627.472	2324.100	-508.302	-15519.792	10385.019	-537.214	
SV017	-13627.472	2324.100	-508.302	-15519.792	10385.019	-537.214	
SV018	-13063.158	1291.645	-508.302	-14955.478	9352.564	-537.214	
SV019	-13063.158	1291.645	-508.302	-14955.478	9352.564	-537.214	
SV020	-13054.884	8623.469	-508.302	-14947.204	16684.389	-537.214	
SV021	-13054.884	8623.469	-508.302	-14947.204	16684.389	-537.214	
SV022	-11344.966	14268.966	1559.290	-13237.286	33319.306	1691.790	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-13627.472	6.027	0.000	-15519.792	6.027	0.000	
SVB02	-13063.158	5.713	0.000	-14955.478	5.713	0.000	
SVB03	-13054.884	5.701	0.000	-14947.204	5.701	0.000	
SVB04	-11344.966	-260.274	100.961	-13237.286	-2262.888	158.784	
SVB05	-13627.472	-126.484	50.480	-15519.792	-1127.791	79.392	
SVB06	-13063.158	-126.798	50.480	-14955.478	-1128.105	79.392	
SVB07	-13054.884	-126.810	50.480	-14947.204	-1128.117	79.392	
SVB08	-13627.472	6.027	0.000	-15519.792	6.027	0.000	
SVB09	-13627.472	6.027	0.000	-15519.792	6.027	0.000	
SVB10	-13063.158	5.713	0.000	-14955.478	5.713	0.000	
SVB11	-13063.158	5.713	0.000	-14955.478	5.713	0.000	
SVB12	-13054.884	5.701	0.000	-14947.204	5.701	0.000	
SVB13	-13054.884	5.701	0.000	-14947.204	5.701	0.000	
SVB14	-11344.966	-260.274	100.961	-13237.286	-2262.888	158.784	
SVB15	-11344.966	-260.274	100.961	-13237.286	-2262.888	158.784	
SVB16	-13627.472	-126.484	50.480	-15519.792	-1127.791	79.392	
SVB17	-13627.472	-126.484	50.480	-15519.792	-1127.791	79.392	
SVB18	-13063.158	-126.798	50.480	-14955.478	-1128.105	79.392	
SVB19	-13063.158	-126.798	50.480	-14955.478	-1128.105	79.392	
SVB20	-13054.884	-126.810	50.480	-14947.204	-1128.117	79.392	
SVB21	-13054.884	-126.810	50.480	-14947.204	-1128.117	79.392	
SVB22	-11344.966	4062.968	1963.850	-13237.286	28365.648	2052.160	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-13532.271	5356.038	-13467.667	-5112.702	
SV002	-14083.902	5371.558	-13290.418	-4854.238	
SV003	-11351.684	4480.406	-15934.992	-5727.556	
SV004	-10464.860	4225.460	-13099.393	-4621.582	
SV005	-13078.051	5356.038	-13921.887	-5112.702	
SV006	-13629.682	5371.558	-13744.637	-4854.238	
SV007	-10897.465	4480.406	-16389.212	-5727.556	
SV008	-13532.271	5356.038	-13467.667	-5112.702	
SV009	-13532.271	5356.038	-13467.667	-5112.702	
SV010	-14083.902	5371.558	-13290.418	-4854.238	
SV011	-14083.902	5371.558	-13290.418	-4854.238	
SV012	-11351.684	4480.406	-15934.992	-5727.556	
SV013	-11351.684	4480.406	-15934.992	-5727.556	
SV014	-10464.860	4225.460	-13099.393	-4621.582	
SV015	-10464.860	4225.460	-13099.393	-4621.582	
SV016	-13078.051	5356.038	-13921.887	-5112.702	

SV017	-13078.051	5356.038	-13921.887	-5112.702	
SV018	-13629.682	5371.558	-13744.637	-4854.238	
SV019	-13629.682	5371.558	-13744.637	-4854.238	
SV020	-10897.465	4480.406	-16389.212	-5727.556	
SV021	-10897.465	4480.406	-16389.212	-5727.556	
SV022	-11161.484	4225.460	-12402.769	-4621.582	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-58.860	1201.302	47.647	2293.489	-6119.413	3858.990
SV002	-58.860	1304.815	-53.631	2500.515	-6641.532	3970.263
SV003	-58.860	1022.767	59.788	1936.419	-5218.882	3242.639
SV004	115.296	984.035	222.254	1858.955	-4863.686	3076.434
SV005	148.935	1201.302	274.757	2293.489	-5892.303	3858.990
SV006	148.935	1304.815	267.718	2500.515	-6414.422	3970.263
SV007	148.935	1022.767	286.898	1936.419	-4991.772	3242.639
SV008	-58.860	1201.302	47.647	2293.489	-6119.413	3858.990
SV009	-58.860	1201.302	47.647	2293.489	-6119.413	3858.990
SV010	-58.860	1304.815	-53.631	2500.515	-6641.532	3970.263
SV011	-58.860	1304.815	-53.631	2500.515	-6641.532	3970.263
SV012	-58.860	1022.767	59.788	1936.419	-5218.882	3242.639
SV013	-58.860	1022.767	59.788	1936.419	-5218.882	3242.639
SV014	115.296	984.035	222.254	1858.955	-4863.686	3076.434
SV015	115.296	984.035	222.254	1858.955	-4863.686	3076.434
SV016	148.935	1201.302	274.757	2293.489	-5892.303	3858.990
SV017	148.935	1201.302	274.757	2293.489	-5892.303	3858.990
SV018	148.935	1304.815	267.718	2500.515	-6414.422	3970.263
SV019	148.935	1304.815	267.718	2500.515	-6414.422	3970.263
SV020	148.935	1022.767	286.898	1936.419	-4991.772	3242.639
SV021	148.935	1022.767	286.898	1936.419	-4991.772	3242.639
SV022	-58.860	984.035	-126.058	1858.955	-5211.998	3076.434

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-6288.060	5033.725	-6489.395	-4765.544	-6146.400	-3650.511
SV002	-6817.746	5049.245	-6677.613	-4507.080	-6340.785	-3559.817
SV003	-5345.617	4158.093	-8087.316	-5380.398	-7702.438	-4266.431
SV004	-4899.203	3903.147	-6815.564	-4274.424	-6409.043	-3409.490
SV005	-5947.395	5033.725	-6943.614	-4765.544	-6487.064	-3650.511
SV006	-6477.081	5049.245	-7131.833	-4507.080	-6681.450	-3559.817
SV007	-5004.953	4158.093	-8541.535	-5380.398	-8043.103	-4266.431
SV008	-6288.060	5033.725	-6489.395	-4765.544	-6146.400	-3650.511
SV009	-6288.060	5033.725	-6489.395	-4765.544	-6146.400	-3650.511
SV010	-6817.746	5049.245	-6677.613	-4507.080	-6340.785	-3559.817
SV011	-6817.746	5049.245	-6677.613	-4507.080	-6340.785	-3559.817
SV012	-5345.617	4158.093	-8087.316	-5380.398	-7702.438	-4266.431
SV013	-5345.617	4158.093	-8087.316	-5380.398	-7702.438	-4266.431
SV014	-4899.203	3903.147	-6815.564	-4274.424	-6409.043	-3409.490
SV015	-4899.203	3903.147	-6815.564	-4274.424	-6409.043	-3409.490
SV016	-5947.395	5033.725	-6943.614	-4765.544	-6487.064	-3650.511
SV017	-5947.395	5033.725	-6943.614	-4765.544	-6487.064	-3650.511
SV018	-6477.081	5049.245	-7131.833	-4507.080	-6681.450	-3559.817
SV019	-6477.081	5049.245	-7131.833	-4507.080	-6681.450	-3559.817
SV020	-5004.953	4158.093	-8541.535	-5380.398	-8043.103	-4266.431
SV021	-5004.953	4158.093	-8541.535	-5380.398	-8043.103	-4266.431
SV022	-5421.671	3903.147	-6118.940	-4274.424	-5886.575	-3409.490

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-344.616	-2064.256	-174.835	-1105.460
SV002	-347.237	-2141.332	-174.835	-1143.998
SV003	-365.594	-2681.242	-174.835	-1413.953
SV004	-504.757	-2073.334	-254.751	-1109.999
SV005	-571.726	-2064.256	-288.390	-1105.460
SV006	-574.347	-2141.332	-288.390	-1143.998
SV007	-592.704	-2681.242	-288.390	-1413.953
SV008	-344.616	-2064.256	-174.835	-1105.460
SV009	-344.616	-2064.256	-174.835	-1105.460
SV010	-347.237	-2141.332	-174.835	-1143.998
SV011	-347.237	-2141.332	-174.835	-1143.998
SV012	-365.594	-2681.242	-174.835	-1413.953
SV013	-365.594	-2681.242	-174.835	-1413.953
SV014	-504.757	-2073.334	-254.751	-1109.999
SV015	-504.757	-2073.334	-254.751	-1109.999
SV016	-571.726	-2064.256	-288.390	-1105.460
SV017	-571.726	-2064.256	-288.390	-1105.460
SV018	-574.347	-2141.332	-288.390	-1143.998
SV019	-574.347	-2141.332	-288.390	-1143.998
SV020	-592.704	-2681.242	-288.390	-1413.953
SV021	-592.704	-2681.242	-288.390	-1413.953
SV022	-156.445	-2073.334	-80.595	-1109.999

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호-21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	19655.844	-1942.216	-228.696	-22115.859	1584.277	-228.696	
ULO02	-18442.569	-4161.995	-228.696	-20902.584	-635.502	-228.696	
ULO03	-18424.780	11601.428	-228.696	-20884.795	15127.921	-228.696	
ULO04	-14748.456	6359.440	-728.065	-17208.471	18165.741	-803.235	
ULO05	-17715.714	3021.330	-660.793	-20175.729	13500.525	-698.378	
ULO06	-16982.106	1679.138	-660.793	-19442.121	12158.333	-698.378	
ULO07	-16971.350	11210.510	-660.793	-19431.365	21689.706	-698.378	
ULO08	-17715.714	410.862	-228.696	-20175.729	3937.354	-228.696	
ULO09	-17715.714	410.862	-228.696	-20175.729	3937.354	-228.696	
ULO10	-16982.106	-931.330	-228.696	-19442.121	2595.163	-228.696	
ULO11	-16982.106	-931.330	-228.696	-19442.121	2595.163	-228.696	
ULO12	-16971.350	8600.042	-228.696	-19431.365	12126.535	-228.696	
ULO13	-16971.350	8600.042	-228.696	-19431.365	12126.535	-228.696	
ULO14	-14181.208	6114.846	-700.063	-16546.607	17467.059	-772.341	
ULO15	-14181.208	6114.846	-700.063	-16546.607	17467.059	-772.341	
ULO16	-17034.341	2905.125	-635.378	-19399.740	12981.274	-671.517	
ULO17	-17034.341	2905.125	-635.378	-19399.740	12981.274	-671.517	
ULO18	-16328.948	1614.556	-635.378	-18694.347	11690.705	-671.517	
ULO19	-16328.948	1614.556	-635.378	-18694.347	11690.705	-671.517	
ULO20	-16318.606	10779.337	-635.378	-18684.005	20855.486	-671.517	
ULO21	-16318.606	10779.337	-635.378	-18684.005	20855.486	-671.517	
ULO22	-11344.966	14268.966	1559.290	-13237.286	33319.306	1691.790	
ULO23	-17715.714	410.862	-228.696	-20175.729	3937.354	-228.696	
ULO24	-16982.106	-931.330	-228.696	-19442.121	2595.163	-228.696	
ULO25	-16971.350	8600.042	-228.696	-19431.365	12126.535	-228.696	
ULO26	-13613.960	5870.252	-672.060	-15884.743	16768.376	-741.448	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-16252.354	-2446.272	-228.696	-18144.674	1080.221	-228.696	
UE002	-15039.079	-4666.050	-228.696	-16931.399	-1139.558	-228.696	
UE003	-15021.290	11097.373	-228.696	-16913.609	14623.865	-228.696	
UE004	-11344.966	5855.384	-728.065	-13237.286	17661.685	-803.235	
UE005	-14312.224	2517.274	-660.793	-16204.543	12996.470	-698.378	
UE006	-13578.616	1175.082	-660.793	-15470.935	11654.278	-698.378	
UE007	-13567.860	10706.454	-660.793	-15460.179	21185.650	-698.378	
UE008	-14312.224	-93.194	-228.696	-16204.543	3433.299	-228.696	
UE009	-14312.224	-93.194	-228.696	-16204.543	3433.299	-228.696	
UE010	-13578.616	-1435.386	-228.696	-15470.935	2091.107	-228.696	
UE011	-13578.616	-1435.386	-228.696	-15470.935	2091.107	-228.696	
UE012	-13567.860	8095.987	-228.696	-15460.179	11622.479	-228.696	
UE013	-13567.860	8095.987	-228.696	-15460.179	11622.479	-228.696	
UE014	-10777.718	5610.790	-700.063	-12575.421	16963.003	-772.341	
UE015	-10777.718	5610.790	-700.063	-12575.421	16963.003	-772.341	
UE016	-13630.851	2401.069	-635.378	-15428.554	12477.219	-671.517	
UE017	-13630.851	2401.069	-635.378	-15428.554	12477.219	-671.517	
UE018	-12925.458	1110.500	-635.378	-14723.161	11186.650	-671.517	
UE019	-12925.458	1110.500	-635.378	-14723.161	11186.650	-671.517	
UE020	-12915.116	10275.281	-635.378	-14712.819	20351.430	-671.517	
UE021	-12915.116	10275.281	-635.378	-14712.819	20351.430	-671.517	
UE022	-11344.966	5876.446	1559.290	-13237.286	12226.559	1691.790	
UE023	-14312.224	-93.194	-228.696	-16204.543	3433.299	-228.696	
UE024	-13578.616	-1435.386	-228.696	-15470.935	2091.107	-228.696	
UE025	-13567.860	8095.987	-228.696	-15460.179	11622.479	-228.696	
UE026	-10210.470	5366.197	-672.060	-11913.557	16264.321	-741.448	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-19655.844	8.922	0.000	-22115.859	8.922	0.000	
ULB02	-18442.569	8.247	0.000	-20902.584	8.247	0.000	
ULB03	-18424.780	8.221	0.000	-20884.795	8.221	0.000	
ULB04	-14748.456	-338.356	131.249	-17208.471	-2941.754	206.419	
ULB05	-17715.714	-164.429	65.624	-20175.729	-1466.128	103.209	
ULB06	-16982.106	-164.837	65.624	-19442.121	-1466.536	103.209	
ULB07	-16971.350	-164.853	65.624	-19431.365	-1466.552	103.209	
ULB08	-17715.714	7.835	0.000	-20175.729	7.835	0.000	
ULB09	-17715.714	7.835	0.000	-20175.729	7.835	0.000	
ULB10	-16982.106	7.427	0.000	-19442.121	7.427	0.000	
ULB11	-16982.106	7.427	0.000	-19442.121	7.427	0.000	
ULB12	-16971.350	7.411	0.000	-19431.365	7.411	0.000	
ULB13	-16971.350	7.411	0.000	-19431.365	7.411	0.000	
ULB14	-14181.208	-325.342	126.201	-16546.607	-2828.610	198.480	
ULB15	-14181.208	-325.342	126.201	-16546.607	-2828.610	198.480	
ULB16	-17034.341	-158.105	63.100	-19399.740	-1409.739	99.240	
ULB17	-17034.341	-158.105	63.100	-19399.740	-1409.739	99.240	
ULB18	-16328.948	-158.497	63.100	-18694.347	-1410.131	99.240	
ULB19	-16328.948	-158.497	63.100	-18694.347	-1410.131	99.240	
ULB20	-16318.606	-158.512	63.100	-18684.005	-1410.146	99.240	
ULB21	-16318.606	-158.512	63.100	-18684.005	-1410.146	99.240	
ULB22	-11344.966	4062.968	1963.850	-13237.286	28365.648	2052.160	
ULB23	-17715.714	7.835	0.000	-20175.729	7.835	0.000	
ULB24	-16982.106	7.427	0.000	-19442.121	7.427	0.000	
ULB25	-16971.350	7.411	0.000	-19431.365	7.411	0.000	
ULB26	-13613.960	-312.329	121.153	-15884.743	-2715.465	190.540	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-16252.354	7.498	0.000	-18144.674	7.498	0.000	
UEB02	-15039.079	6.823	0.000	-16931.399	6.823	0.000	
UEB03	-15021.290	6.797	0.000	-16913.609	6.797	0.000	
UEB04	-11344.966	-339.781	131.249	-13237.286	-2943.178	206.419	
UEB05	-14312.224	-165.854	65.624	-16204.543	-1467.553	103.209	
UEB06	-13578.616	-166.262	65.624	-15470.935	-1467.961	103.209	
UEB07	-13567.860	-166.277	65.624	-15460.179	-1467.976	103.209	
UEB08	-14312.224	6.411	0.000	-16204.543	6.411	0.000	
UEB09	-14312.224	6.411	0.000	-16204.543	6.411	0.000	
UEB10	-13578.616	6.003	0.000	-15470.935	6.003	0.000	
UEB11	-13578.616	6.003	0.000	-15470.935	6.003	0.000	
UEB12	-13567.860	5.987	0.000	-15460.179	5.987	0.000	
UEB13	-13567.860	5.987	0.000	-15460.179	5.987	0.000	
UEB14	-10777.718	-326.767	126.201	-12575.421	-2830.034	198.480	
UEB15	-10777.718	-326.767	126.201	-12575.421	-2830.034	198.480	
UEB16	-13630.851	-159.529	63.100	-15428.554	-1411.163	99.240	
UEB17	-13630.851	-159.529	63.100	-15428.554	-1411.163	99.240	
UEB18	-12925.458	-159.922	63.100	-14723.161	-1411.555	99.240	
UEB19	-12925.458	-159.922	63.100	-14723.161	-1411.555	99.240	
UEB20	-12915.116	-159.937	63.100	-14712.819	-1411.570	99.240	
UEB21	-12915.116	-159.937	63.100	-14712.819	-1411.570	99.240	
UEB22	-11344.966	1357.488	1963.850	-13237.286	9458.381	2052.160	
UEB23	-14312.224	6.411	0.000	-16204.543	6.411	0.000	
UEB24	-13578.616	6.003	0.000	-15470.935	6.003	0.000	
UEB25	-13567.860	5.987	0.000	-15460.179	5.987	0.000	
UEB26	-10210.470	-313.753	121.153	-11913.557	-2716.890	190.540	

5) 두부보

1. 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-19927.536	7923.841	-18092.715	-7063.965	
UL002	-21113.543	7957.209	-17711.628	-6508.267	
UL003	-15239.276	6041.232	-23397.463	-8385.901	
UL004	-13604.318	5493.098	-17029.211	-6008.057	
UL005	-17001.466	6962.849	-18098.453	-6646.513	
UL006	-17718.587	6983.025	-17868.028	-6310.510	
UL007	-14166.704	5824.528	-21305.975	-7445.823	
UL008	-17591.952	6962.849	-17507.967	-6646.513	
UL009	-17591.952	6962.849	-17507.967	-6646.513	
UL010	-18309.073	6983.025	-17277.543	-6310.510	
UL011	-18309.073	6983.025	-17277.543	-6310.510	
UL012	-14757.190	5824.528	-20715.490	-7445.823	
UL013	-14757.190	5824.528	-20715.490	-7445.823	
UL014	-13081.075	5281.825	-16374.242	-5776.978	
UL015	-13081.075	5281.825	-16374.242	-5776.978	
UL016	-16347.564	6695.048	-17402.359	-6390.878	
UL017	-16347.564	6695.048	-17402.359	-6390.878	
UL018	-17037.103	6714.448	-17180.797	-6067.798	
UL019	-17037.103	6714.448	-17180.797	-6067.798	
UL020	-13621.831	5600.508	-20486.515	-7159.445	
UL021	-13621.831	5600.508	-20486.515	-7159.445	
UL022	-11161.484	4225.460	-12402.769	-4621.582	
UL023	17591.952	6962.849	-17507.967	-6646.513	
UL024	-18309.073	6983.025	-17277.543	-6310.510	
UL025	-14757.190	5824.528	-20715.490	-7445.823	
UL026	-12557.832	5070.552	-15719.272	-5545.899	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-76.518	1746.369	-73.128	3350.890	-8886.747	5681.859
UL002	-76.518	1968.922	-88.262	3795.996	-10009.304	5921.096
UL003	-76.518	1362.519	75.485	2583.190	-6950.606	4356.704
UL004	149.885	1279.245	288.930	2416.642	-6322.791	3999.364
UL005	193.615	1561.692	357.184	2981.536	-7659.994	5016.686
UL006	193.615	1696.259	348.034	3250.670	-8338.749	5161.341
UL007	193.615	1329.597	372.967	2517.345	-6489.304	4215.430
UL008	-76.518	1561.692	61.942	2981.536	-7955.236	5016.686
UL009	-76.518	1561.692	61.942	2981.536	-7955.236	5016.686
UL010	-76.518	1696.259	69.721	3250.670	-8633.992	5161.341
UL011	-76.518	1696.259	-69.721	3250.670	-8633.992	5161.341
UL012	-76.518	1329.597	77.724	2517.345	-6784.547	4215.430
UL013	-76.518	1329.597	77.724	2517.345	-6784.547	4215.430
UL014	144.120	1230.043	277.817	2323.694	-6079.607	3845.542
UL015	144.120	1230.043	277.817	2323.694	-6079.607	3845.542
UL016	186.168	1501.627	343.446	2866.862	-7365.378	4823.737
UL017	186.168	1501.627	343.446	2866.862	-7365.378	4823.737
UL018	186.168	1631.018	334.648	3125.644	-8018.028	4962.828
UL019	186.168	1631.018	334.648	3125.644	-8018.028	4962.828
UL020	186.168	1278.458	358.622	2420.524	-6239.715	4053.298
UL021	186.168	1278.458	358.622	2420.524	-6239.715	4053.298
UL022	-58.860	984.035	-126.058	1858.955	-5211.998	3076.434
UL023	-76.518	1561.692	61.942	2981.536	-7955.236	5016.686
UL024	-76.518	1696.259	-69.721	3250.670	-8633.992	5161.341
UL025	-76.518	1329.597	77.724	2517.345	-6784.547	4215.430
UL026	138.355	1180.842	266.704	2230.747	-5836.423	3691.720

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-9151.220	7504.834	-8430.683	-6612.659	-7970.859	-4950.532
UL002	-10290.045	7538.202	-8835.353	-6056.961	-8388.788	-4755.540
UL003	-7124.969	5622.225	-11866.214	-7934.595	-11316.342	-6274.760
UL004	-6368.964	5074.091	-8860.234	-5556.751	-8331.756	-4432.337
UL005	-7731.613	6543.843	-9026.698	-6195.207	-8433.184	-4745.664
UL006	-8420.205	6564.019	-9271.382	-5859.204	-8685.885	-4627.762
UL007	-6506.438	5405.521	-11103.996	-6994.517	-10456.034	-5546.360
UL008	-8174.478	6543.843	-8436.213	-6195.207	-7990.320	-4745.664
UL009	-8174.478	6543.843	-8436.213	-6195.207	-7990.320	-4745.664
UL010	-8863.070	6564.019	-8680.897	-5859.204	-8243.021	-4627.762
UL011	-8863.070	6564.019	-8680.897	-5859.204	-8243.021	-4627.762
UL012	-6949.302	5405.521	-10513.511	-6994.517	-10013.170	-5546.360
UL013	-6949.302	5405.521	-10513.511	-6994.517	-10013.170	-5546.360
UL014	-6124.004	4878.934	-8519.455	-5343.030	-8011.303	-4261.862
UL015	-6124.004	4878.934	-8519.455	-5343.030	-8011.303	-4261.862
UL016	-7434.244	6292.156	-8679.518	-5956.930	-8108.831	-4563.139
UL017	-7434.244	6292.156	-8679.518	-5956.930	-8108.831	-4563.139
UL018	-8096.351	6311.556	-8914.791	-5633.850	-8351.813	-4449.771
UL019	-8096.351	6311.556	-8914.791	-5633.850	-8351.813	-4449.771
UL020	-6256.191	5197.616	-10676.919	-6725.497	-10053.879	-5333.039
UL021	-6256.191	5197.616	-10676.919	-6725.497	-10053.879	-5333.039
UL022	-5421.671	3903.147	-6118.940	-4274.424	-5886.575	-3409.490
UL023	-8174.478	6543.843	-8436.213	-6195.207	-7990.320	-4745.664
UL024	-8863.070	6564.019	-8680.897	-5859.204	-8243.021	-4627.762
UL025	-6949.302	5405.521	-10513.511	-6994.517	-10013.170	-5546.360
UL026	-5879.043	4683.776	-8178.677	-5129.309	-7690.851	-4091.388

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-447.739	-2675.817	-227.285	-1433.240
UL002	-453.373	-2841.530	-227.285	-1516.096
UL003	-492.840	-4002.336	-227.285	-2096.500
UL004	-656.184	-2695.334	-331.176	-1442.999
UL005	-743.244	-2683.533	-374.907	-1437.098
UL006	-746.651	-2783.732	-374.907	-1487.197
UL007	-770.515	-3485.615	-374.907	-1838.139
UL008	-448.001	-2683.533	-227.285	-1437.098
UL009	-448.001	-2683.533	-227.285	-1437.098
UL010	-451.408	-2783.732	-227.285	-1487.197
UL011	-451.408	-2783.732	-227.285	-1487.197
UL012	-475.272	-3485.615	-227.285	-1838.139
UL013	-475.272	-3485.615	-227.285	-1838.139
UL014	-630.946	-2591.668	-318.439	-1387.499
UL015	-630.946	-2591.668	-318.439	-1387.499
UL016	-714.657	-2580.320	-360.487	-1381.825
UL017	-714.657	-2580.320	-360.487	-1381.825
UL018	-717.933	-2676.665	-360.487	-1429.997
UL019	-717.933	-2676.665	-360.487	-1429.997
UL020	-740.879	-3351.553	-360.487	-1767.441
UL021	-740.879	-3351.553	-360.487	-1767.441
UL022	-156.445	-2073.334	-80.595	-1109.999
UL023	-448.001	-2683.533	-227.285	-1437.098
UL024	-451.408	-2783.732	-227.285	-1487.197
UL025	-475.272	-3485.615	-227.285	-1838.139
UL026	-605.708	-2488.001	-305.701	-1331.999

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 9)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

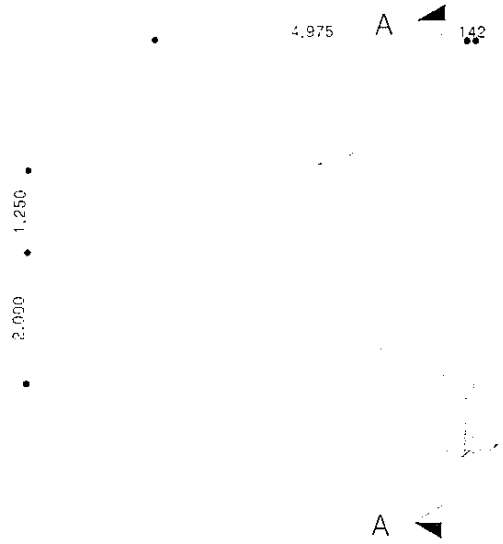
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.909} = 2.216\ m$

위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 7957.209 kN - "ULO-02"

Mu = 21113.543 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 21113.543 / 7957.209 = 2.653 m

d = 3.250 - 0.192 = 3.058 m

a/d = 2.653 / 3.058 = 0.868 ≤ 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)
2900.0	3250.0	3057.6	100.0	2357.9	7957.2

a = 2653.386 mm, d = 3057.575 mm

a / d (= 0.868) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단길이 ≥ 0.5d , 2357.939 mm ≥ 0.5 x 3057.575 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 7957.209 kN

Nuc = 0.20 x 7957.209 = 1591.442 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 21113.543 + 1591.442 x (3.250 - 3.058)

= 21419.777 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 2900.000 x 3057.575 = 47881.619 kN

≤ 5.6 x 2900.000 x 3057.575 = 49655.012 kN

ΦVn_max = 0.80 x 47881.619 = 38305.295 kN ≥ Vu (=7957.209 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)

= 7957209.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 17761.627 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 21113.543 + 1591.442 x (3.250 - 3.058) = 21419.777 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 22416.872 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 7957.209 = 1591.442 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 4973.256 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 27390.128 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 2900.000 x 3057.575

= 23940.810 mm²

Use As = 42996.000 mm² (철근두심 192.43 mm)

1단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d1 = 100.00 mm

2단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d2 = 200.00 mm

3단 : H25-12.0EA + H25-12.0EA , d3 = 300.00 mm

Use As ≥ 27390.128 mm² , 23940.810 mm² ∴ O.K

6 폐쇄 스터럽.띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (27390.128 - 4973.256)

= 11208.436 mm²

사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3057.57 = 2038.38 mm구간에 9.0 단 설치

▶ 사용철근량(9.0단) : H22 - 54.00 EA = 20903.400 mm² ≥ 11208.436 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 = 2.7 < 2d(=6.300) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.327 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치

- Vu = 7563.810 kN - "ULO-02

부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7) 부재길이(L) : 1.272 m

Vui = 7538.202 kN (I단), Vuj = 7911.287 kN (J단)

검토위치(Lc) = 3.790 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 7538.202 + (7911.287 - 7538.202)/1.272 x (3.790 - 3.703)

= 7563.810 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5306.77	3057.58	7563.81	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 2900.00 x 3057.57

= 30716.073 kN ≥ Vu(= 7563.810 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 3057.57 = 6143.215 kN

< Vu (= 7563.810 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11362.437 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11362.437 + 7679.018)

= 15233.164 kN ≥ Vu(= 7563.810 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.250 x 5.117 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 85.790 kN

w2 = 2.000 x (5.117-0.142) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 66.727 kN

w3 = 2.000 x (5.117-4.975) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 3.809 kN

Vc = 85.790 + 66.727 + 3.809 = 156.326 kN

Mc = 85.790 x 2.559 + 66.727 x 1.800 + 3.809 x 0.071 = 339.895 kN.m

Vu = 168.820 x sin 86.09 + 123.590 x cos 86.09 +
166.230 x sin 86.09 + 124.130 x cos 86.09 +
168.810 x sin 86.09 + 119.740 x cos 86.09 +
166.210 x sin 86.09 + 120.390 x cos 86.09 +
156.326(Vc)

= 858.092 kN

Mu = 168.820 x sin 86.09 x 3.970 + 123.590 x cos 86.09 x 3.970 +
166.230 x sin 86.09 x 1.414 + 124.130 x cos 86.09 x 1.414 +
168.810 x sin 86.09 x 4.038 + 119.740 x cos 86.09 x 4.038 +
166.210 x sin 86.09 x 1.482 + 120.390 x cos 86.09 x 1.482 +

339.895(Mc)

= 2259.141 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)
3250.00	2900.00	2800.00	100.00	2259.14	858.09

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7466.200 x 400.00 = 2986480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3250.000 = 74587.500 x a

T = C 이므로, a = 40.040 mm, c = 40.040 / β1 = 40.040 / 0.85 = 47.106 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 47.106) / 47.106 = 0.17532

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2378.465 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.139]

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Ph = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00082

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족. ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.040 mm

ΦMn = 0.85 x 7466.200 x 400 x (2800.00 - a/2) = 7057.002 kN.m

≥ Mu (= 2259.141 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.124]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3250.00 x 2800.00 = 6304.665 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 858.092 kN) . 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 14083.902 x 1000000 / [42996.000 x (3057.575 - 699.598/3)]

= 115.977 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x3057.6/(7x42996.000)]

= 699.598 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 / 115.98) - 2.5 x 85.50 = 465.26 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 115.98) = 543.21 mm

Sa는 작은 값인 465.26 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 465.26 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2259.141 x 1000000 / [7466.200 x (2800.000 - 284.439/3)]

= 111.853 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7466.200/3250.0 + 7x7466.200/3250.0 x √[(1 + 2x3250.0x2800.0/(7x7466.200)]

= 284.439 mm

사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 111.85) - 2.5 x 85.50 = 490.30 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 111.85) = 563.24 mm

Sa는 작은 값인 490.30 mm 를 적용

S = 3250.00 / 16.0 EA = 203.13 ≤ Sa (= 490.30 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 13)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다 [도로교 설계기준 5.4.4.1]

① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.909} = 2.216\ m$

위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 8385.901 kN - "ULO-03"

Mu = 23397.463 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 23397.463 / 8385.901 = 2.790 m

d = 3.250 - 0.192 = 3.058 m

a/d = 2.790 / 3.058 = 0.913 ≤ 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)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2900.0	3250.0	3057.6	100.0	2700.7	8385.9

a = 2790.095 mm, d = 3057.575 mm

a / d (= 0.913) ≤ 1 ∴ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2700.744 mm ≥ 0.5 x 3057.575 mm ∴ O.K

1. 설계 단면력 산정

Vu = 8385.901 kN

Nuc = 0.20 x 8385.901 = 1677.180 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 23397.463 + 1677.180 x (3.250 - 3.058)

= 23720.195 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 2900.000 x 3057.575 = 47881.619 kN

≤ 5.6 x 2900.000 x 3057.575 = 49655.012 kN

ΦVn_max = 0.80 x 47881.619 = 38305.295 kN ≥ Vu (=8385.901 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)

= 8385901.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 18718.529 mm²

3. 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 23397.463 + 1677.180 x (3.250 - 3.058) = 23720.195 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 24890.201 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 8385.901 = 1677.180 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 5241.188 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 30131.390 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 2900.000 x 3057.575

= 23940.810 mm²

Use As = 42996.000 mm² (철근두심 192.43 mm)

1단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d1 = 100.00 mm

2단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d2 = 200.00 mm

3단 : H25-12.0EA + H25-12.0EA , d3 = 300.00 mm

Use As ≥ 30131.390 mm² , 23940.810 mm² ∴ O.K

6 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (30131.390 - 5241.188)

= 12445.101 mm²

사용철근량 (1단) : H22 6.0 EA = 2322.600 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3057.57 = 2038.38 mm구간에 9.0 단 설치

▶ 사용철근량(9.0단) : H22 - 54.00 EA = 20903.400 mm² ≥ 12445.101 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 = 2.8 < 2d(=6.300) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.395 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치

- Vu = 7940.605 kN - "UL0-03

부재번호 : 15 (I단 : 절점15, J단 : 절점16) 부재길이(L) : 1.210 m

Vui = -8318.291 kN (I단), Vuj = -7934.595 kN (J단)

검토위치(Lc) = 8.728 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -8318.291 + (-7934.595 - -8318.291)/1.210 x (8.728 - 7.537)

= -7940.605 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5580.19	3057.58	7940.61	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 2900.00 x 3057.57
= 30716.073 kN ≥ Vu(= 7940.605 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 3057.57 = 6143.215 kN
< Vu (= 7940.605 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

a: 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

b: 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11362.437 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11362.437 + 7679.018)
= 15233.164 kN ≥ Vu(= 7940.605 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.250 x 5.117 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 85.790 kN

w2 = 2.000 x (5.117-0.142) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 66.727 kN

w3 = 2.000 x (5.117-4.975) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 3.809 kN

Vc = 85.790 + 66.727 + 3.809 = 156.326 kN

Mc = 85.790 x 2.559 + 66.727 x 1.800 + 3.809 x 0.071 = 339.895 kN.m

Vu = 165.680 x sin 86.09 + 124.800 x cos 86.09 +
168.360 x sin 86.09 + 125.050 x cos 86.09 +
165.670 x sin 86.09 + 121.110 x cos 86.09 +
168.360 x sin 86.09 + 121.250 x cos 86.09 +
156.326(Vc)
= 856.394 kN

Mu = 165.680 x sin 86.09 x 1.482 + 124.800 x cos 86.09 x 1.482 +
168.360 x sin 86.09 x 4.038 + 125.050 x cos 86.09 x 4.038 +
165.670 x sin 86.09 x 1.414 + 121.110 x cos 86.09 x 1.414 +
168.360 x sin 86.09 x 3.970 + 121.250 x cos 86.09 x 3.970 +

339.895(Mc)

= 2255.181 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)
3250.00	2900.00	2800.00	100.00	2255.18	856.39

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7466.200 x 400.00 = 2986480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3250.000 = 74587.500 x a

T = C 이므로, a = 40.040 mm, c = 40.040 / β1 = 40.040 / 0.85 = 47.106 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 47.106) / 47.106 = 0.17532

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2374.286 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.145]

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00082

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.040 mm

ΦMn = 0.85 x 7466.200 x 400 x (2800.00 - a/2) = 7057.002 kN.m

≥ Mu (= 2255.181 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.129]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3250.00 x 2800.00 = 6304.665 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 856.394 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

1. 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 16389.212 x 1000000 / [42996.000 x (3057.575 - 699.598/3)]

= 134.961 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x3057.6/(7x42996.000)]

= 699.598 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 / 134.96) - 2.5 x 85.50 = 369.75 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 134.96) = 466.80 mm

Sa는 작은 값인 369.75 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 369.75 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2255.181 x 1000000 / [7466.200 x (2800.000 - 284.439/3)]

= 111.657 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7466.200/3250.0 + 7x7466.200/3250.0 x √[(1 + 2x3250.0x2800.0/(7x7466.200)]

= 284.439 mm

사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 111.66) - 2.5 x 85.50 = 491.54 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 111.66) = 564.23 mm

Sa는 작은 값인 491.54 mm 를 적용

S = 3250.00 / 16.0 EA = 203.13 ≤ Sa (= 491.54 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침6) : U# 0-02(절점 2)

: 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 = 0.039 (76.52/1968.92) < 2d(=3.168) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5306.77	1491.34	1968.92	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 2900.00 x 1491.34

= 14981.880 kN ≥ Vu(= 1968.922 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1491.34 = 2996.376 kN

≥ Vu (= 1968.922 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 148.935 x 1000000 / [42996.000 x (1491.344 - 462.189/3)]

= 2.590 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x1491.3/(7x42996.000)]

= 462.189 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 / 2.59) - 2.5 x 85.50 = 30188.48 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 2.59) = 24321.78 mm

Sa는 작은 값인 24321.78 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 24321.78 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침1) : UL0-02(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 ? 8.1.(1)]

a = 0.023 (88.26/3796.00) < 2d(=3.222) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5306.77	1518.68	3796.00	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 2900.00 x 1518.68

= 15256.501 kN ≥ Vu(= 3795.996 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1518.68 = 3051.300 kN

< Vu (= 3795.996 kN) . 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 5643.659 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (5643.659 + 3814.125)

= 7566.227 kN ≥ Vu(= 3795.996 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 267.718 x 1000000 / [42996.000 x (1518.680 - 467.180/3)]

= 4.568 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √{(1 + 2x2900.0x1518.7/(7x42996.000)}

= 467.180 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 / 4.57) - 2.5 x 85.50 = 17024.04 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 4.57) = 13790.24 mm

Sa는 작은 값인 13790.24 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 13790.24 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침7) : UL0-02(절점 5)

Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7 8 1.(1)]

a = 1.690 (10009.30/5921.10) < 2d(=5.458) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5306.77	2636.42	5921.10	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 2900.00 x 2636.42

= 26485.220 kN ≥ Vu(= 5921.096 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2636.42 = 5297.044 kN

< Vu (= 5921.096 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9797.367 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9797.367 + 6621.305)

= 13134.937 kN ≥ Vu(= 5921.096 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6641.532 x 1000000 / [42996.000 x (2636.422 - 643.214/3)]

= 63.777 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2636.4/(7x42996.000)]

= 643.214 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 / 63.78) - 2.5 x 85.50 = 1021.02 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 63.78) = 987.82 mm

Sa는 작은 값인 987.82 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 987.82 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 = 1.365 (10290.05/7538.20) < 2d(=5.512) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5306.77	2663.76	7538.20	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 2900.00 x 2663.76

= 26759.841 kN ≥ Vu(= 7538.202 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2663.76 = 5351.968 kN

< Vu (= 7538.202 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9898.954 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9898.954 + 6689.960)

= 13271.132 kN ≥ Vu(= 7538.202 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6817.746 x 1000000 / [42996.000 x (2663.759 - 647.002/3)]

= 64.772 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2663.8/(7x42996.000)]

= 647.002 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 / 64.77) - 2.5 x 85.50 = 1002.06 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 64.77) = 972.65 mm

Sa는 작은 값인 972.65 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 972.65 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침9) : UL0-03(절점 16)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.496 (11866.21/7934.60) < 2d(=6.043) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5580.19	2928.96	7934.60	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 2900.00 x 2928.96

= 29424.022 kN ≥ Vu(= 7934.595 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2928.96 = 5884.804 kN

< Vu (= 7934.595 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 10884.484 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (10884.484 + 7356.006)

= 14592.391 kN ≥ Vu(= 7934.595 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8541.535 x 1000000 / [42996.000 x (2928.960 - 682.808/3)]

= 73.540 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2929.0/(7x42996.000)]

= 682.808 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 / 73.54) - 2.5 x 85.50 = 857.09 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 73.54) = 856.67 mm

Sa는 작은 값인 856.67 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 856.67 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침4) : UL0-03(절점 17)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.803 (11316.34/6274.76) < 2d(=5.988) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5580.19	2901.62	6274.76	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 2900.00 x 2901.62

= 29149.401 kN ≥ Vu(= 6274.760 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2901.62 = 5829.880 kN

< Vu (= 6274.760 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 10782.896 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (10782.896 + 7287.350)

= 14456.197 kN ≥ Vu(= 6274.760 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8043.103 x 1000000 / [42996.000 x (2901.623 - 679.193/3)]

= 69.925 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2901.6/(7x42996.000)]

= 679.193 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 / 69.93) - 2.5 x 85.50 = 912.45 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 69.93) = 900.96 mm

Sa는 작은 값인 900.96 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 900.96 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침10) : UL0-03(절점 19)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.123 (492.84/4002.34) < 2d(=4.253) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5580.19	2033.99	4002.34	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 2900.00 x 2033.99

= 20433.201 kN ≥ Vu(= 4002.336 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2033.99 = 4086.640 kN

≥ Vu (= 4002.336 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 592.704 x 1000000 / [42996.000 x (2033.985 - 554.213/3)]

= 7.454 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2034.0/(7x42996.000)]

= 554.213 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 / 7.45) - 2.5 x 85.50 = 10350.44 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 7.45) = 8451.35 mm

Sa는 작은 값인 8451.35 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 8451.35 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침5) : UL0-03(절점 20)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.108 (227.29.2096.50) < 2d(=4.198) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5580.19	2006.65	2096.50	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 2900.00 x 2006.65

= 20158.580 kN ≥ Vu(= 2096.500 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2006.65 = 4031.716 kN

≥ Vu (= 2096.500 kN) . 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 288.390 x 1000000 / [42996.000 x (2006.649 - 549.887/3)]

= 3.679 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2006.6/(7x42996.000)]

= 549.887 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 / 3.68) - 2.5 x 85.50 = 21193.92 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 3.68) = 17126.13 mm

Sa는 작은 값인 17126.13 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 17126.13 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-17208.472	-22115.859	1584.277	1942.216	-228.696	0.00084	축력최대
UL007	-17208.472	-19431.365	11210.510	21689.706	-698.378	0.05312	모멘트최대
UL022	-13237.286	-13237.286	14268.966	33319.306	1691.790	0.12692	탄성설계
UL022	-13237.286	-13237.286	5876.446	12226.559	1691.790	0.12692	소성설계
UE020	-12575.422	-14712.819	10275.281	20351.430	-671.517	0.04957	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	0.017	0.060	O.K	80527.257	22115.859	1951.976	3.641	O.K
모멘트최대	0.005	0.017	0.060	O.K	30509.281	19431.365	23627.131	1.570	O.K
탄성설계	0.005	0.017	0.060	O.K	15512.598	13237.286	35258.525	1.172	O.K
편심최대	0.005	0.017	0.060	O.K	25519.674	14712.819	21650.457	1.735	O.K

3) 기둥단면 검토

가. 축력최대 : (부재 21, UL001)

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	2383.774	22115.859	1951.976	88.261

나) 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22115.859 x 0.00084 / (-228.696 x 18.045)

= 0.005

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 18.045 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.670 / 0.625

= 62.731 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.670 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.005)

= 1.005

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.005 x 1584.277

= 1592.238 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.005 x 1942.216

= 1951.976 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 82596.80 mm² , Puse = 0.01683

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0168) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Φ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1465402.796 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1430.265 mm. ab = k1 x cb = 1215.725 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2368783.306 = 54363.577 kN. ∑Csi = 12730.729 kN. ∑Tsi = 9536.526 kN

Pb = 54363.577 + 12730.729 - 9536.526 = 57557.780 kN

Mb = Cc x 1156.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49156.301 kN.m

eb > e ∴ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 854.034 mm e = Mu/Pu = 88.261 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2742.517 mm, a = k1 x c = 2331.140 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4765715.772 = 109373.177 kN

∑Csi = 21476.470 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 109373.177 + 21476.470 - 0.000 = 130849.647 kN

Mn = Cc x 1200.178 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11548.901 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=88.261)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2742.517 mm, a = k1 x c = 2331.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2742.52) / 2742.52 = -0.00037

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 115038.938 kN < Pn = 130849.647 kN

ΦPn = 0.70 x 115038.938 = 80527.257 kN ≥ Pu = 22115.859 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.088 = 7107.445 kN.m ≥ Mu = 1951.976 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL007)

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	2383.774	19431.365	23627.131	1215.927

㉠ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 19431.365 x 0.05312 / (-698.378 x 18.045)

= 0.082

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 18.045 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.670 / 0.625

= 62.731 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.670 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.082)

= 1.089

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.089 x 11210.510

= 12211.885 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.089 x 21689.706

= 23627.131 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 82596.80 mm² , Puse = 0.01683

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0168) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aefi / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1287527.498 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1430.265 mm. ab = k1 x cb = 1215.725 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2368783.306 = 54363.577 kN, ∑Csi = 12730.729 kN, ∑Tsi = 9536.526 kN

Pb = 54363.577 + 12730.729 - 9536.526 = 57557.780 kN

Mb = Cc x 1156.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49156.301 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 854.034 mm, e = Mu/Pu = 1215.927 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1187.856 mm, a = k1 x c = 1009.678 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 1857354.978 = 42626.297 kN

∑Csi = 11195.175 kN, ∑Tsi = 13308.099 kN

Pn = 42626.297 + 11195 175 - 13308.099 = 40513.373 kN

Mn = Cc x 1167.421 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49261.342 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1215.928) | = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1187.856 mm, a = k1 x c = 1009.678 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1187.86) / 1187.86 = 0.00306

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.75 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0031-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.753

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 115038.938 kN ≥ Pn = 40513.373 kN

ΦPn = 0.75 x 40513.373 = 30509.281 kN ≥ Pu = 19431.365 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.216 = 37097.073 kN.m ≥ Mu = 23627.131 kN.m ∴ O.K

3. 탄성설계 : (부재 2i, UL022)

가.설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(종립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2383.774	13237.286	35258.525	2663.577

나. 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13237.286 x 0.12692 / (1691.790 x 18.045)

= 0.055

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 18.045 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.670 / 0.625

= 62.731 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.670 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.055)

= 1.058

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.058 x 14268.966

= 15099.435 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.058 x 33319.306

= 35258.525 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 82596.80 mm² , Puse = 0.01683

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0168) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 877106.149 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1430.265 mm, ab = k1 x cb = 1215.725 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2368783.306 = 54363.577 kN, ∑Csi = 12730.729 kN, ∑Tsi = 9536.526 kN

Pb = 54363.577 + 12730.729 - 9536.526 = 57557.780 kN

Mb = Cc x 1156.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49156.301 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 854.034 mm, e = Mu/Pu = 2663.577 mm)

마 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 806.196 mm, a = k1 x c = 685.267 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1092192.278 = 25065.813 kN

∑Csi = 8612.373 kN, ∑Tsi = 18165.588 kN

Pn = 25065.813 + 8612.373 - 18165.588 = 15512.598 kN

Mn = Cc x 1189.161 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 41319.138 kN.m

편심오차 : |e - Mn/Pn(=2663.586)| = 0.0094 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 115038.938 kN ≥ Pn = 15512.598 kN

ΦPn = 1.00 x 15512.598 = 15512.598 kN ≥ Pu = 13237.286 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.664 = 41318.992 kN.m ≥ Mu = 35258.525 kN.m ∴ O.K

4. 편심최대 : (부재 21, UE020)

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	2383.774	14712.819	21650.457	1471.537

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 14712.819 x 0.04957 / (671.517 x 18.045)

= 0.060

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 18.045 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.670 / 0.625

= 62.731 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.670 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.060)

= 1.064

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.064 x 10275.281

= 10931.150 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.064 x 20351.430

= 21650.457 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 82596.80 mm² , Puse = 0.01683

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0168) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80{0.85*fck+0.01*fy)} = 974875.364 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1430.265 mm. ab = k1 x cb = 1215.725 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2368783.306 = 54363.577 kN, ∑Csi = 12730.729 kN, ∑Tsi = 9536.526 kN

Pb = 54363.577 + 12730.729 - 9536.526 = 57557.780 kN

Mb = Cc x 1156.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49156.301 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 854.034 mm, e = Mu/Pu = 1471.537 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1066.971 mm, a = k1 x c = 906.926 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 1607634.811 = 36895.219 kN

∑Csi = 10416.755 kN, ∑Tsi = 14902.072 kN

Pn = 36895.219 + 10416.755 - 14902.072 = 32409.902 kN

Mn = Cc x 1173.676 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47692.692 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1471.547) | = 0.0100 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1066.971 mm, a = k1 x c = 906.926 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1066.97) / 1066.97 = 0.00375

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.79 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0037-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.787

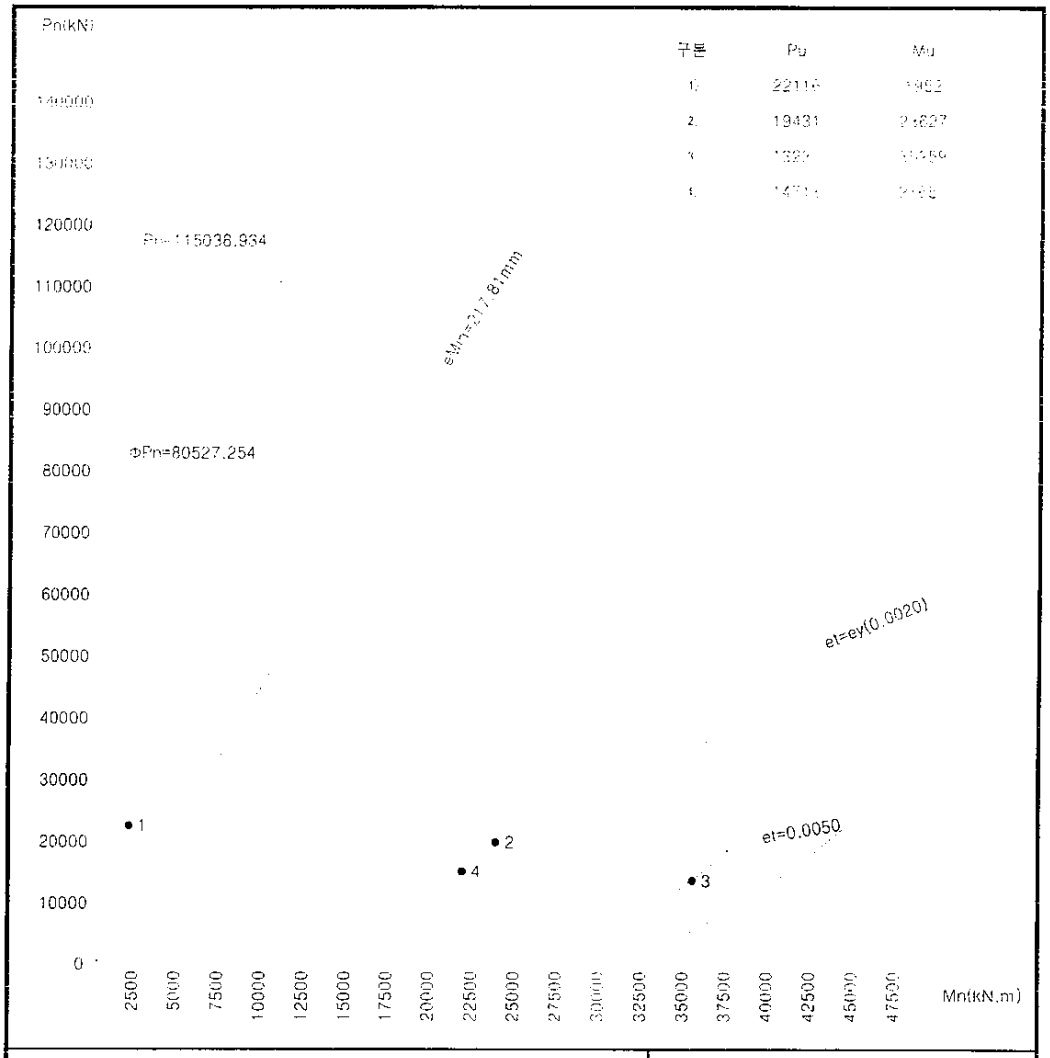
㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

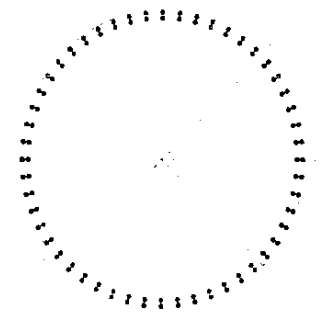
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 115038.938 kN ≥ Pn = 32409.902 kN

ΦPn = 0.79 x 32409.902 = 25519.674 kN ≥ Pu = 14712.819 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.472 = 37553.144 kN.m ≥ Mu = 21650.457 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2383.774 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 82596.800 mm²
Puse = 0.01683
1단 : H32-52Ea
2단 : H32-52Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-17208.472	-22115.859	8.922	8.922	0.000	-0.00003	축력최대
ULB04	-17208.472	-17208.471	338.356	2941.754	206.419	0.00563	모멘트최대
ULB22	-13237.286	-13237.286	4062.968	28365.648	2052.160	0.07043	탄성설계
ULB22	-13237.286	-13237.286	1357.488	9458.381	2052.160	0.07043	소성설계
UEB26	-11913.557	-11913.557	313.753	2716.890	190.540	0.00520	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	0.017	0.060	O.K	80527.257	22115.859	8.922	3.641	O.K
모멘트최대	0.005	0.017	0.060	O.K	80527.257	17208.471	3020.281	4.680	O.K
탄성설계	0.005	0.017	0.060	O.K	19688.098	13237.286	29092.972	1.487	O.K
편심최대	0.005	0.017	0.060	O.K	90634.054	11913.557	2766.690	7.608	O.K

3) 기둥단면 검토

i 축력최대 : (부재 21, ULB01)

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, ki=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2383.774	22115.859	8.922	0.403

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22115.859 x -0.00003 / (0.000 x 18.045)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 18.045 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.670 / 0.625

= 62.731 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.670 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 8.922

= 8.922 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 8.922

= 8.922 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 82596.80 mm² , Puse = 0.01683

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0168) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1465402.796 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1430.265 mm, ab = k1 x cb = 1215.725 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2368783.306 = 54363.577 kN, ∑Csi = 12730.729 kN, ∑Tsi = 9536.526 kN

Pb = 54363.577 + 12730.729 - 9536.526 = 57557.780 kN

Mb = Cc x 1156.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49156.301 kN.m

eb > e ∴ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 854.034 mm, e = Mu/Pu = 0.403 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 6890.597 mm, a = k1 x c = 5857.008 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 4909276.340 = 112667.892 kN

∑Csi = 31090.340 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 112667.892 + 31090.340 - 0.000 = 143758.232 kN

Mn = Cc x 2928.504 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 59.124 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=0.411)| = 0.0078 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 6890.597 mm, a = k1 x c = 5857.008 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-6890.60) / 6890.60 = -0.00196

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 115038.938 kN < Pn = 143758.232 kN

ΦPn = 0.70 x 115038.938 = 80527.257 kN ≥ Pu = 22115.859 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.000 = 32.487 kN.m ≥ Mu = 8.922 kN.m ∴ O.K

2 모멘트최대 : (부재 21, ULB04)

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	2383.774	17208.471	3020.281	175.511

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 17208.471 x 0.00563 / (206.419 x 18.045)

= 0.026

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 18.045 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.670 / 0.625

= 62.731 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.670 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.026)

= 1.027

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.027 x 338.356

= 347.388 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.027 x 2941.754

= 3020.281 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 82596.80 mm² , Puse = 0.01683

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0168) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1140237.941 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1430.265 mm, ab = k1 x cb = 1215.725 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2368783.306 = 54363.577 kN, ∑Csi = 12730.729 kN, ∑Tsi = 9536.526 kN

Pb = 54363.577 + 12730.729 - 9536.526 = 57557.780 kN

Mb = Cc x 1156.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49156.301 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 854.034 mm, e = Mu/Pu = 175.511 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2462.305 mm, a = k1 x c = 2092.959 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 4389048.400 = 100728.661 kN

∑Csi = 19469.125 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 100728.661 + 19469.125 - 0.000 = 120197.786 kN

Mn = Cc x 1165.975 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21096.842 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=175.518) | = 0.0064 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2462.305 mm, a = k1 x c = 2092.959 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2462.30) / 2462.30 = -0.00008

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 115038.938 kN < Pn = 120197.786 kN

ΦPn = 0.70 x 115038.938 = 80527.257 kN ≥ Pu = 17208.471 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.176 = 14133.444 kN.m ≥ Mu = 3020.281 kN.m ∴ O.K

3. 단성설계 : (부재 21, 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	2383.774	13237.286	29092.972	2197.805

나. 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13237.286 x 0.07043 / (2052.160 x 18.045)

= 0.025

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 18.045 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.670 / 0.625

= 62.731 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.670 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.025)

= 1.026

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.026 x 4062.968

= 4167.147 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.026 x 28365.648

= 29092.972 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 82596.80 mm² , Puse = 0.01683

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0168) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 877106.149 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1430.265 mm, ab = k1 x cb = 1215.725 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2368783.306 = 54363.577 kN, ∑Csi = 12730.729 kN, ∑Tsi = 9536.526 kN

Pb = 54363.577 + 12730.729 - 9536.526 = 57557.780 kN

Mb = Cc x 1156.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49156.301 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 854.034 mm, e = Mu/Pu = 2197.805 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 872.049 mm, a = k1 x c = 741.242 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 1218561.316 = 27965.982 kN

∑Csi = 9046.640 kN, ∑Tsi = 17324.524 kN

Pn = 27965.982 + 9046.640 - 17324.524 = 19688.098 kN

Mn = Cc x 1185.015 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43270.700 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2197.810)| = 0.0052 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 115038.938 kN ≥ Pn = 19688.098 kN

ΦPn = 1.00 x 19688.098 = 19688.098 kN ≥ Pu = 13237.286 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.198 = 43270.598 kN.m ≥ Mu = 29092.972 kN.m ∴ O.K

4. 편심최대 : (부재 21, UEB26)

가. 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	2383.774	11913.557	2766.690	232.230

나. 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 11913.557 x 0.00520 / (190.540 x 18.045)

= 0.018

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 18.045 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 18.670 / 0.625

= 62.731 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 18.670 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.018)

= 1.018

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.018 x 313.753

= 319.504 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.018 x 2716.890

= 2766.690 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 82596.80 mm² , Puse = 0.01683

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0168) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80{0.85*fck+0.01*fy)} = 789395.508 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1430.265 mm. ab = k1 x cb = 1215.725 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2368783.306 = 54363.577 kN, ∑Csi = 12730.729 kN, ∑Tsi = 9536.526 kN

Pb = 54363.577 + 12730.729 - 9536.526 = 57557.780 kN

Mb = Cc x 1156.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49156.301 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 854.034 mm, e = Mu/Pu = 232.230 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2315.583 mm, a = k1 x c = 1968.246 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4145784.544 = 95145.755 kN

∑Csi = 18257.663 kN, ∑Tsi = 110.850 kN

Pn = 95145.755 + 18257.663 - 110.850 = 113292.568 kN

Mn = Cc x 1156.362 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 26310.341 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=232.234) | = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2315.583 mm, a = k1 x c = 1968.246 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2315.58) / 2315.58 = 0.00011

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

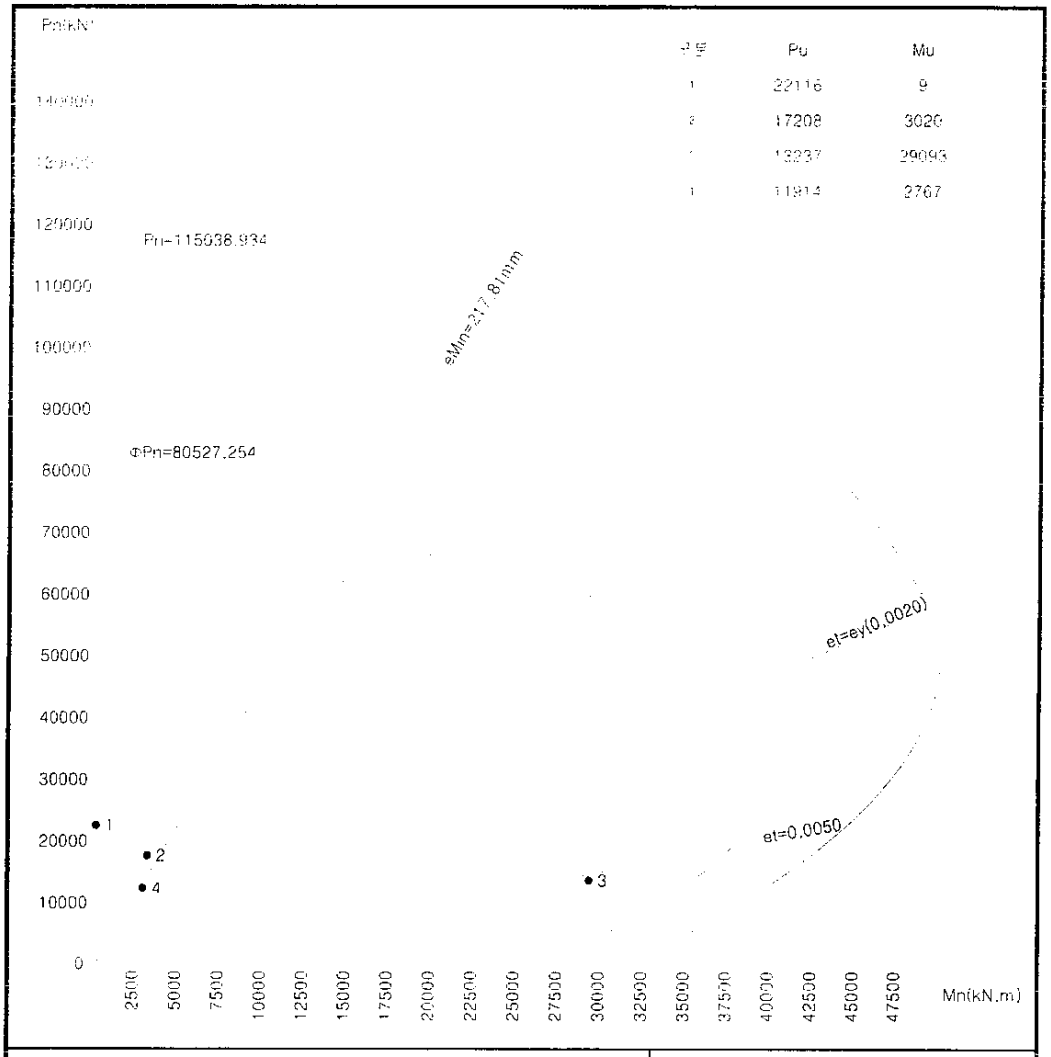
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

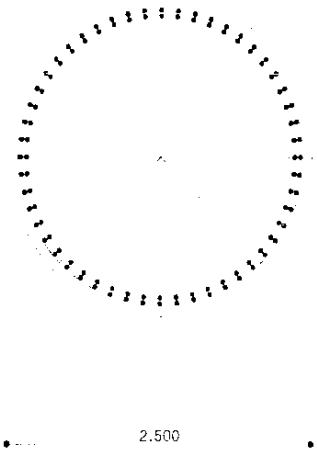
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 115038.938 kN ≥ Pn = 113292.568 kN

ΦPn = 0.80 x 113292.568 = 90634.054 kN ≥ Pu = 11913.557 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.232 = 21047.985 kN.m ≥ Mu = 2766.690 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2383.774 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 82596.800 mm²
Puse = 0.01683
1단 : H32-52Ea
2단 : H32-52Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-22115.859	8.922	1951.976	1951.996	축력최대
UL04	-17208.471	3020.281	19101.726	19339.028	모멘트최대
UL22	-13237.286	11011.450	35258.525	36937.997	탄성설계
UL22	-13237.286	11011.450	35258.525	36937.997	소성설계
UE26	-11913.557	2766.690	16801.985	17028.249	편심최대
UL07	-19431.365	1510.352	23627.131	23675.356	모멘트최대
UE20	-14712.819	1443.323	21650.457	21698.514	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다. $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 10405.820 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 10405.820 x 1.058 = 11011.450 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=10405.820) : [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	0.017	0.060	O.K	80527.257	22115.859	1951.996	3.641	O.K
모멘트최대	0.005	0.017	0.060	O.K	32693.753	17208.471	19339.028	1.900	O.K
탄성설계	0.005	0.017	0.060	O.K	14649.840	13237.286	36937.997	1.107	O.K
편심최대	0.005	0.017	0.060	O.K	26846.089	11913.557	17028.249	2.253	O.K
모멘트최대	0.005	0.017	0.060	O.K	30453.206	19431.365	23675.356	1.567	O.K
편심최대	0.005	0.017	0.060	O.K	25464.800	14712.819	21698.514	1.731	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

【 기둥 : 하부 : 1/7 】

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.736도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2383.774	22115.859	1951.996	88.262

나 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 82596.80 mm² , Puse = 0.01683

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0168) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1465402.796 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1430.265 mm, ab = k1 x cb = 1215.725 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2368783.306 = 54363.577 kN, ∑Csi = 12730.729 kN, ∑Tsi = 9536.526 kN

Pb = 54363.577 + 12730.729 - 9536.526 = 57557.780 kN

Mb = Cc x 1156.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49156.301 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 854.034 mm, e = Mu/Pu = 88.262 mm)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2742.517 mm, a = k1 x c = 2331.140 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4765715.772 - 109373.177 kN

∑Csi = 21476.470 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 109373.177 + 21476.470 - 0.000 = 130849.647 kN

Mn = Cc x 1200.178 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11548.901 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=88.261)| = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2742.517 mm, a = k1 x c = 2331.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2742.52) / 2742.52 = -0.00037

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 115038.938 kN < Pn = 130849.647 kN

ΦPn = 0.70 x 115038.938 = 80527.257 kN ≥ Pu = 22115.859 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.088 = 7107.520 kN.m ≥ Mu = 1951.996 kN.m ∴ O.K

2. 모멘트최대 : (부재 21, UL004)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

가.설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=81.015도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2383.774	17208.471	19339.028	1123.809

나 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 82596.80 mm² , Puse = 0.01683

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0168) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1140237.941 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1430.265 mm. ab = k1 x cb = 1215.725 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2368783.306 = 54363.577 kN, ∑Csi = 12730.729 kN, ∑Tsi = 9536.526 kN

Pb = 54363.577 + 12730.729 - 9536.526 = 57557.780 kN

Mb = Cc x 1156.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49156.301 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 854.034 mm, e = Mu/Pu = 1123.809 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1241.280 mm, a = k1 x c = 1055.088 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1969144.700 = 45191.871 kN

∑Csi = 11538.180 kN, ∑Tsi = 12550.689 kN

Pn = 45191.871 + 11538.180 - 12550.689 = 44179.363 kN

Mn = Cc x 1164.866 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49649.343 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1123.813)| = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1241.280 mm, a = k1 x c = 1055.088 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1241.28) / 1241.28 = 0.00280

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.74 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0028-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.740

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 115038.938 kN ≥ Pn = 44179.363 kN

ΦPn = 0.74 x 44179.363 = 32693.753 kN ≥ Pu = 17208.471 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.124 = 36741.522 kN.m ≥ Mu = 19339.028 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=72.656도(종림축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2383.774	13237.286	36937.997	2790.451

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 82596.80 mm² , Puse = 0.01683

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0168) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 877106.149 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1430.265 mm, ab = k1 x cb = 1215.725 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2368783.306 = 54363.577 kN, ∑Csi = 12730.729 kN, ∑Tsi = 9536.526 kN

Pb = 54363.577 + 12730.729 - 9536.526 = 57557.780 kN

Mb = Cc x 1156.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49156.301 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 854.034 mm, e = Mu/Pu = 2790.451 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 792.606 mm, a = k1 x c = 673.715 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1066495.348 = 24476.068 kN

∑Csi = 8509.211 kN, ∑Tsi = 18335.439 kN

Pn = 24476.068 + 8509.211 - 18335.439 = 14649.840 kN

Mn = Cc x 1190.035 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 40879.701 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2790.454) | = 0.0028 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 115038.938 kN ≥ Pn = 14649.840 kN

ΦPn = 1.00 x 14649.840 = 14649.840 kN ≥ Pu = 13237.286 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.790 = 40879.660 kN.m ≥ Mu = 36937.997 kN.m ∴ O.K

4 편심최대 : (부재 21, UE026)

【 가등 : 하부 , 5/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=80.649도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2383.774	11913.557	17028.249	1429.317

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 82596.80 mm² , Puse = 0.01683

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0168) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 789395.508 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1430.265 mm, ab = k1 x cb = 1215.725 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2368783.306 = 54363.577 kN, ∑Csi = 12730.729 kN, ∑Tsi = 9536.526 kN

Pb = 54363.577 + 12730.729 - 9536.526 = 57557.780 kN

Mb = Cc x 1156.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49156.301 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 854.034 mm, e = Mu/Pu = 1429.317 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1083.931 mm, a = k1 x c = 921.341 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1642348.915 = 37691.908 kN

∑Csi - 10530.081 kN, ∑Tsi = 14664.377 kN

Pn = 37691.908 + 10530.081 - 14664.377 = 33557.611 kN

Mn = Cc x 1172.761 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47964.388 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1429.315) | = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1083.931 mm, a = k1 x c = 921.341 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1083.93) / 1083.93 = 0.00364

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 115038.938 kN ≥ Pn = 33557.611 kN

ΦPn = 0.80 x 33557.611 = 26846.089 kN ≥ Pu = 11913.557 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.429 = 38371.570 kN.m ≥ Mu = 17028.249 kN.m ∴ O.K

:5 모멘트최대 : (부재 21, UL007)

【 가등 : 하부 , 6/7 】

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=86.342도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2383.774	19431.365	23675.356	1218.409

나 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 82596.80 mm² , Puse = 0.01683

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0168) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1287527.498 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1430.265 mm, ab = k1 x cb = 1215.725 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2368783.306 = 54363.577 kN, ∑Csi = 12730.729 kN, ∑Tsi = 9536.526 kN

Pb = 54363.577 + 12730.729 - 9536.526 = 57557.780 kN

Mb = Cc x 1156.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49156.301 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 854.034 mm, e = Mu/Pu = 1218.409 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1186.470 mm, a = k1 x c = 1008.499 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1854463.281 = 42559.932 kN

∑Csi = 11185.848 kN, ∑Tsi = 13325.881 kN

Pn = 42559.932 + 11185.848 - 13325.881 = 40419.899 kN

Mn = Cc x 1167.489 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49247.876 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1218.407) | = 0.0026 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1186.470 mm, a = k1 x c = 1008.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1186.47) / 1186.47 = 0.00307

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.75 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0031-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.753

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 115038.938 kN ≥ Pn = 40419.899 kN

ΦPn = 0.75 x 40419.899 = 30453.206 kN ≥ Pu = 19431.365 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.218 = 37104.470 kN.m ≥ Mu = 23675.356 kN.m ∴ O.K

6. 편심최대 : (부재 21, UE020)

[기둥 : 하부 , 7/7]

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=86.186도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2383.774	14712.819	21698.514	1474.803

나 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 82596.80 mm² , Puse = 0.01683

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0168) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 974875.364 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1430.265 mm, ab = k1 x cb = 1215.725 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2368783.306 = 54363.577 kN, ∑Csi = 12730.729 kN, ∑Tsi = 9536.526 kN

Pb = 54363.577 + 12730.729 - 9536.526 = 57557.780 kN

Mb = Cc x 1156.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 49156.301 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 854.034 mm, e = Mu/Pu = 1474.803 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1065.676 mm, a = k1 x c = 905.824 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1604987.203 = 36834.456 kN

∑Csi = 10407.948 kN, ∑Tsi = 14919.033 kN

Pn = 36834.456 + 10407.948 - 14919.033 = 32323.371 kN

Mn = Cc x 1173.747 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47670.685 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1474.806) | = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1065.676 mm, a = k1 x c = 905.824 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1065.68) / 1065.68 = 0.00376

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.79 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0038-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.788

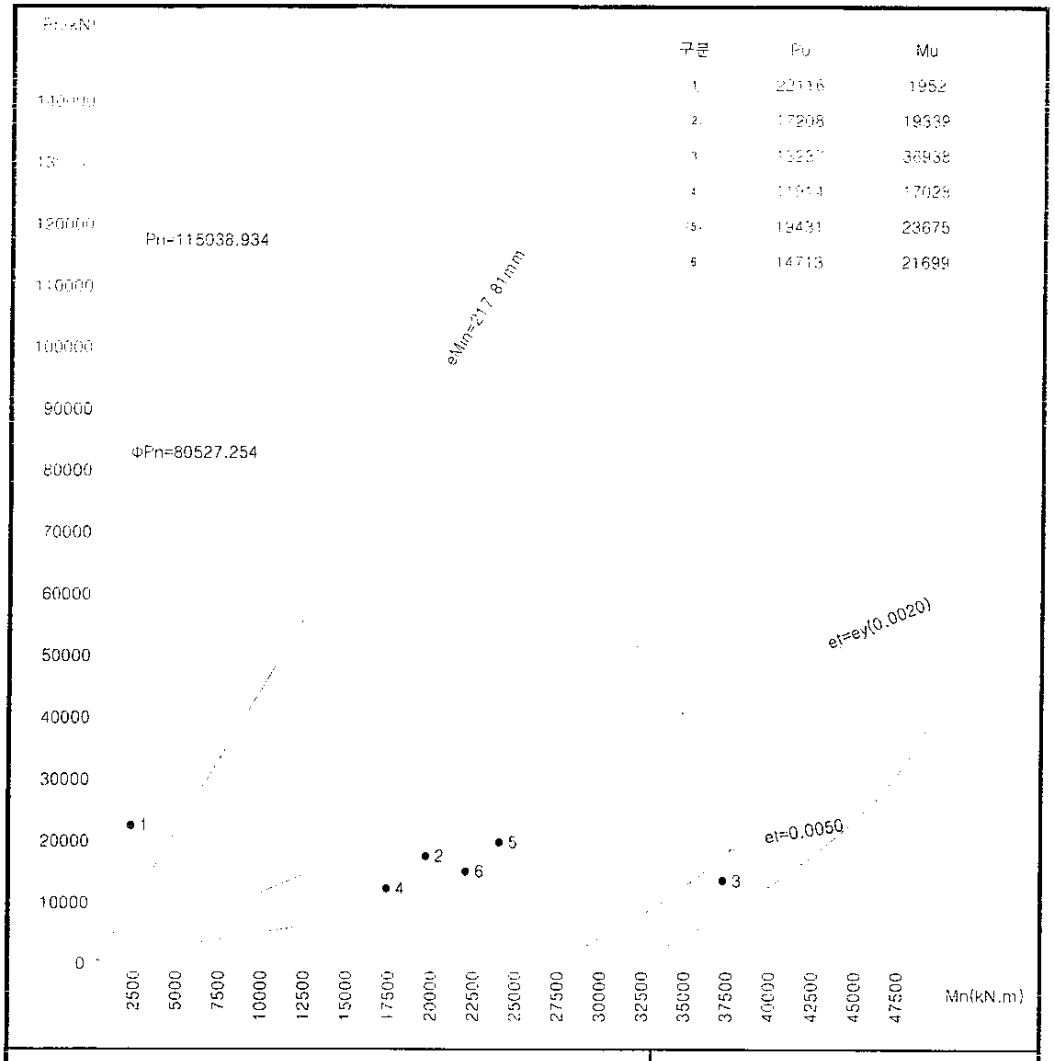
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

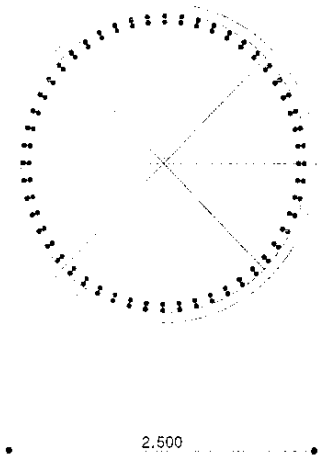
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 115038.938 kN ≥ Pn = 32323.371 kN

ΦPn = 0.79 x 32323.371 = 25464.800 kN ≥ Pu = 14712.819 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.475 = 37555.570 kN.m ≥ Mu = 21698.514 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2383.774 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

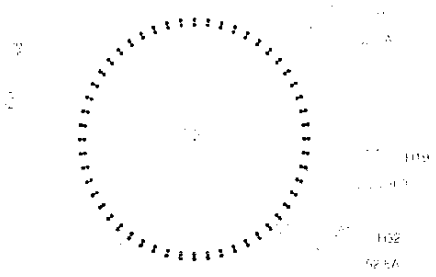
▣ 사용 철근

Ast = 82596.800 mm²
Puse = 0.01683
1단 : H32-52Ea
2단 : H32-52Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX. "기둥부재력 집계" 참조

교축방향	V =	0.000 kN
교축직각방향	V =	803.235 kN
합성전단력	V =	803.235 kN
축방향력	P =	17208.471 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 803.235 / 0.80 = 1004.044 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 116.226 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 704.139 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 704.139

= 1954.139 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 17208.471 x 1000 / (14 x 4908738.521) } x √27.0

x 2500.000 x 1954.139

= 5290.262 kN

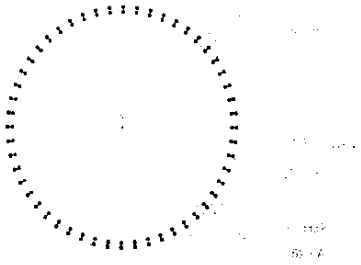
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2645.131 kN ≥ Vn ≤ Vc = 5290.262 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, '기둥부재력 집계' 참조

교축방향	V =	2052.160 kN
교축직각방향	V =	630.210 kN
합성전단력	V =	2146.748 kN
축방향력	P =	13237.286 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 2146.748 / 1.00 = 2146.748 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 116.226 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 704.139 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 704.139

= 1954.139 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x { 10 x Pu / x (√fck x Ag) } x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 10 + 13237.286 x 1000 / (√27.0 x 4908738.521) }

x { 1 + 13237.286 / (14 x 4908738.521) } x √27.0 x 2500.000 x 1954.139

= 5039.570 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2519.785 kN > Vn = 2146.748 kN ∴ 전단철근 불필요

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 2500.0 mm
- 기둥 순높이의 1/6 = 15420.0 / 6 = 2570.0 mm
∴ 2570.0 mm = 2.570 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 = 2500.0 / 4 = 625.0 mm
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 32.0 = 192.0 mm
∴ 192.0 mm = 0.192 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 = 1250.0 mm
∴ 1250.0 mm = 1.250 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2500.0 / 4 = 625.0 mm
- 100.0 mm
∴ 625.0 mm = 0.625 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	15519.792	537.214	10385.019	18144.792	68042.970	11459.446	축력최대
SV007	14947.204	537.214	16684.389	17572.204	65895.765	17758.816	모멘트최대
SV021	14947.204	537.214	16684.389	17572.204	65895.765	17758.816	편심최대
SV022	13237.286	1691.790	33319.306	15862.286	59483.572	36702.886	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.000 x 7.500 x 2.000 x 25.000 = 2625.000 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 7.500 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV005	68042.970	11459.446	18144.792	5.938	0.632	1.250	O.K
SV007	65895.765	17758.816	17572.204	3.711	1.011	1.250	O.K
SV021	65895.765	17758.816	17572.204	3.711	1.011	1.250	O.K
SV022	59483.572	36702.886	15862.286	1.621	2.314	2.500	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A' + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SV005	18144.792	10886.875	537.214	20.265	1.500	O.K
SV007	17572.204	10543.322	537.214	19.626	1.500	O.K
SV021	17572.204	10543.322	537.214	19.626	1.500	O.K
SV022	15862.286	9517.372	1691.790	5.626	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV005	18144.792	56583.524	0.632	520.235	170.995	1000.000	O.K
SV007	17572.204	48136.949	1.011	605.319	64.098	1000.000	O.K
SV021	17572.204	48136.949	1.011	605.319	64.098	1000.000	O.K
SV022	15862.286	22780.686	2.314	1051.902	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SV005, SV007, SV021

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SV022

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

■ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.

- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식를 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k kv - 직접기초인 경우, kp 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√(7.000 x 7.500) / 0.3)^-¾) = 305.947 kN/m³

$$k_v = k_{v_0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 7.500 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.000 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

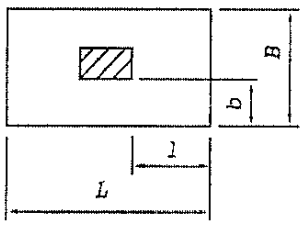
β = ⁴ √{(3 x 305.947) / (27804000.000 x 2.000³)} = 0.045 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.250,2.500) = 2.500

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 3.750

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 3.750



βλ = 0.045 x 2.500 = 0.113 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	22115.859	228.696	1584.277	25528.359	95731.346	2041.669	축력최대
UL007	19431.365	698.378	21689.706	22843.865	85664.494	23086.462	모멘트최대
UE021	14712.819	671.517	20351.436	17206.569	64524.634	21694.464	편심최대
UL022	13237.286	1691.790	33319.306	15862.286	59483.572	36702.886	지진시
SV005	15519.792	537.214	10385.019	18144.792	68042.970	11459.446	축력최대
SV007	14947.204	537.214	16684.389	17572.204	65895.765	17758.816	모멘트최대
SV021	14947.204	537.214	16684.389	17572.204	65895.765	17758.816	편심최대
SV022	13237.286	1691.790	33319.306	15862.286	59483.572	36702.886	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W. W = 7.000 x 7.500 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2. B = 7.500 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
UL001	25528.359	93689.677	0.080	3621.559	3186.003	7.500
UL007	22843.865	62578.032	1.011	5508.405	583.293	7.500
UE021	17206.569	42830.170	1.261	4608.372	0.000	7.468
UL022	15862.286	22780.686	2.314	7363.317	0.000	4.308
SV005	18144.792	56583.524	0.632	3641.647	1196.965	7.500
SV007	17572.204	48136.949	1.011	4237.234	448.687	7.500
SV021	17572.204	48136.949	1.011	4237.234	448.687	7.500
SV022	15862.286	22780.686	2.314	7363.317	0.000	4.308

註) B : 기초의 폭원 (7.500m). M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SV005, SV007, SV021, UL001, UL007

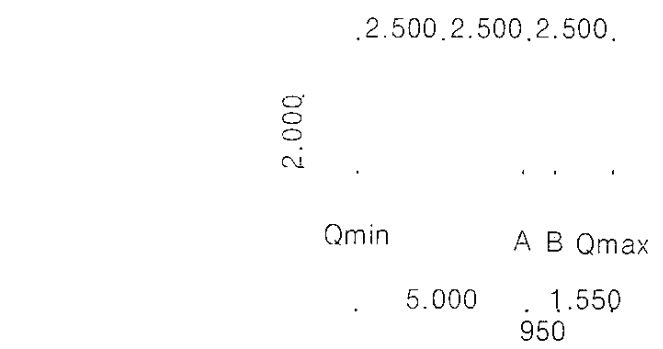
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SV022, UE021, UL022

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.550 x 2.000 x 7.000 x 25.000 = 542.500 kN

Ma = 2.642 x 2.000 x 7.000 x 25.000 x 2.642/2 = 1221.529 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.642^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.642^2 x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SV005	3641.647	2780.467	3136.412	5252.996	11707.782	4710.496	10486.253
SV007	4237.234	2902.655	3454.268	5960.914	13235.698	5418.414	12014.170
SV021	4237.234	2902.655	3454.268	5960.914	13235.698	5418.414	12014.170
SV022	7363.317	2848.044	4714.311	9360.162	20445.688	8817.662	19224.160

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
UL001	3621.559	3468.127	3531.544	5543.655	12461.042	4838.405	10873.055
UL007	5508.405	3773.452	4490.548	7749.188	17206.408	7043.938	15618.421
UE021	4608.372	2977.937	3651.833	6401.659	14186.811	5886.284	13026.359
UL022	7363.317	2848.044	4714.311	9360.162	20445.688	8817.662	19224.160

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

4. 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5

tc

b1

b = tc + 2·d ≤ B
= 6300.00 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 (= 25058.298 mm² . 기초단면 검토 참조)
β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 7.500/7.000 = 1.071)
As.m = 2 / (1 + 1.071) x 250.583 = 24194.219 mm²
→ 유효폭내에 배치된 철근량은 25112.052 mm² 이므로 위 조건에 만족한다.
: 사용철근 = D25 - 59EA ∴ 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)
7000.00	2000.00	1900.00	100.00	19224.16	8817.66

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 35332.000 x 400.00 = 14132800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7000.000 = 160650.000 x a

T = C 이므로, a = 87.973 mm, c = 87.973 / β1 = 87.973 / 0.85 = 103.497 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 103.497) / 103.497 = 0.05207

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad \therefore As = 30362.821 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 35332.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.164]

1단 : H29 - 55.0 EA (= 35332.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7000.0 x 1200.0 = 12600.000 mm²

As,req = 30362.821 mm²

ρmin = Max(30362.821, 12600.000) / bd = 0.00228

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00266

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 87.973 mm

ΦMn = 0.85 x 35332.000 x 400 x (1900.00 - a/2) = 22296.070 kN.m

≥ Mu (= 19224.160 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.160]

* 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 7000.00 x 1900.00 = 9214.510 kN

≥ Vu (= 8817.662 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252

단. 단위M당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : H25 - 59.0 EA

H22 - 31.0 EA = 41895.400 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7500.0 = 22500.0 ㎟ < 41895.4 ㎟

(41895.400 / 7.500) = 5586.053 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축.온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 4.3.9. 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H25 - 59.0 EA = 12000.100 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 12000.100 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 12014.170 x 1000000 / [35332.000 x (1900.000 - 332.785/3)]

= 190.063 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x35332.000/7000.0 + 7x35332.000/7000.0 x √[(1 + 2x7000.0x1900.0/(7x35332.000)]

= 332.785 ㎜

사용철근량 = 35332.0 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

1단 : H29 - 55.0 EA (= 35332.0 ㎟)

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 / 190.06) - 2.5 x 85.50 = 200.59 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 190.06) = 331.47 ㎜

Sa는 작은 값인 200.59 ㎜ 를 적용

S = 7000.00 / 55.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 200.59 ㎜) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB05	15519.792	79.392	-1127.791	18144.792	63506.772	969.007	축력최대
SVB04	13237.286	158.784	-2262.888	15862.286	55518.001	1945.321	모멘트최대
SVB15	13237.286	158.784	-2262.888	15862.286	55518.001	1945.321	편심최대
SVB22	13237.286	2052.160	28365.648	15862.286	55518.001	32469.968	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.000 x 7.500 x 2.000 x 25.000 = 2625.000 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 7.000 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB05	63506.772	969.007	18144.792	65.538	0.053	1.167	O.K
SVB04	55518.001	1945.321	15862.286	28.539	0.123	1.167	O.K
SVB15	55518.001	1945.321	15862.286	28.539	0.123	1.167	O.K
SVB22	55518.001	32469.968	15862.286	1.710	2.047	2.333	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A' + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN). 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SVB05	18144.792	10886.875	79.392	137.128	1.500	O.K
SVB04	15862.286	9517.372	158.784	59.939	1.500	O.K
SVB15	15862.286	9517.372	158.784	59.939	1.500	O.K
SVB22	15862.286	9517.372	2052.160	4.638	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB05	18144.792	62537.765	0.053	361.436	329.795	1000.000	O.K
SVB04	15862.286	53572.680	0.123	333.899	270.378	1000.000	O.K
SVB15	15862.286	53572.680	0.123	333.899	270.378	1000.000	O.K
SVB22	15862.286	23048.033	2.047	970.387	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SVB05, SVB04, SVB15

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SVB22

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	22115.859	0.000	8.922	25528.359	89349.256	8.922	축력최대
UEB04	13237.286	206.419	-2943.178	15862.286	55518.001	2530.340	모멘트최대
UEB26	11913.557	190.540	-2716.890	14276.057	49966.199	2335.809	편심최대
ULB22	13237.286	2052.160	28365.648	15862.286	55518.001	32469.968	지진시
SVB05	15519.792	79.392	-1127.791	18144.792	63506.772	969.007	축력최대
SVB04	13237.286	158.784	-2262.888	15862.286	55518.001	1945.321	모멘트최대
SVB15	13237.286	158.784	-2262.888	15862.286	55518.001	1945.321	편심최대
SVB22	13237.286	2052.160	28365.648	15862.286	55518.001	32469.968	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.000 x 7.500 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.000 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB01	25528.359	89340.334	0.000	3648.001	3645.816	7.000
UEB04	15862.286	52987.661	0.160	2575.878	1956.203	7.000
UEB26	14276.057	47630.390	0.164	2325.454	1753.419	7.000
ULB22	15862.286	23048.033	2.047	7277.906	0.000	4.359
SVB05	18144.792	62537.765	0.053	2710.767	2473.459	7.000
SVB04	15862.286	53572.680	0.123	2504.243	2027.838	7.000
SVB15	15862.286	53572.680	0.123	2504.243	2027.838	7.000
SVB22	15862.286	23048.033	2.047	7277.906	0.000	4.359

註) B : 기초의 폭원 (7.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SVB05, SVB04, SVB15, ULB01, UEB04, UEB26

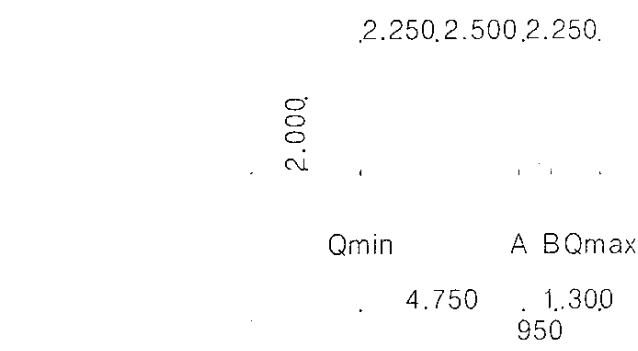
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SVB22, ULB22

3. 기초의 단면력 계산



가. 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.300 x 2.000 x 7.500 x 25.000 = 487.500 kN

Ma = 2.392 x 2.000 x 7.500 x 25.000 x 2.392/2 = 1072.812 kN.m

나. 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.392^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.392^2 x 2/3

다. 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB05	2710.767	2629.676	2666.696	3495.351	7677.720	3007.851	6604.908
SVB04	2504.243	2341.449	2415.768	3198.008	7008.977	2710.508	5936.165
SVB15	2504.243	2341.449	2415.768	3198.008	7008.977	2710.508	5936.165
SVB22	7277.906	3284.180	5107.403	8050.450	17012.406	7562.950	15939.594

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

라. 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB01	3648.001	3647.254	3647.595	4742.137	10435.606	4108.387	9040.950
UEB04	2575.878	2364.127	2460.796	3273.838	7167.227	2786.338	6094.415
UEB26	2325.454	2129.982	2219.219	2954.038	6466.329	2515.288	5500.798
ULB22	7277.906	3284.180	5107.403	8050.450	17012.406	7562.950	15939.594

※ 계수단면력 = 지반반력에 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)
7500.00	2000.00	1900.00	100.00	15939.59	7562.95

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 29895.300 x 400.00 = 11958120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7500.000 = 172125.000 x a

T = C 이므로, a = 69.473 mm, c = 69.473 / β1 = 69.473 / 0.85 = 81.733 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 81.733) / 81.733 = 0.06674

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 25058.298 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 29895.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.193]

1단 : H25 - 59.0 EA (= 29895.3 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7500.0 x 1200.0 = 13500.000 mm²

As,req = 25058.298 mm²

ρmin = Max(25058.298, 13500.000) / bd = 0.00176

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00210

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 69.473 mm

ΦMn = 0.85 x 29895.300 x 400 x (1900.00 - a/2) = 18959.286 kN.m

≥ Mu (= 15939.594 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.189]

* 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 7500.00 x 1900.00 = 9872.690 kN

≥ Vu (= 7562.950 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : H29 - 55.0 EA

H25 - 28.0 EA = 49519.600 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7000.0 = 21000.0 ㎟ < 49519.6 ㎟

(49519.600 / 7.000) = 7074 229 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축.온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 4.3.9. 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H29 - 55.0 EA = 14187.600 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 14187.600 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 6604.908 \times 1000000 / [29895.300 \times (1900.000 - 298.911/3)]$

$= 122.717$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x29895.300/7500.0 + 7x29895.300/7500.0 \times \sqrt{[(1 + 2x7500.0x1900.0/(7x29895.300)]}$

$= 298.911$ mm

사용철근량 = 29895.3 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 59.0 EA (= 29895.3 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 122.72) - 2.5 x 87.50 = 422.97 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 122.72) = 513.38 mm

Sa는 작은 값인 422.97 mm 를 적용

S = 7500.00 / 59.0 EA = 127.12 ≤ Sa (= 422.97 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) . -22115.859 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 13.823 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 13.823 x 1.900
= 68235.134 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 1.900)/(2 · 13.823)) x √(27) x 13.823 x 1.900
= 85272.079 kN

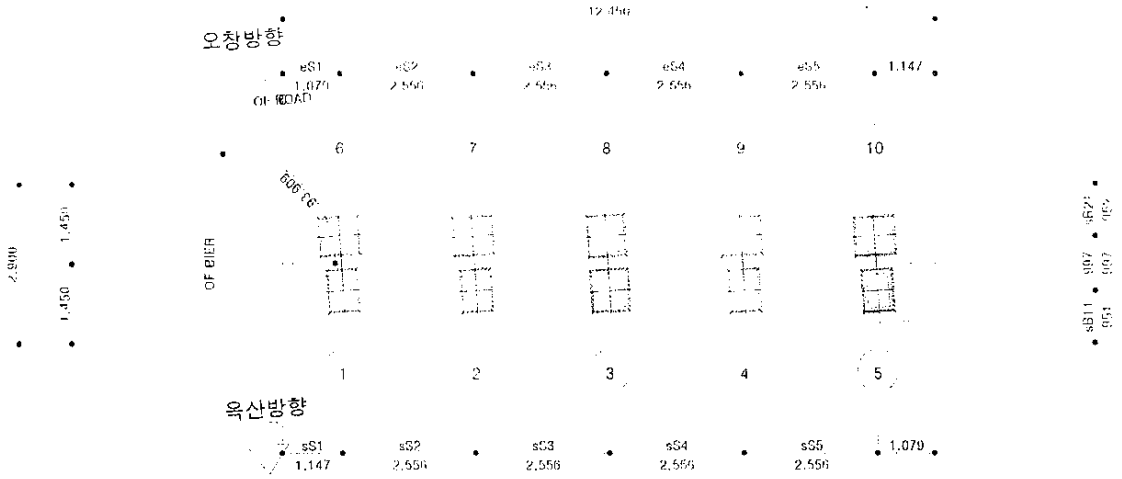
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 13.823 x 1.900
= 45490.09 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(φVc) = 0.80 x 45490.090 = 36392.072 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토


오창방향
sS1 1,079
sS2 2,556
sS3 2,556
sS4 2,556
sS5 2,556
1,147
OF ROAD
6
7
8
9
10
600 CE
OF PIER
1
2
3
4
5
2,900
1,450
1,450
sS11
sS12
sS13
sS14
sS15
sS16
sS17
sS18
sS19
sS20
sS21
sS22
sS23
sS24
sS25
sS26
sS27
sS28
sS29
sS30
sS31
sS32
sS33
sS34
sS35
sS36
sS37
sS38
sS39
sS40
sS41
sS42
sS43
sS44
sS45
sS46
sS47
sS48
sS49
sS50

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 86.1° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 3.91°

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

$= (200 + 1.67 \times 70.184 + 6.66 \times 16.704) \times (1 + 0.000125 \times 3.91^2)$

$= 429.274$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1453 - 0 - 50 = 1403$ mm ≥ 429 mm ∴ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1433.780	O.K	258.822	168.820	O.K
SHOE 2	1750.000	1306.794	O.K	258.822	166.230	O.K
SHOE 3	1750.000	1254.223	O.K	258.822	163.860	O.K
SHOE 4	1750.000	1335.723	O.K	258.822	165.680	O.K
SHOE 5	1750.000	1552.240	O.K	258.822	168.360	O.K
SHOE 6	1750.000	1436.527	O.K	258.822	168.810	O.K
SHOE 7	1750.000	1307.547	O.K	258.822	166.210	O.K
SHOE 8	1750.000	1254.354	O.K	258.822	163.850	O.K
SHOE 9	1750.000	1334.799	O.K	258.822	165.670	O.K
SHOE 10	1750.000	1549.735	O.K	258.822	168.360	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1433.780	126.932	92.925	1360.880	1757.448	
2	1306.794	124.985	93.331	1360.883	1887.918	
3	1254.223	123.203	212.710	1500.885	1877.903	
4	1335.723	124.571	93.835	1360.871	1887.889	
5	1552.240	126.586	94.023	1360.864	1689.382	
6	1436.527	126.925	90.030	1552.015	1629.382	
7	1307.547	124.970	90.519	1552.005	1828.002	
8	1254.354	123.195	212.710	1501.996	1877.987	
9	1334.799	124.564	91.060	1551.987	1827.972	
10	1549.735	126.586	91.165	1551.978	1696.779	

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	2057.801	4369.200	O.K	2109.338	3574.800	O.K
2	1927.186	4369.200	O.K	1970.498	3574.800	O.K
3	1876.851	4369.200	O.K	2548.832	3574.800	O.K
4	1952.172	4369.200	O.K	2005.440	3574.800	O.K
5	2167.622	4369.200	O.K	2247.059	3574.800	O.K
6	2123.986	4369.200	O.K	1940.811	3574.800	O.K
7	1985.727	4369.200	O.K	1892.621	3574.800	O.K
8	1877.576	4369.200	O.K	2548.999	3574.800	O.K
9	2010.378	4369.200	O.K	1924.583	3574.800	O.K
10	2233.896	4369.200	O.K	2095.809	3574.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	705.180	5759.400	O.K	516.249	5759.400	O.K
2	694.361	5759.400	O.K	518.505	5759.400	O.K
3	684.461	5759.400	O.K	1181.722	5759.400	O.K
4	692.063	5759.400	O.K	521.303	5759.400	O.K
5	703.258	5759.400	O.K	522.348	5759.400	O.K
6	705.138	5759.400	O.K	500.167	5759.400	O.K
7	694.277	5759.400	O.K	502.882	5759.400	O.K
8	684.419	5759.400	O.K	1181.722	5759.400	O.K
9	692.022	5759.400	O.K	505.890	5759.400	O.K
10	703.258	5759.400	O.K	506.475	5759.400	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1433.780 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

Hx2 = 168.820 / 1.33 = 126.932 kN

수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 126.932 kN를 적용한다

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 123.590 / 1.33 = 92.925 kN

수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 92.925 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 950.880 mm b2y = 1147.448 mm

bcx = 2 x b2x = 1901.760 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2294.897 mm > 5 x b1y = 2050.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 610.000/1901.760) x 1433.780 x 10^3 /180.000

= 1352.621 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 410.000/2050.000) x 1433.780 x 10^3 /180.000

= 1593.089 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 126.932 x 10^3 / 180.000

= 705.180 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 92.925 x 10^3 / 180.000

= 516.249 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 1147.448 = 1757.448 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 410.000 + 950.880 = 1360.880 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1593.089 + 516.249 = 2109.338 mm^2

Bxo = 1757.448 mm 범위내에서 H16 - 18 EA

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

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1352.621 + 705.180 = 2057.801 mm^2

Byo = 1360.880 mm 범위내에서 H16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 92.925 x 10^3 / 180.000 = 516.249 mm^2

사용철근 : H16 - 18 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 126.932 x 10^3 / 180.000 = 705.180 mm^2

사용철근 : H16 - 18 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm^2 ∴ O.K

교각 P3(오창방향)

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

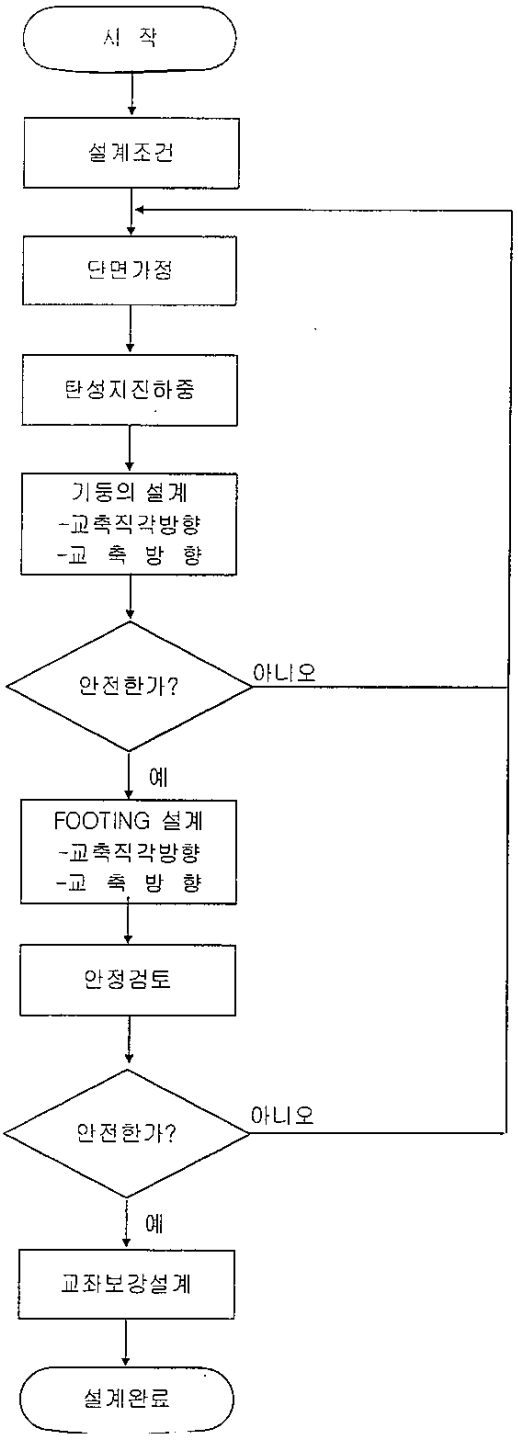
9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
12.1 받침 연단거리 검토
12.2 최소 받침지지 길이 검토
12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
12.4 교량받침 보강 철근 검토
12.5 교량받침 하면 보강
12.6 교량받침 콘크리트 보강

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

■ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	54276.166	6927.445	7.83	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9304.486	561.255	16.58	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1000.000	460.406	2.17	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	54276.166	35740.079	1.52	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9304.486	2701.250	3.44	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1500.000	1201.269	1.25	1.00	O.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	62281.814	16156.163	3.85	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	10380.302	535.473	19.39	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1000.000	610.396	1.64	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	55826.914	30933.383	1.80	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	9304.486	1711.680	5.44	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1500.000	920.039	1.63	1.00	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	φPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.015	21947.046	78860.539	3.593	O.K
	모멘트최대	0.015	16234.345	49174.919	3.029	O.K
	탄성설계	0.015	12987.476	16622.251	1.280	O.K
	편심최대	0.015	12338.102	45791.230	3.711	O.K
교축직각방향	축력최대	0.015	21947.046	78860.539	3.593	O.K
	모멘트최대	0.015	19214.655	32578.488	1.696	O.K
	탄성설계	0.015	12987.476	18417.454	1.418	O.K
	편심최대	0.015	14579.387	27404.985	1.880	O.K
합성부재력	축력최대	0.015	21947.046	78860.539	3.593	O.K
	모멘트최대	0.015	16234.345	31423.729	1.936	O.K
	탄성설계	0.015	12987.476	15245.919	1.174	O.K
	편심최대	0.015	12338.102	25269.542	2.048	O.K
	모멘트최대	0.015	19214.655	32533.621	1.693	O.K
	편심최대	0.015	14579.387	24766.463	1.699	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	3250.0	100.0	28281.722	42996.000	-	-	1.520	O.K
	우측내민보	3250.0	100.0	31215.741	42996.000	-	-	1.377	O.K
	좌측내민보수	2900.0	100.0	3312.360	7466.200	3143.364	7057.002	2.245	O.K
	우측내민보수	2900.0	100.0	3289.021	7466.200	3121.285	7057.002	2.261	O.K
	교량받침6	1671.3	100.0	143.155	42996.000	71.960	19730.439	274.185	O.K
	교량받침1	1712.3	100.0	297.488	42996.000	153.640	20329.877	132.321	O.K
	교량받침7	2821.8	100.0	11608.818	42996.000	10240.374	36548.820	3.569	O.K
	교량받침2	2862.8	100.0	11780.636	42996.000	10554.112	37148.257	3.520	O.K
	교량받침9	3132.7	100.0	12572.403	42996.000	12407.085	41094.139	3.312	O.K
	교량받침4	3092.1	100.0	11941.628	42996.000	11627.445	40500.578	3.483	O.K
	교량받침10	2237.5	100.0	819.942	42996.000	569.429	28006.842	49.184	O.K
	교량받침5	2196.9	100.0	331.180	42996.000	225.590	27413.281	121.518	O.K
기초	교축방향	2000.0	100.0	28717.314	36616.800	18212.009	23102.687	1.269	O.K
	교직-지점부	2000.0	100.0	24321.341	27868.500	15461.204	17674.309	1.143	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	119.205	180.000	120.833	446.876	O.K
	우측내민보	139.387	180.000	120.833	351.224	O.K
	좌측내민보수평	155.632	180.000	203.125	292.253	O.K
	우측내민보수평	154.538	180.000	203.125	295.832	O.K
	교량받침6	2.727	180.000	120.833	23098.494	O.K
	교량받침1	3.901	180.000	120.833	16149.686	O.K
	교량받침7	65.132	180.000	120.833	967.267	O.K
	교량받침2	66.313	180.000	120.833	950.045	O.K
	교량받침9	76.240	180.000	120.833	819.174	O.K
	교량받침4	71.658	180.000	120.833	879.181	O.K
	교량받침10	8.055	180.000	120.833	7821.100	O.K
	교량받침5	3.666	180.000	120.833	17183.258	O.K
기초	교축방향	121.475	180.000	126.316	434.529	O.K
	교직-지점부	216.056	180.000	127.273	145.738	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식 : T형 교각
2) 상 부 형 식 : PSC BEAM
3) 교 량 등 급 : 1 등교
4) 기 초 형 식 : 직접기초

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 = 50
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 42.386 ° : $15 + \sqrt{15N}$
3) 기초지반의 점착력 : C = 0.45 kN/m²
4) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 600 kN/m²
5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.6 ; $\tan\Phi b = 0.60$, Cb = 0:암과 콘크리트
6) 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]

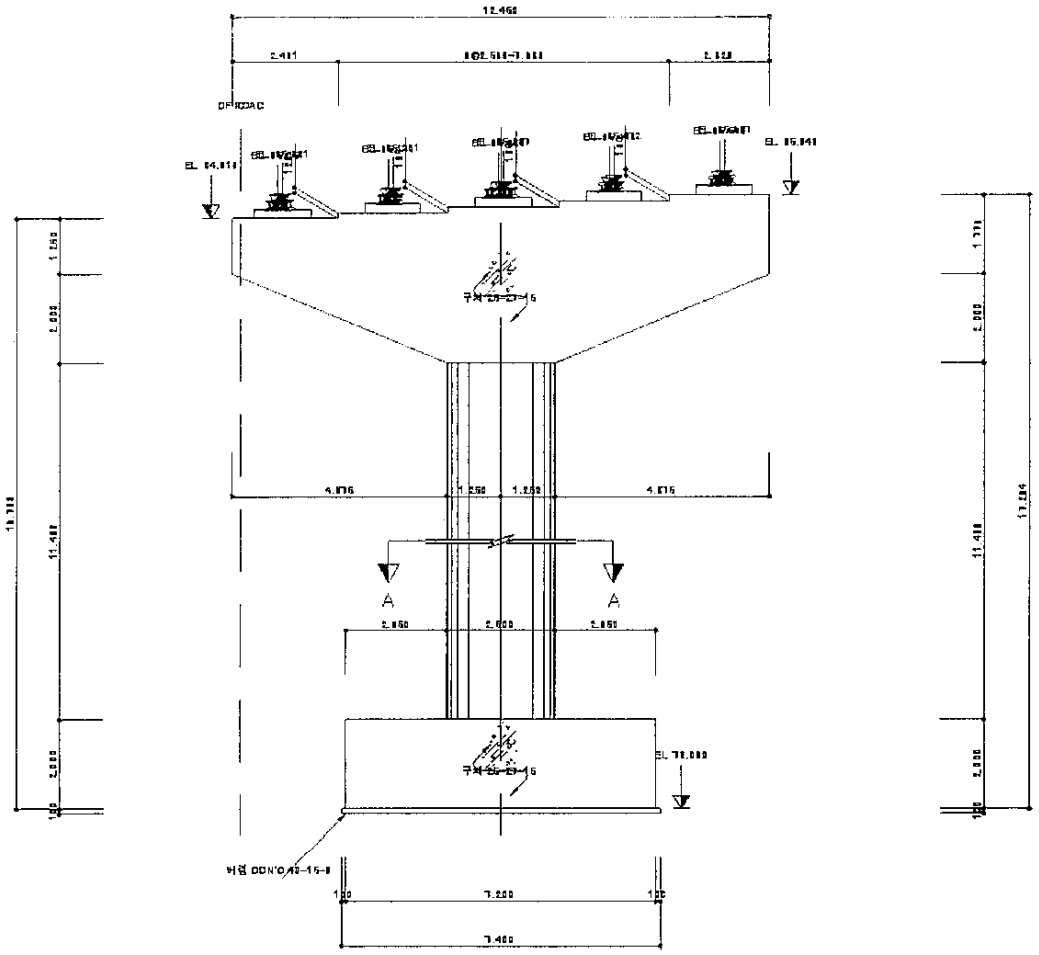
3.5 설 계 방 법

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) 두루설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	873.209	322.196	338.952	39.686
2	822.455	289.046	264.093	93.501
3	819.473	247.118	177.637	183.656
4	863.872	183.798	86.073	260.617
5	969.317	135.360	34.191	319.054
6	891.493	322.196	338.952	39.686
7	842.962	289.046	264.093	93.501
8	841.918	247.118	177.637	183.656
9	891.113	183.798	86.073	260.617
10	995.638	135.360	34.191	319.054
계	8811.450	2355.036	1801.892	1793.028

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 12.625 / 4.440 = 2.843 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (12.625 / 4.440)] x 4.440 = 15.2 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 15.235 kN/m

P1 = 15.235 x (34.986 + 35.198) / 2 x sin84.2

= 531.844 kN

작용위치 h = 4.440/2 + 0.430 + 0.625 = 3.275 m

작용모멘트 My = Ph x h = 531.844 x 3.275 = 1741.79 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.250 x 2.900 = 28.275 kN

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 101.135 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 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 (34.986 + 35.198)/2 x sin84.2 = 52.364 kN

작용위치 h = 2.932 + 1.500 + 0.625 = 5.057 m

작용모멘트 My = Ph x h = 52.364 x 5.057 = 264.803 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

δ = α x ΔT x L 0.000010 x 25.0 x 35.0 = 0.00875 m

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \qquad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

Ph = 3 x 27804000 x 1.91748 x 1EA x 0.00875 / 14.738³ x sin84.2

= 434.723 kN

② 탄성받침의 전단변형을 유발하는 수평력

교량받침의 개수 : N = 10 EA

탄성받침의 전단탄성계수 : kh = 4793.00 kN/m

Ph = kh x δ x N = 4793.00 x 0.00875 x 10 x sin84.2

= 417.04 kN

→ 수평력은 ①,②중 작은값 417.040 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 417.040 x (0.430 + 1.250/2) = 439.977 kN.m

5.5 원심하중 (CF)

CF = 0.79 x V² / R (%)

= 0.79 x 100.000² / 1025.000

= 7.707 %

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h). R : 곡선반경 (m)

작용위치 h = 2.932 + 1.800 + 0.625 = 5.357 m

작용수평력 Pcf = 7.707 x 2355.036 / 100 = 181.51 kN

작용모멘트 My = Pcf x h = 181.510 x 5.357 = 972.345 kN.m

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	2604.550	5540.810	0.05285	689.370	3439.330	0.02133
	하중경우 2	기둥 1	895.300	2375.670	0.01666	1677.100	10084.390	0.06095
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	2701.250	30387.100	0.00000	709.000	9733.880	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	1047.030	10832.500	0.00000	1711.680	25631.200	0.00000

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00								1.00	

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축,제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00								1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30
ULB26	1.20				1.20					

※이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.

ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

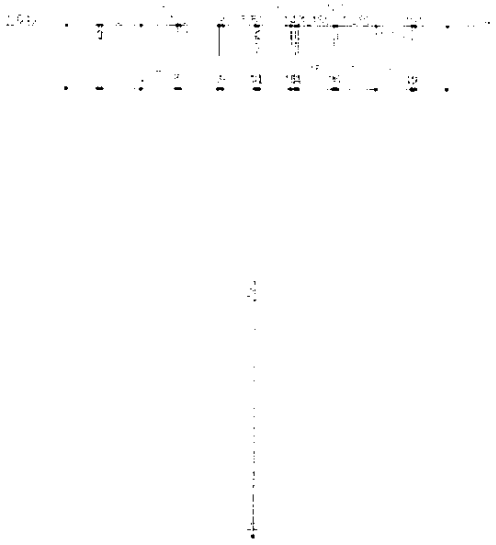
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00								1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30
UEB26	0.90				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	14.113	7	4.975	14.113	13	7.333	14.113	19	11.301	14.113
2	1.048	14.113	8	4.994	14.113	14	7.475	14.113	20	11.402	14.113
3	1.150	14.113	9	5.117	14.113	15	7.558	14.113	21	12.450	14.113
4	2.431	14.113	10	6.175	14.113	16	8.738	14.113	22	6.225	0.000
5	3.611	14.113	11	6.225	14.113	17	8.839	14.113			
6	3.713	14.113	12	6.276	14.113	18	10.121	14.113			

6.3 단면 제원

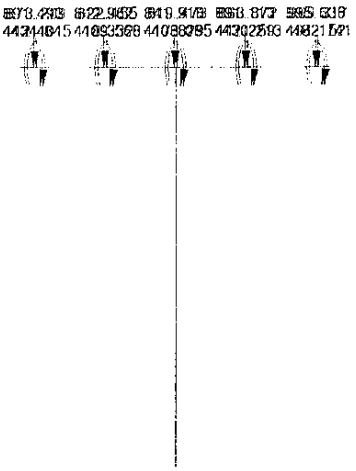
구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.900	1.250	3.625	2.540521	0.472005	1
②	2.900	1.671	4.846	3.396168	1.127577	2
③	2.900	1.712	4.965	3.479497	1.212629	3
④	2.900	1.776	5.150	3.609572	1.353772	21
⑤	2.900	2.197	6.371	4.465219	2.562754	20
⑥	2.900	2.227	6.458	4.526192	2.669177	4
⑦	2.900	2.237	6.487	4.546516	2.705295	19
⑧	2.900	2.712	7.865	5.511914	4.820430	18
⑨	2.900	2.822	8.184	5.735480	5.431100	5
⑩	2.900	2.863	8.303	5.818809	5.671276	6
⑪	2.900	3.092	8.967	6.284232	7.143897	17
⑫	2.900	3.133	9.086	6.367561	7.431867	16
⑬	2.900	3.370	9.773	6.849244	9.249249	7, 8

⑭	2.900	3.505	10.164	7.123620	10.405928	9~14
⑮	2.900	3.607	10.460	7.330927	11.341100	15
16	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥상단
17	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥하단

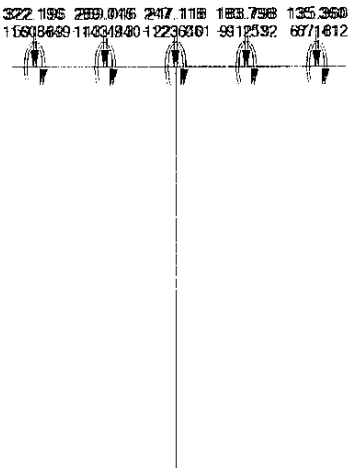
6.4 하중재하도

1) 연직하중

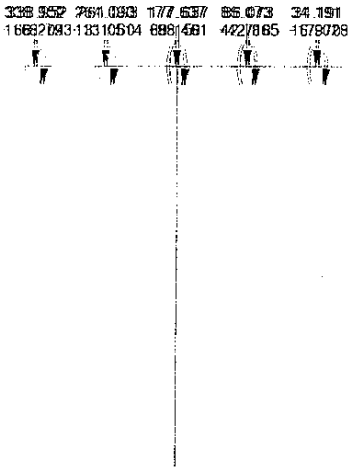
① 고정하중 (D)



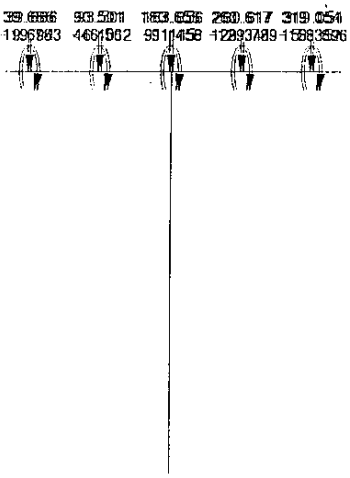
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



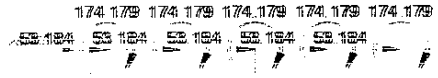
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)

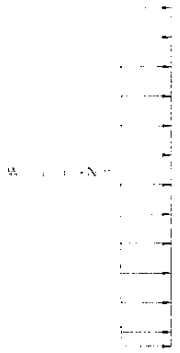


2) 수평하중

1 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)

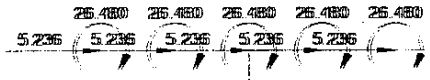




P = 531.844/10EA = 53.184 kN

M = 1741.787/10EA = 174.179 kN

㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

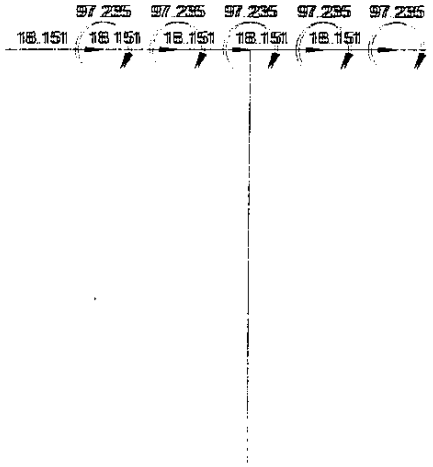


P = 52.364/10EA = 5.236 kN

M = 264.803/10EA = 26.480 kN

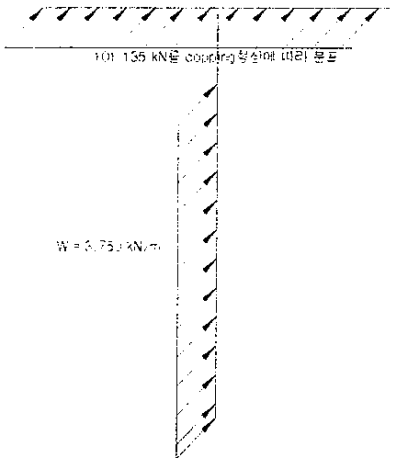
㉰ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

㉱ 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.

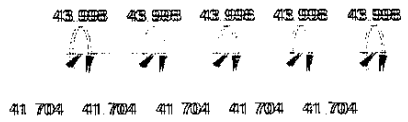


2. 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



㈏ 온도하중 (G-L01) : P = 417.040 / 10EA = 41.704 kN M = 439.977 / 10EA = 43.998 kN.m



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11577.686	1878.823	0.000	-12987.476	1878.823	0.000	
L1	-2355.036	-2454.378	0.000	-2355.036	-2454.378	0.000	
L2	-1801.892	-4036.642	0.000	-1801.892	-4036.642	0.000	
L3	-1793.028	3721.481	0.000	-1793.028	3721.481	0.000	
W-TR	0.000	3212.102	-560.119	0.000	9894.200	-603.199	
WL	0.000	402.259	-52.364	0.000	1003.816	-52.364	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	10084.390	1677.100	0.000	25631.200	1711.680	
CF	0.000	1448.809	-181.510	0.000	3533.996	-181.510	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11577.686	-49.521	0.000	-12987.476	-49.521	0.000	
L1	-2355.036	2.022	0.000	-2355.036	2.022	0.000	
L2	-1801.892	1.551	0.000	-1801.892	1.551	0.000	
L3	-1793.028	1.532	0.000	-1793.028	1.532	0.000	
W-LO	0.000	-265.480	101.135	0.000	-1674.771	144.215	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO2	0.000	-1534.707	417.040	0.000	-6325.663	417.040	
E-LO	0.000	5540.810	2604.550	0.000	30387.100	2701.250	
CF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11372.506	4293.940	-12760.606	-4737.105	
L1	-3430.291	1222.484	-1622.924	-638.316	
L2	-3492.329	1206.090	-525.352	-240.528	
L3	-591.005	266.374	-3322.893	-1159.342	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	696.716	0.000	-696.716	0.000	
WL	105.921	0.000	-105.921	0.000	
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
CF	388.938	0.000	-388.938	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-55.354	1002.462	-158.241	1888.179	-5255.354	3130.025
L1	0.000	322.196	-32.864	644.392	-1618.713	933.438
L2	0.000	338.952	-34.573	677.904	-1702.895	941.997
L3	0.000	39.686	-4.048	79.372	-199.382	172.873
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	174.179	0.000	348.358	0.000	522.537	0.000
WL	26.480	0.000	52.961	0.000	79.441	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	97.234	0.000	194.469	0.000	291.704	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-5575.686	3973.500	-6353.329	-4391.319	-6000.962	-3477.415
L1	-1713.923	1222.484	-726.090	-638.316	-680.184	-454.518
L2	-1798.979	1206.090	-187.410	-240.528	-171.810	-154.455
L3	-217.016	266.374	-1694.018	-1159.342	-1603.246	-898.725
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	696.716	0.000	-696.716	0.000	-522.537	0.000
WL	105.921	0.000	-105.921	0.000	-79.441	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	388.938	0.000	-388.938	0.000	-291.704	0.000

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-190.259	-2132.123	-76.296	-1120.251
L1	-13.671	-270.720	0.000	-135.360
L2	-3.453	-68.382	0.000	-34.191
L3	-32.224	-638.108	0.000	-319.054
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-348.358	0.000	-174.179	0.000
WL	-52.961	0.000	-26.480	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	-194.469	0.000	-97.234	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-13932.722	873.255	-181.510	-15342.512	2958.441	-181.510	
SV002	-13379.578	-709.010	-181.510	-14789.368	1376.177	-181.510	
SV003	-13370.714	7049.113	-181.510	-14780.504	9134.300	-181.510	
SV004	-11577.686	5090.926	-560.119	-12987.476	11773.024	-603.199	
SV005	-13932.722	2881.564	-513.933	-15342.512	8909.358	-535.473	
SV006	-13379.578	1299.300	-513.933	-14789.368	7327.093	-535.473	
SV007	-13370.714	9057.423	-513.933	-14780.504	15085.216	-535.473	
SV008	-13932.722	873.255	-181.510	-15342.512	2958.441	-181.510	
SV009	-13932.722	873.255	-181.510	-15342.512	2958.441	-181.510	
SV010	-13379.578	-709.010	-181.510	-14789.368	1376.177	-181.510	
SV011	-13379.578	-709.010	-181.510	-14789.368	1376.177	-181.510	
SV012	-13370.714	7049.113	-181.510	-14780.504	9134.300	-181.510	
SV013	-13370.714	7049.113	-181.510	-14780.504	9134.300	-181.510	
SV014	-11577.686	5090.926	-560.119	-12987.476	11773.024	-603.199	
SV015	-11577.686	5090.926	-560.119	-12987.476	11773.024	-603.199	
SV016	-13932.722	2881.564	-513.933	-15342.512	8909.358	-535.473	
SV017	-13932.722	2881.564	-513.933	-15342.512	8909.358	-535.473	
SV018	-13379.578	1299.300	-513.933	-14789.368	7327.093	-535.473	
SV019	-13379.578	1299.300	-513.933	-14789.368	7327.093	-535.473	
SV020	-13370.714	9057.423	-513.933	-14780.504	15085.216	-535.473	
SV021	-13370.714	9057.423	-513.933	-14780.504	15085.216	-535.473	
SV022	-11577.686	11963.213	1677.100	-12987.476	27510.023	1711.680	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-13932.722	-47.499	0.000	-15342.512	-47.499	0.000	
SVB02	-13379.578	-47.970	0.000	-14789.368	-47.970	0.000	
SVB03	-13370.714	-47.989	0.000	-14780.504	-47.989	0.000	
SVB04	-11577.686	-315.001	101.135	-12987.476	-1724.292	144.215	
SVB05	-13932.722	-180.239	50.568	-15342.512	-884.885	72.108	
SVB06	-13379.578	-180.710	50.568	-14789.368	-885.356	72.108	
SVB07	-13370.714	-180.729	50.568	-14780.504	-885.375	72.108	
SVB08	-13932.722	-1582.206	417.040	-15342.512	-6373.162	417.040	
SVB09	-13932.722	1487.208	-417.040	-15342.512	6278.164	-417.040	
SVB10	-13379.578	-1582.677	417.040	-14789.368	-6373.633	417.040	
SVB11	-13379.578	1486.737	-417.040	-14789.368	6277.693	-417.040	
SVB12	-13370.714	-1582.696	417.040	-14780.504	-6373.652	417.040	
SVB13	-13370.714	1486.718	-417.040	-14780.504	6277.674	-417.040	
SVB14	-11577.686	-1849.708	518.175	-12987.476	-8049.955	561.255	
SVB15	-11577.686	1219.706	-315.905	-12987.476	4601.370	-272.825	
SVB16	-13932.722	-1714.946	467.608	-15342.512	-7210.547	489.148	
SVB17	-13932.722	1354.468	-366.472	-15342.512	5440.778	-344.932	
SVB18	-13379.578	-1715.417	467.608	-14789.368	-7211.018	489.148	
SVB19	-13379.578	1353.997	-366.472	-14789.368	5440.307	-344.932	
SVB20	-13370.714	-1715.436	467.608	-14780.504	-7211.037	489.148	
SVB21	-13370.714	1353.978	-366.472	-14780.504	5440.288	-344.932	
SVB22	-11577.686	5491.289	2604.550	-12987.476	30337.579	2701.250	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-14413.859	5516.424	-14772.468	-5375.421	
SV002	-14475.897	5500.030	-13674.895	-4977.633	
SV003	-11574.572	4560.314	-16472.437	-5896.447	
SV004	-10675.790	4293.940	-13457.322	-4737.105	
SV005	-13959.580	5516.424	-15226.747	-5375.421	
SV006	-14021.618	5500.030	-14129.174	-4977.633	
SV007	-11120.293	4560.314	-16926.716	-5896.447	
SV008	-14413.859	5516.424	-14772.468	-5375.421	
SV009	-14413.859	5516.424	-14772.468	-5375.421	
SV010	-14475.897	5500.030	-13674.895	-4977.633	
SV011	-14475.897	5500.030	-13674.895	-4977.633	
SV012	-11574.572	4560.314	-16472.437	-5896.447	
SV013	-11574.572	4560.314	-16472.437	-5896.447	
SV014	-10675.790	4293.940	-13457.322	-4737.105	
SV015	-10675.790	4293.940	-13457.322	-4737.105	
SV016	-13959.580	5516.424	-15226.747	-5375.421	

SV017	-13959.580	5516.424	-15226.747	-5375.421	
SV018	-14021.618	5500.030	-14129.174	-4977.633	
SV019	-14021.618	5500.030	-14129.174	-4977.633	
SV020	-11120.293	4560.314	-16926.716	-5896.447	
SV021	-11120.293	4560.314	-16926.716	-5896.447	
SV022	-11372.506	4293.940	-12760.606	-4737.105	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-55.354	1324.658	-93.870	2532.571	-6679.598	4063.463
SV002	-55.354	1341.414	-95.579	2566.083	-6763.780	4072.022
SV003	-55.354	1042.148	-65.054	1967.551	-5260.267	3302.898
SV004	118.825	1002.462	190.117	1888.179	-4906.996	3130.025
SV005	155.450	1324.658	230.504	2532.571	-6452.458	4063.463
SV006	155.450	1341.414	228.795	2566.083	-6536.640	4072.022
SV007	155.450	1042.148	259.320	1967.551	-5033.128	3302.898
SV008	-55.354	1324.658	-93.870	2532.571	-6679.598	4063.463
SV009	-55.354	1324.658	-93.870	2532.571	-6679.598	4063.463
SV010	-55.354	1341.414	-95.579	2566.083	-6763.780	4072.022
SV011	-55.354	1341.414	-95.579	2566.083	-6763.780	4072.022
SV012	-55.354	1042.148	-65.054	1967.551	-5260.267	3302.898
SV013	-55.354	1042.148	-65.054	1967.551	-5260.267	3302.898
SV014	118.825	1002.462	190.117	1888.179	-4906.996	3130.025
SV015	118.825	1002.462	190.117	1888.179	-4906.996	3130.025
SV016	155.450	1324.658	230.504	2532.571	-6452.458	4063.463
SV017	155.450	1324.658	230.504	2532.571	-6452.458	4063.463
SV018	155.450	1341.414	228.795	2566.083	-6536.640	4072.022
SV019	155.450	1341.414	228.795	2566.083	-6536.640	4072.022
SV020	155.450	1042.148	259.320	1967.551	-5033.128	3302.898
SV021	155.450	1042.148	259.320	1967.551	-5033.128	3302.898
SV022	-55.354	1002.462	-158.241	1888.179	-5255.354	3130.025

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-6997.906	5195.984	-7468.357	-5029.635	-6972.849	-3931.933
SV002	-7082.961	5179.590	-6929.677	-4631.847	-6464.475	-3631.870
SV003	-5500.998	4239.874	-8436.285	-5550.661	-7895.912	-4376.140
SV004	-5053.149	3973.500	-7050.045	-4391.319	-6523.499	-3477.415
SV005	-6657.196	5195.984	-7922.637	-5029.635	-7313.559	-3931.933
SV006	-6742.251	5179.590	-7383.956	-4631.847	-6805.184	-3631.870
SV007	-5160.288	4239.874	-8890.564	-5550.661	-8236.621	-4376.140
SV008	-6997.906	5195.984	-7468.357	-5029.635	-6972.849	-3931.933
SV009	-6997.906	5195.984	-7468.357	-5029.635	-6972.849	-3931.933
SV010	-7082.961	5179.590	-6929.677	-4631.847	-6464.475	-3631.870
SV011	-7082.961	5179.590	-6929.677	-4631.847	-6464.475	-3631.870
SV012	-5500.998	4239.874	-8436.285	-5550.661	-7895.912	-4376.140
SV013	-5500.998	4239.874	-8436.285	-5550.661	-7895.912	-4376.140
SV014	-5053.149	3973.500	-7050.045	-4391.319	-6523.499	-3477.415
SV015	-5053.149	3973.500	-7050.045	-4391.319	-6523.499	-3477.415
SV016	-6657.196	5195.984	-7922.637	-5029.635	-7313.559	-3931.933
SV017	-6657.196	5195.984	-7922.637	-5029.635	-7313.559	-3931.933
SV018	-6742.251	5179.590	-7383.956	-4631.847	-6805.184	-3631.870
SV019	-6742.251	5179.590	-7383.956	-4631.847	-6805.184	-3631.870
SV020	-5160.288	4239.874	-8890.564	-5550.661	-8236.621	-4376.140
SV021	-5160.288	4239.874	-8890.564	-5550.661	-8236.621	-4376.140
SV022	-5575.686	3973.500	-6353.329	-4391.319	-6000.962	-3477.415

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-398.399	-2402.843	-173.530	-1255.611
SV002	-388.181	-2200.505	-173.530	-1154.442
SV003	-416.952	-2770.231	-173.530	-1439.305
SV004	-538.617	-2132.123	-250.475	-1120.251
SV005	-625.539	-2402.843	-287.100	-1255.611
SV006	-615.321	-2200.505	-287.100	-1154.442
SV007	-644.092	-2770.231	-287.100	-1439.305
SV008	-398.399	-2402.843	-173.530	-1255.611
SV009	-398.399	-2402.843	-173.530	-1255.611
SV010	-388.181	-2200.505	-173.530	-1154.442
SV011	-388.181	-2200.505	-173.530	-1154.442
SV012	-416.952	-2770.231	-173.530	-1439.305
SV013	-416.952	-2770.231	-173.530	-1439.305
SV014	-538.617	-2132.123	-250.475	-1120.251
SV015	-538.617	-2132.123	-250.475	-1120.251
SV016	-625.539	-2402.843	-287.100	-1255.611
SV017	-625.539	-2402.843	-287.100	-1255.611
SV018	-615.321	-2200.505	-287.100	-1154.442
SV019	-615.321	-2200.505	-287.100	-1154.442
SV020	-644.092	-2770.231	-287.100	-1439.305
SV021	-644.092	-2770.231	-287.100	-1439.305
SV022	-190.259	-2132.123	-76.296	-1120.251

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-20114.319	-950.990	-235.963	-21947.046	1759.753	-235.963	
UL002	-18925.059	-4352.859	-235.963	-20757.787	-1642.116	-235.963	
UL003	-18906.002	12327.105	-235.963	-20738.729	15037.848	-235.963	
UL004	-15050.992	6618.204	-728.155	-16883.719	15304.931	-784.159	
UL005	-18112.538	3746.034	-668.114	-19945.266	11582.165	-696.116	
UL006	-17393.451	1689.089	-668.114	-19226.178	9525.221	-696.116	
UL007	-17381.928	11774.649	-668.114	-19214.655	19610.781	-696.116	
UL008	-18112.538	1135.231	-235.963	-19945.266	3845.974	-235.963	
UL009	-18112.538	1135.231	-235.963	-19945.266	3845.974	-235.963	
UL010	-17393.451	-921.713	-235.963	-19226.178	1789.030	-235.963	
UL011	-17393.451	-921.713	-235.963	-19226.178	1789.030	-235.963	
UL012	-17381.928	9163.847	-235.963	-19214.655	11874.590	-235.963	
UL013	-17381.928	9163.847	-235.963	-19214.655	11874.590	-235.963	
UL014	-14472.107	6363.657	-700.149	-16234.345	14716.280	-753.999	
UL015	-14472.107	6363.657	-700.149	-16234.345	14716.280	-753.999	
UL016	-17415.902	3601.955	-642.417	-19178.140	11136.697	-669.342	
UL017	-17415.902	3601.955	-642.417	-19178.140	11136.697	-669.342	
UL018	-16724.472	1624.124	-642.417	-18486.710	9158.866	-669.342	
UL019	-16724.472	1624.124	-642.417	-18486.710	9158.866	-669.342	
UL020	-16713.392	11321.778	-642.417	-18475.630	18856.520	-669.342	
UL021	-16713.392	11321.778	-642.417	-18475.630	18856.520	-669.342	
UL022	-11577.686	11963.213	1677.100	-12987.476	27510.023	1711.680	
UL023	-18112.538	1135.231	-235.963	-19945.266	3845.974	-235.963	
UL024	-17393.451	-921.713	-235.963	-19226.178	1789.030	-235.963	
UL025	-17381.928	9163.847	-235.963	-19214.655	11874.590	-235.963	
UL026	-13893.223	6109.111	-672.143	-15584.971	14127.628	-723.839	

2) 교축직각방향(편심최대)

1. 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-16641.013	-1514.637	-235.963	-18050.803	1196.106	-235.963	
UE002	-15451.754	-4916.506	-235.963	-16861.544	-2205.763	-235.963	
UE003	-15432.696	11763.458	-235.963	-16842.486	14474.201	-235.963	
UE004	-11577.686	6054.557	-728.155	-12987.476	14741.284	-784.159	
UE005	-14639.233	3182.387	-668.114	-16049.023	11018.518	-696.116	
UE006	-13920.145	1125.442	-668.114	-15329.936	8961.574	-696.116	
UE007	-13908.622	11211.002	-668.114	-15318.412	19047.134	-696.116	
UE008	-14639.233	571.584	-235.963	-16049.023	3282.327	-235.963	
UE009	-14639.233	571.584	-235.963	-16049.023	3282.327	-235.963	
UE010	-13920.145	-1485.360	-235.963	-15329.936	1225.383	-235.963	
UE011	-13920.145	-1485.360	-235.963	-15329.936	1225.383	-235.963	
UE012	-13908.622	8600.200	-235.963	-15318.412	11310.943	-235.963	
UE013	-13908.622	8600.200	-235.963	-15318.412	11310.943	-235.963	
UE014	-10998.802	5800.010	-700.149	-12338.102	14152.633	-753.999	
UE015	-10998.802	5800.010	-700.149	-12338.102	14152.633	-753.999	
UE016	-13942.597	3038.308	-642.417	-15281.897	10573.050	-669.342	
UE017	-13942.597	3038.308	-642.417	-15281.897	10573.050	-669.342	
UE018	-13251.167	1060.477	-642.417	-14590.467	8595.219	-669.342	
UE019	-13251.167	1060.477	-642.417	-14590.467	8595.219	-669.342	
UE020	-13240.087	10758.131	-642.417	-14579.387	18292.873	-669.342	
UE021	-13240.087	10758.131	-642.417	-14579.387	18292.873	-669.342	
UE022	-11577.686	5240.286	1677.100	-12987.476	10422.556	1711.680	
UE023	-14639.233	571.584	-235.963	-16049.023	3282.327	-235.963	
UE024	-13920.145	-1485.360	-235.963	-15329.936	1225.383	-235.963	
UE025	-13908.622	8600.200	-235.963	-15318.412	11310.943	-235.963	
UE026	-10419.917	5545.464	-672.143	-11688.728	13563.981	-723.839	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-20114.319	-60.030	0.000	-21947.046	-60.030	0.000	
ULB02	-18925.059	-61.043	0.000	-20757.787	-61.043	0.000	
ULB03	-18906.002	-61.084	0.000	-20738.729	-61.084	0.000	
ULB04	-15050.992	-409.501	131.476	-16883.719	-2241.580	187.480	
ULB05	-18112.538	-234.311	65.738	-19945.266	-1150.350	93.740	
ULB06	-17393.451	-234.923	65.738	-19226.178	-1150.962	93.740	
ULB07	-17381.928	-234.948	65.738	-19214.655	-1150.987	93.740	
ULB08	-18112.538	-2056.868	542.152	-19945.266	-8285.110	542.152	
ULB09	-18112.538	1933.370	-542.152	-19945.266	8161.613	-542.152	
ULB10	-17393.451	-2057.480	542.152	-19226.178	-8285.722	542.152	
ULB11	-17393.451	1932.758	-542.152	-19226.178	8161.000	-542.152	
ULB12	-17381.928	-2057.505	542.152	-19214.655	-8285.747	542.152	
ULB13	-17381.928	1932.733	-542.152	-19214.655	8160.976	-542.152	
ULB14	-14472.107	-2312.135	647.719	-16234.345	-10062.443	701.569	
ULB15	-14472.107	1524.633	-394.881	-16234.345	5751.713	-341.031	
ULB16	-17415.902	-2143.682	584.509	-19178.140	-9013.184	611.434	
ULB17	-17415.902	1693.085	-458.091	-19178.140	6800.972	-431.166	
ULB18	-16724.472	-2144.271	584.509	-18486.710	-9013.773	611.434	
ULB19	-16724.472	1692.496	-458.091	-18486.710	6800.384	-431.166	
ULB20	-16713.392	-2144.295	584.509	-18475.630	-9013.796	611.434	
ULB21	-16713.392	1692.473	-458.091	-18475.630	6800.360	-431.166	
ULB22	-11577.686	5491.289	2604.550	-12987.476	30337.579	2701.250	
ULB23	-18112.538	-61.749	0.000	-19945.266	-61.749	0.000	
ULB24	-17393.451	-62.361	0.000	-19226.178	-62.361	0.000	
ULB25	-17381.928	-62.386	0.000	-19214.655	-62.386	0.000	
ULB26	-13893.223	-378.001	121.362	-15584.971	-2069.151	173.058	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-16641.013	-45.174	0.000	-18050.803	-45.174	0.000	
UEB02	-15451.754	-46.186	0.000	-16861.544	-46.186	0.000	
UEB03	-15432.696	-46.227	0.000	-16842.486	-46.227	0.000	
UEB04	-11577.686	-394.645	131.476	-12987.476	-2226.724	187.480	
UEB05	-14639.233	-219.454	65.738	-16049.023	-1135.494	93.740	
UEB06	-13920.145	-220.067	65.738	-15329.936	-1136.106	93.740	
UEB07	-13908.622	-220.091	65.738	-15318.412	-1136.131	93.740	
UEB08	-14639.233	-2042.011	542.152	-16049.023	-8270.254	542.152	
UEB09	-14639.233	1948.227	-542.152	-16049.023	8176.469	-542.152	
UEB10	-13920.145	-2042.624	542.152	-15329.936	-8270.866	542.152	
UEB11	-13920.145	1947.614	-542.152	-15329.936	8175.857	-542.152	
UEB12	-13908.622	-2042.648	542.152	-15318.412	-8270.891	542.152	
UEB13	-13908.622	1947.590	-542.152	-15318.412	8175.832	-542.152	
UEB14	-10998.802	-2297.278	647.719	-12338.102	-10047.587	701.569	
UEB15	-10998.802	1539.489	-394.881	-12338.102	5766.569	-341.031	
UEB16	-13942.597	-2128.826	584.509	-15281.897	-8998.328	611.434	
UEB17	-13942.597	1707.941	-458.091	-15281.897	6815.829	-431.166	
UEB18	-13251.167	-2129.415	584.509	-14590.467	-8998.916	611.434	
UEB19	-13251.167	1707.353	-458.091	-14590.467	6815.240	-431.166	
UEB20	-13240.087	-2129.439	584.509	-14579.387	-8998.940	611.434	
UEB21	-13240.087	1707.329	-458.091	-14579.387	6815.216	-431.166	
UEB22	-11577.686	1797.416	2604.550	-12987.476	10079.512	2701.250	
UEB23	-14639.233	-46.892	0.000	-16049.023	-46.892	0.000	
UEB24	-13920.145	-47.505	0.000	-15329.936	-47.505	0.000	
UEB25	-13908.622	-47.529	0.000	-15318.412	-47.529	0.000	
UEB26	-10419.917	-363.145	121.362	-11688.728	-2054.294	173.058	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-21653.764	8210.463	-20583.694	-7530.616	
UL002	-21787.145	8175.216	-18223.913	-6675.372	
UL003	-15549.298	6154.827	-24238.627	-8650.822	
UL004	-13878.527	5582.122	-17494.518	-6158.237	
UL005	-18147.453	7171.352	-19794.771	-6988.047	
UL006	-18228.103	7150.039	-18367.927	-6470.923	
UL007	-14456.381	5928.409	-22004.731	-7665.381	
UL008	-18738.016	7171.352	-19204.208	-6988.047	
UL009	-18738.016	7171.352	-19204.208	-6988.047	
UL010	-18818.666	7150.039	-17777.364	-6470.923	
UL011	-18818.666	7150.039	-17777.364	-6470.923	
UL012	-15046.944	5928.409	-21414.168	-7665.381	
UL013	-15046.944	5928.409	-21414.168	-7665.381	
UL014	-13344.737	5367.425	-16821.652	-5921.381	
UL015	-13344.737	5367.425	-16821.652	-5921.381	
UL016	-17449.474	6895.530	-19033.434	-6719.276	
UL017	-17449.474	6895.530	-19033.434	-6719.276	
UL018	-17527.022	6875.038	-17661.468	-6222.041	
UL019	-17527.022	6875.038	-17661.468	-6222.041	
UL020	-13900.367	5700.393	-21158.395	-7370.559	
UL021	-13900.367	5700.393	-21158.395	-7370.559	
UL022	-11372.506	4293.940	-12760.606	-4737.105	
UL023	-18738.016	7171.352	-19204.208	-6988.047	
UL024	-18818.666	7150.039	-17777.364	-6470.923	
UL025	-15046.944	5928.409	-21414.168	-7665.381	
UL026	-12810.948	5152.728	-16148.786	-5684.526	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-71.960	1995.922	-149.965	3840.076	-10059.383	6075.924
UL002	-71.960	2031.947	-153.640	3912 127	-10240.374	6094.326
UL003	-71.960	1388.525	-88.011	2625.283	-7007.823	4440.709
UL004	154.472	1303.200	247.153	2454.633	-6379.095	4069.032
UL005	202.085	1722.055	299.655	3292.343	-8388.195	5282.502
UL006	202.085	1743.838	297.433	3335.908	-8497.632	5293.628
UL007	202.085	1354.792	337.116	2557.817	-6543.066	4293.767
UL008	-71.960	1722.055	-122.031	3292.343	-8683.477	5282.502
UL009	-71.960	1722.055	-122.031	3292.343	-8683.477	5282.502
UL010	-71.960	1743.838	-124.253	3335.908	-8792.914	5293.628
UL011	-71.960	1743.838	-124.253	3335.908	-8792.914	5293.628
UL012	-71.960	1354.792	-84.570	2557.817	-6838.347	4293.767
UL013	-71.960	1354.792	-84.570	2557.817	-6838.347	4293.767
UL014	148.531	1253.077	237.647	2360.224	-6133.745	3912.531
UL015	148.531	1253.077	237.647	2360.224	-6133.745	3912.531
UL016	194.313	1655.822	288.130	3165.714	-8065.572	5079.328
UL017	194.313	1655.822	288.130	3165.714	-8065.572	5079.328
UL018	194.313	1676.767	285.994	3207.604	-8170.800	5090.027
UL019	194.313	1676.767	285.994	3207.604	-8170.800	5090.027
UL020	194.313	1302.685	324.150	2459.439	-6291.410	4128.622
UL021	194.313	1302.685	324.150	2459.439	-6291.410	4128.622
UL022	-55.354	1002.462	-158.241	1888.179	-5255.354	3130.025
UL023	-71.960	1722.055	-122.031	3292.343	-8683.477	5282.502
UL024	-71.960	1743.838	-124.253	3335.908	-8792.914	5293.628
UL025	-71.960	1354.792	-84.570	2557.817	-6838.347	4293.767
UL026	142.590	1202.954	228.141	2265.815	-5888.395	3756.030

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-10554.112	7793.891	-10326.041	-7081.095	-9642.860	-5497.853
UL002	-10736.981	7758.644	-9167.878	-6225.850	-8549.856	-4852.718
UL003	-7335.760	5738.254	-12407.085	-8201.301	-11627.445	-6452.898
UL004	-6569.093	5165.550	-9165.059	-5708.715	-8480.548	-4520.640
UL005	-8654.355	6754.779	-10299.428	-6538.526	-9507.626	-5111.513
UL006	-8764.927	6733.467	-9599.143	-6021.402	-8846.740	-4721.431
UL007	-6708.375	5511.836	-11557.733	-7215.860	-10707.607	-5688.982
UL008	-9097.277	6754.779	-9708.865	-6538.526	-9064.704	-5111.513
UL009	-9097.277	6754.779	-9708.865	-6538.526	-9064.704	-5111.513
UL010	-9207.849	6733.467	-9008.580	-6021.402	-8403.818	-4721.431
UL011	-9207.849	6733.467	-9008.580	-6021.402	-8403.818	-4721.431
UL012	-7151.297	5511.836	-10967.170	-7215.860	-10264.685	-5688.982
UL013	-7151.297	5511.836	-10967.170	-7215.860	-10264.685	-5688.982
UL014	-6316.436	4966.875	-8812.556	-5489.149	-8154.373	-4346.769
UL015	-6316.436	4966.875	-8812.556	-5489.149	-8154.373	-4346.769
UL016	-8321.495	6494.980	-9903.296	-6287.044	-9141.948	-4914.916
UL017	-8321.495	6494.980	-9903.296	-6287.044	-9141.948	-4914.916
UL018	-8427.814	6474.488	-9229.945	-5789.809	-8506.481	-4539.838
UL019	-8427.814	6474.488	-9229.945	-5789.809	-8506.481	-4539.838
UL020	-6450.361	5299.843	-11113.205	-6938.327	-10295.776	-5470.175
UL021	-6450.361	5299.843	-11113.205	-6938.327	-10295.776	-5470.175
UL022	-5575.686	3973.500	-6353.329	-4391.319	-6000.962	-3477.415
UL023	-9097.277	6754.779	-9708.865	-6538.526	-9064.704	-5111.513
UL024	-9207.849	6733.467	-9008.580	-6021.402	-8403.818	-4721.431
UL025	-7151.297	5511.836	-10967.170	-7215.860	-10264.685	-5688.982
UL026	-6063.779	4768.200	-8460.054	-5269.583	-7828.199	-4172.898

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-529.539	-3353.808	-225.590	-1747.351
UL002	-507.571	-2918.782	-225.590	-1529.837
UL003	-569.429	-4143.692	-225.590	-2142.293
UL004	-700.202	-2771.760	-325.617	-1456.327
UL005	-813.200	-3123.696	-373.230	-1632.295
UL006	-799.917	-2860.657	-373.230	-1500.775
UL007	-837.319	-3601.301	-373.230	-1871.097
UL008	-517.919	-3123.696	-225.590	-1632.295
UL009	-517.919	-3123.696	-225.590	-1632.295
UL010	-504.635	-2860.657	-225.590	-1500.775
UL011	-504.635	-2860.657	-225.590	-1500.775
UL012	-542.038	-3601.301	-225.590	-1871.097
UL013	-542.038	-3601.301	-225.590	-1871.097
UL014	-673.271	-2665.154	-313.094	-1400.314
UL015	-673.271	-2665.154	-313.094	-1400.314
UL016	-781.923	-3003.554	-358.875	-1569.514
UL017	-781.923	-3003.554	-358.875	-1569.514
UL018	-769.151	-2750.632	-358.875	-1443.053
UL019	-769.151	-2750.632	-358.875	-1443.053
UL020	-805.115	-3462.789	-358.875	-1799.132
UL021	-805.115	-3462.789	-358.875	-1799.132
UL022	-190.259	-2132.123	-76.296	-1120.251
UL023	-517.919	-3123.696	-225.590	-1632.295
UL024	-504.635	-2860.657	-225.590	-1500.775
UL025	-542.038	-3601.301	-225.590	-1871.097
UL026	-646.340	-2558.548	-300.570	-1344.302

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 9)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

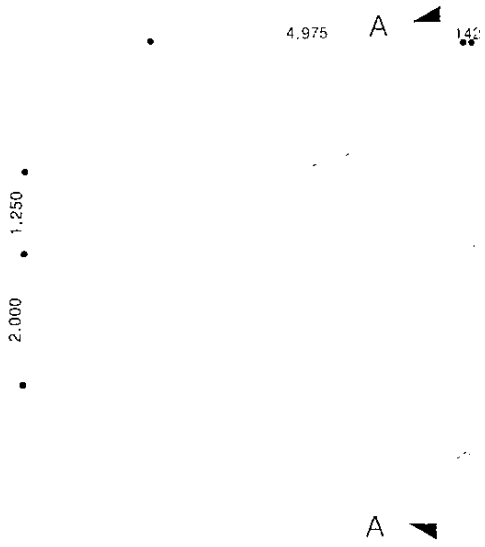
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.909} = 2.216\ m$

위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 8210.463 kN - "ULO-01, ULO-02"

Mu = 21787.145 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 21787.145 / 8210.463 = 2.654 m

d = 3.250 - 0.192 = 3.058 m

a/d = 2.654 / 3.058 = 0.868 ≤ 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)
2900.0	3250.0	3057.6	100.0	2360.4	8210.5

a = 2653.583 mm, d = 3057.575 mm

a / d (= 0.868) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단길이 ≥ 0.5d , 2360.442 mm ≥ 0.5 x 3057.575 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 8210.463 kN

Nuc = 0.20 x 8210.463 = 1642.093 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 21787.145 + 1642.093 x (3.250 - 3.058)

= 22103.125 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 2900.000 x 3057.575 = 47881.619 kN

≤ 5.6 x 2900.000 x 3057.575 = 49655.012 kN

ΦVn_max = 0.80 x 47881.619 = 38305.295 kN ≥ Vu (=8210.463 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)

= 8210463.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 18326.926 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 21787.145 + 1642.093 x (3.250 - 3.058) = 22103.125 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 23150.183 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 8210.463 = 1642.093 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 5131.539 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 28281.722 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 2900.000 x 3057.575
= 23940.810 mm²
Use As = 42996.000 mm² (철근두심 192 43 mm)
1단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA . d1 = 100.00 mm
2단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA . d2 = 200.00 mm
3단 : H25-12.0EA + H25-12.0EA . d3 = 300.00 mm
Use As ≥ 28281.722 mm² . 23940.810 mm² ∴ O.K

6. 폐쇄 스터럽.띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (28281 722 - 5131.539)
= 11575.091 mm²
사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 mm²
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3057.57 = 2038.38 mm구간에 9.0 단 설치
▶ 사용철근량(9.0단) : H22 - 54.00 EA = 20903.400 mm² ≥ 11575.091 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 = 2.7 < 2d(=6.300) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 1.327 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치
- Vu = 7816.569 kN - "UL0-01
부재번호 : 6 (I단 : 절점6. J단 : 절점7) 부재길이(L) : 1.262 m
Vui = 7793.891 kN (I단), Vuj = 8164.578 kN (J단)
검토위치(Lc) = 3.790 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= 7793.891 + (8164.578 - 7793.891)/1.262 x (3.790 - 3.713)
= 7816.569 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5307.17	3057.58	7816.57	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 2900.00 x 3057.57

= 30716.073 kN ≥ Vu(= 7816.569 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 3057.57 = 6143.215 kN

< Vu (= 7816.569 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11362.437 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11362.437 + 7679.018)

= 15233.164 kN ≥ Vu(= 7816.569 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.250 x 5.117 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 85.790 kN

w2 = 2.000 x (5.117-0.142) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 66.727 kN

w3 = 2.000 x (5.117-4.975) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 3.809 kN

Vc = 85.790 + 66.727 + 3.809 = 156.326 kN

Mc = 85.790 x 2.559 + 66.727 x 1.800 + 3.809 x 0.071 = 339.895 kN.m

Vu = 243.510 x sin 84.15 + 142.670 x cos 84.15 +
241.230 x sin 84.15 + 142.970 x cos 84.15 +
243.470 x sin 84.15 + 141.720 x cos 84.15 +
241.210 x sin 84.15 + 142.060 x cos 84.15 +
156.326(Vc)

= 1178.725 kN

Mu = 243.510 x sin 84.15 x 3.967 + 142.670 x cos 84.15 x 3.967 +
241.230 x sin 84.15 x 1.404 + 142.970 x cos 84.15 x 1.404 +
243.470 x sin 84.15 x 4.069 + 141.720 x cos 84.15 x 4.069 +
241.210 x sin 84.15 x 1.506 + 142.060 x cos 84.15 x 1.506 +

339.895(Mc)

= 3143.364 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)
3250.00	2900.00	2800.00	100.00	3143.36	1178.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7466.200 x 400.00 = 2986480 000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3250.000 = 74587 500 x a

T = C 이므로, a = 40.040 mm, c = 40.040 / β1 = 40.040 / 0.85 = 47 106 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 47.106) / 47.106 = 0.17532

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3312.360 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.254]

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00082

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.040 mm

ΦMn = 0.85 x 7466.200 x 400 x (2800.00 - a/2) = 7057.002 kN.m

≥ Mu (= 3143.364 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.245]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3250.00 x 2800.00 = 6304.665 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1178.725 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 14475.897 x 1000000 / [42996.000 x (3057.575 - 699.598/3)]

= 119.205 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x3057.6/(7x42996.000)]

= 699.598 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 / 119.21) - 2.5 x 85.50 = 446.88 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 119.21) = 528.50 mm

Sa는 작은 값인 446.88 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 446.88 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3143.364 x 1000000 / [7466.200 x (2800.000 - 284.439/3)]

= 155.632 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7466.200/3250.0 + 7x7466.200/3250.0 x √[(1 + 2x3250.0x2800.0/(7x7466.200)]

= 284.439 mm

사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 155.63) - 2.5 x 85.50 = 292.25 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 155.63) = 404.80 mm

Sa는 작은 값인 292.25 mm 를 적용

S = 3250.00 / 16.0 EA = 203.13 ≤ Sa (= 292.25 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 13)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다
[도로교 설계기준 5.4 4.1]

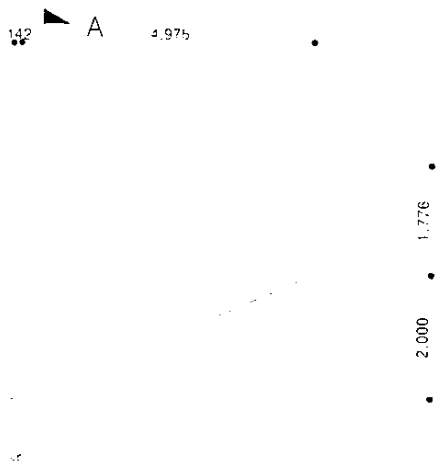
'1' 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909\ m^2$

'2' 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.909} = 2.216\ m$

위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 8650.822 kN - "ULO-03"

Mu = 24238.627 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 24238.627 / 8650.822 = 2.802 m

d = 3.250 - 0.192 = 3.058 m

a/d = 2.802 / 3.058 = 0.916 ≤ 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)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2900.0	3250.0	3057.6	100.0	2706.3	8650.8

a = 2801.887 mm, d = 3057.575 mm

a / d (= 0.916) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2706.250 mm ≥ 0.5 x 3057.575 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 8650.822 kN

Nuc = 0.20 x 8650.822 = 1730.164 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 24238.627 + 1730.164 x (3.250 - 3.058)

= 24571.554 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 2900.000 x 3057.575 = 47881.619 kN

≤ 5.6 x 2900.000 x 3057.575 = 49655.012 kN

ΦVn_max = 0.80 x 47881.619 = 38305.295 kN ≥ Vu (=8650.822 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)

= 8650822.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 19309.871 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 24238.627 + 1730.164 x (3.250 - 3.058) = 24571.554 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 25808.977 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 8650.822 = 1730.164 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 5406.764 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 31215.741 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 2900.000 x 3057.575
= 23940.810 mm²
Use As = 42996.000 mm² (철근두심 192.43 mm)
1단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d1 = 100.00 mm
2단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d2 = 200.00 mm
3단 : H25-12.0EA + H25-12.0EA , d3 = 300.00 mm
Use As ≥ 31215.741 mm² , 23940.810 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽.띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (31215.741 - 5406.764)
= 12904.489 mm²
사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 mm²
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3057.57 = 2038.38 mm구간에 9.0 단 설치
▶ 사용철근량(9.0단) : H22 - 54.00 EA = 20903.400 mm² ≥ 12904.489 mm² ∴ 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 = 2.8 < 2d(=6.300) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 1.401 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치
- Vu = 8202.589 kN - "ULO-03
부재번호 : 15 (I단 : 절점15, J단 : 절점16) 부재길이(L) : 1.180 m
Vui = -8576.095 kN (I단), Vuj = -8201.301 kN (J단)
검토위치(Lc) = 8.734 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= -8576.095 + (-8201.301 - -8576.095)/1.180 x (8.734 - 7.558)
= -8202.589 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5603.77	3057.58	8202.59	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 2900.00 x 3057.57

= 30716.073 kN ≥ Vu(= 8202.589 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 3057.57 = 6143.215 kN

< Vu (= 8202.589 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

a) 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

b) 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11362.437 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11362.437 + 7679.018)

= 15233.164 kN ≥ Vu(= 8202.589 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.250 x 5.117 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 85.790 kN

w2 = 2.000 x (5.117-0.142) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 66.727 kN

w3 = 2.000 x (5.117-4.975) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 3.809 kN

Vc = 85.790 + 66.727 + 3.809 = 156.326 kN

Mc = 85.790 x 2.559 + 66.727 x 1.800 + 3.809 x 0.071 = 339.895 kN.m

Vu = 238.980 x sin 84.15 + 143.080 x cos 84.15 +
241.510 x sin 84.15 + 143.020 x cos 84.15 +
238.880 x sin 84.15 + 142.110 x cos 84.15 +
241.380 x sin 84.15 + 141.940 x cos 84.15 +
156.326(Vc)

= 1170.175 kN

Mu = 238.980 x sin 84.15 x 1.506 + 143.080 x cos 84.15 x 1.506 +
241.510 x sin 84.15 x 4.069 + 143.020 x cos 84.15 x 4.069 +
238.880 x sin 84.15 x 1.405 + 142.110 x cos 84.15 x 1.405 +
241.380 x sin 84.15 x 3.968 + 141.940 x cos 84.15 x 3.968 +

339.895(Mc)

= 3121.285 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)
3250.00	2900.00	2800.00	100.00	3121.29	1170.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7466.200 x 400.00 = 2986480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3250.000 = 74587.500 x a

T = C 이므로, a = 40.040 mm, c = 40.040 / β1 = 40.040 / 0.85 = 47.106 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 47.106) / 47.106 = 0.17532

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3289.021 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.270]

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00082

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.040 mm

ΦMn = 0.85 x 7466.200 x 400 x (2800.00 - a/2) = 7057.002 kN.m

≥ Mu (= 3121.285 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.261]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3250.00 x 2800.00 = 6304.665 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1170.175 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 16926.716 x 1000000 / [42996.000 x (3057.575 - 699.598/3)]

= 139.387 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x3057.6/(7x42996.000)]

= 699.598 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 / 139.39) - 2.5 x 85.50 = 351.22 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 139.39) = 451.98 mm

Sa는 작은 값인 351.22 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 351.22 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3121.285 x 1000000 / [7466.200 x (2800.000 - 284.439/3)]

= 154.538 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7466.200/3250.0 + 7x7466.200/3250.0 x √[(1 + 2x3250.0x2800.0/(7x7466.200)]

= 284.439 mm

사용철근량 = 7466.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 13.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6959.5 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.54) - 2.5 x 85.50 = 295.83 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 154.54) = 407.67 mm

Sa는 작은 값인 295.83 mm 를 적용

S = 3250.00 / 16.0 EA = 203.13 ≤ Sa (= 295.83 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침6) : ULO-02(절점 2)

: 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 = 0.035 (71.96/2031.95) < 2d(=3.143) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5307.17	1478.88	2031.95	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 2900.00 x 1478.88

= 14856.685 kN ≥ Vu(= 2031.947 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1478.88 = 2971.337 kN

≥ Vu (= 2031.947 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 155.450 x 1000000 / [42996.000 x (1478.881 - 459.899/3)]

- 2.727 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x1478.9/(7x42996.000)]

= 459.899 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 / 2.73) - 2.5 x 85.50 = 28659.37 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 2.73) = 23098.49 mm

Sa는 작은 값인 23098.49 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 23098.49 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침1) : UL0-02(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 = 0.039 (153.64/3912.13) < 2d(=3.225) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5307.17	1519.89	3912.13	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 2900.00 x 1519.89

= 15268.617 kN ≥ Vu(= 3912.127 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1519.89 = 3053.723 kN

< Vu (= 3912.127 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 5648.140 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (5648.140 + 3817.154)

= 7572.236 kN ≥ Vu(= 3912.127 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 228.795 x 1000000 / [42996.000 x (1519.886 - 467.399/3)]

= 3.901 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x1519.9/(7x42996.000)]

= 467.399 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 / 3.90) - 2.5 x 85.50 = 19973.36 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 3.90) = 16149.69 mm

Sa는 작은 값인 16149.69 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 16149.69 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침7) : UL0-02(절점 5)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7 8.1.(1)]

a = 1.680 (10240.37/6094.33) < 2d(=5.444) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5307.17	2629.36	6094.33	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 2900.00 x 2629.36

= 26414.236 kN ≥ Vu(= 6094.326 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2629.36 = 5282.847 kN

< Vu (= 6094.326 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9771.109 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9771.109 + 6603.559)

= 13099.734 kN ≥ Vu(= 6094.326 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6763.780 x 1000000 / [42996.000 x (2629.356 - 642.232/3)]

= 65.132 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2629.4/(7x42996.000)]

= 642.232 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 / 65.13) - 2.5 x 85.50 = 995.33 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 65.13) = 967.27 mm

Sa는 작은 값인 967.27 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 967.27 mm) ∴ O.K.

4) 받침위치4(교량받침2) : UL0-01(절점 6)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1 354 (10554.11/7793.89) < 2d(=5.526) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5307.17	2670.36	7793.89	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 2900.00 x 2670.36

= 26826.168 kN ≥ Vu(= 7793.891 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2670.36 = 5365.234 kN

< Vu (= 7793.891 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) > 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9923.490 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9923.490 + 6706.542)

= 13304.025 kN ≥ Vu(= 7793.891 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6997.906 x 1000000 / [42996.000 x (2670.361 - 647.914/3)]

= 66.313 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2670.4/(7x42996.000)]

= 647.914 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 / 66.31) − 2.5 x 85.50 = 973.81 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 66.31) = 950.04 mm

Sa는 작은 값인 950.04 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 950.04 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침9) : UL0-03(절점 16)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.513 (12407.08/8201.30) < 2d(=6.065) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5603.77	2940.28	8201.30	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 2900.00 x 2940.28

= 29537.768 kN ≥ Vu(= 8201.301 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2940.28 = 5907.554 kN

< Vu (= 8201.301 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 10926.560 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (10926.560 + 7384.442)

= 14648.802 kN ≥ Vu(= 8201.301 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8890.564 x 1000000 / [42996.000 x (2940.283 - 684.301/3)]

= 76.240 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2940.3/(7x42996.000)]

= 684.301 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 / 76.24) - 2.5 x 85.50 = 819.17 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 76.24) = 826.34 mm

Sa는 작은 값인 819.17 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 819.17 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침4) : UL0-03(절점 17)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7 8 1 (1)]

a = 1.802 (11627.45/6452.90) < 2d(=5.984) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5603.77	2899.68	6452.90	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 2900.00 x 2899.68

= 29129.875 kN ≥ Vu(= 6452.898 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2899.68 = 5825.975 kN

< Vu (= 6452.898 kN) . 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 10775.673 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (10775.673 + 7282.469)

= 14446.513 kN ≥ Vu(= 6452.898 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8236.621 x 1000000 / [42996.000 x (2899.679 - 678.935/3)]

= 71.658 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2899.7/(7x42996.000)]

= 678.935 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 / 71.66) - 2.5 x 85.50 = 885.23 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 71.66) = 879.18 mm

Sa는 작은 값인 879.18 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 879.18 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침10) : ULO-03(절점 19)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.137 (569.43/4143.69) < 2d(=4.275) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5603.77	2045.04	4143.69	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 2900.00 x 2045.04

= 20544.209 kN ≥ Vu(= 4143.692 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2045.04 = 4108.842 kN

< Vu (= 4143.692 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1812.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1087.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 7599.678 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (7599.678 + 5136.052)

= 10188.585 kN ≥ Vu(= 4143.692 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 644.092 x 1000000 / [42996.000 x (2045.035 - 555.953/3)]

= 8.055 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2045.0/(7x42996.000)]

= 555.953 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)

ㅎ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 − 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 8.06) − 2.5 x 85.50 = 9562.63 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 8.06) = 7821.10 mm

Sa는 작은 값인 7821.10 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 7821.10 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침5) : UL0-03(절점 20)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1 (1)]

a = 0.105 (225.59/2142.29) < 2d(=4.194) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.00	5603.77	2004.43	2142.29	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 2900.00 x 2004.43

= 20136.316 kN ≥ Vu(= 2142.293 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2004.43 = 4027.263 kN

≥ Vu (= 2142.293 kN) . 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 287.100 x 1000000 / [42996.000 x (2004.432 - 549.535/3)]

= 3.666 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/2900.0 + 7x42996.000/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2004.4/(7x42996.000)]

= 549.535 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 / 3.67) - 2.5 x 85.50 = 21265.32 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 3.67) = 17183.26 mm

Sa는 작은 값인 17183.26 mm 를 적용

S = 2900.00 / 24.0 EA = 120.83 ≤ Sa (= 17183.26 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-16883.719	-21947.046	950.990	1759.753	-235.963	0.00134	축력최대
UL007	-16883.719	-19214.655	11774.649	19610.781	-696.116	0.03001	모멘트최대
UL022	-12987.476	-12987.476	11963.213	27510.023	1711.680	0.06434	탄성설계
UL022	-12987.476	-12987.476	5240.286	10422.556	1711.680	0.06434	소성설계
UE020	-12338.102	-14579.387	10758.131	18292.873	-669.342	0.02784	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	0.015	0.060	O.K	78860.539	21947.046	1775.735	3.593	O.K
모멘트최대	0.005	0.015	0.060	O.K	32578.488	19214.655	20840.362	1.696	O.K
탄성설계	0.005	0.015	0.060	O.K	18417.454	12987.476	28507.796	1.418	O.K
편심최대	0.005	0.015	0.060	O.K	27404.985	14579.387	19114.810	1.880	O.K

3) 기둥단면 검토

㉠ 축력최대 : (부재 21, UL001)

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	2386.158	21947.046	1775.735	80.910

㉡ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 21947.046 x 0.00134 / (-235.963 x 14.113)

= 0.009

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.113 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.738 / 0.625

= 49.520 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.738 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.009)

= 1.009

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.009 x 950.990

= 959.627 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.009 x 1759.753

= 1775.735 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1454217.201 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x 1156.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e ∴ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm e = Mu/Pu = 80.910 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2756.001 mm, a = k1 x c = 2342.601 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 4779870.825 = 109698.035 kN

∑Csi = 19470.005 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 109698.035 + 19470.005 - 0.000 = 129168.040 kN

Mn = Cc x 1202.589 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10450.970 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=80.910) | = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2756.001 mm, a = k1 x c = 2342.601 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2756.00) / 2756.00 = -0.00039

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN < Pn = 129168.040 kN

ΦPn = 0.70 x 112657.912 = 78860.539 kN ≥ Pu = 21947.046 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.081 = 6380.603 kN.m ≥ Mu = 1775.735 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL007)

㉮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	2386.158	19214.655	20840.362	1084.608

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 19214.655 x 0.03001 / (-696.116 x 14.113)

= 0.059

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.113 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.738 / 0.625

= 49.520 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.738 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.059)

= 1.063

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.063 x 11774.649

= 12512.911 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.063 x 19610.781

= 20840.362 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1273168.235 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x i156.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 1084.608 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1236.468 mm, a = k1 x c = 1050.998 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 1959047.268 = 44960.135 kN

∑Csi = 10417.675 kN, ∑Tsi = 11421.244 kN

Pn = 44960.135 + 10417.675 - 11421.244 = 43956.566 kN

Mn = Cc x 1165.091 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47675.692 kN.m

- 편심오차 : | e Mn/Pn(=1084.609) | = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1236.468 mm, a = k1 x c = 1050.998 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1236.47) / 1236.47 = 0.00282

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.74 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0028-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.741

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 43956.566 kN

ΦPn = 0.74 x 43956.566 = 32578.488 kN ≥ Pu = 19214.655 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.085 = 35334.878 kN.m ≥ Mu = 20840.362 kN.m ∴ O.K

3. 탄성설계 : (부재 21, UL022)

가설계조건 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	2386.158	12987.476	28507.796	2195.022

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12987.476 x 0.06434 / (1711.680 x 14.113)

= 0.035

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.113 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.738 / 0.625

= 49.520 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.738 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.035)

= 1.036

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.036 x 11963.213

= 12397.112 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.036 x 27510.023

= 28507.796 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 860553.671 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x 1156.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 2195.022 mm)

아. 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 838.218 mm, a = k1 x c = 712.485 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 1153268.803 = 26467.519 kN

∑Csi = 8013.058 kN, ∑Tsi = 16063.122 kN

Pn = 26467.519 + 8013.058 - 16063.122 = 18417.454 kN

Mn = Cc x 1187.126 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 40426.861 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2195.030)| = 0.0078 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바. 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 18417.454 kN

ΦPn = 1.00 x 18417.454 = 18417.454 kN ≥ Pu = 12987.476 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.195 = 40426.718 kN.m ≥ Mu = 28507.796 kN.m ∴ O.K

4 편심최대 : (부재 21, UE020)

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	2386.158	14579.387	19114.810	1311.085

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 14579.387 x 0.02784 / (-669.342 x 14.113)

= 0.043

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.113 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.738 / 0.625

= 49.520 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.738 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.043)

= 1.045

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.045 x 10758.131

= 11241.516 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.045 x 18292.873

= 19114.810 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 966034.124 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x 1156.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 1311.085 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1104.710 mm a = k1 x c = 939.004 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1685037.085 = 38671.601 kN

∑Csi = 9656.235 kN, ∑Tsi = 13006.550 kN

Pn = 38671.601 + 9656.235 - 13006.550 = 35321.286 kN

Mn = Cc x 1171.655 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46308.879 kN.m

편심오차 : | e - Mn/Pn(=1311.076) | = 0.0089 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1104.710 mm, a = k1 x c = 939.004 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1104.71) / 1104.71 = 0.00352

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0035-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.776

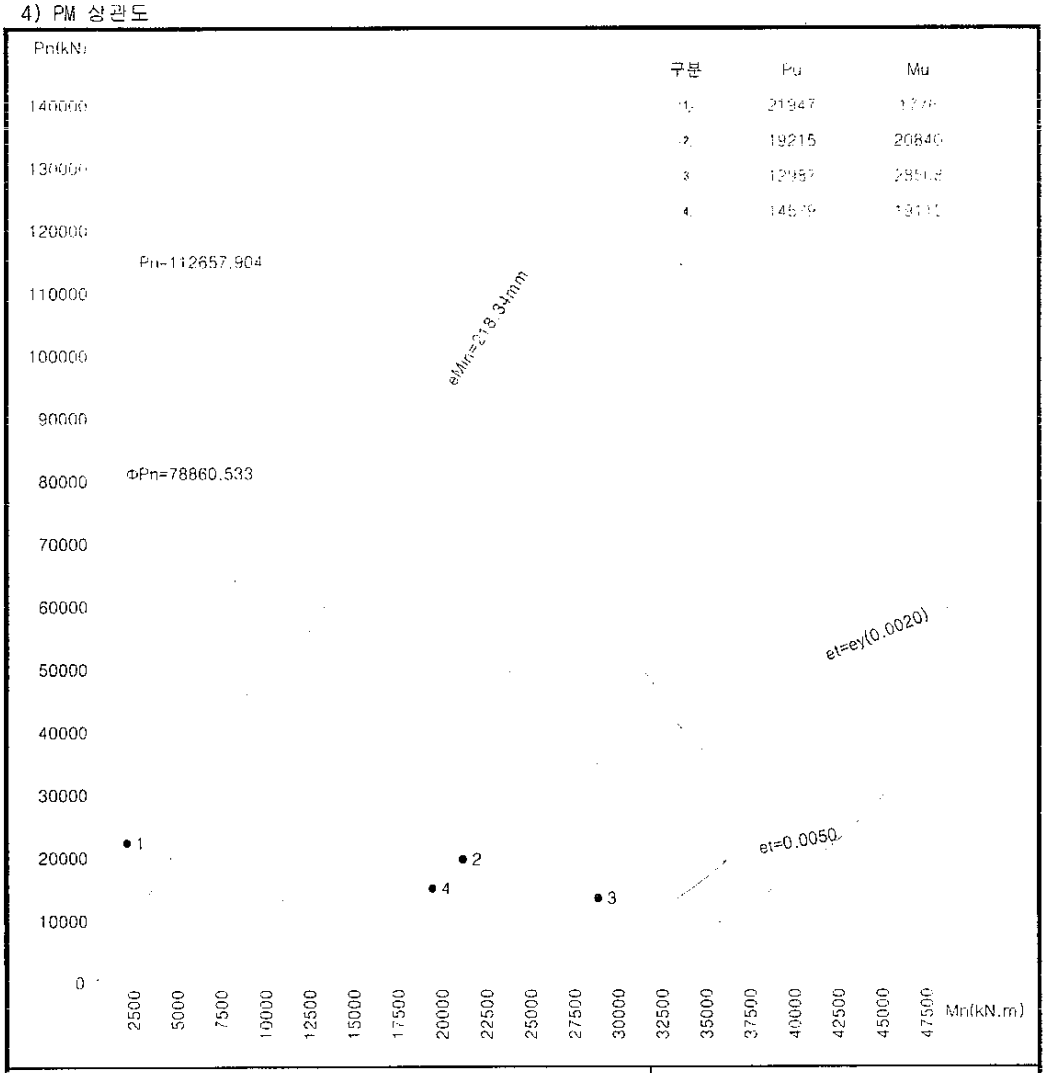
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

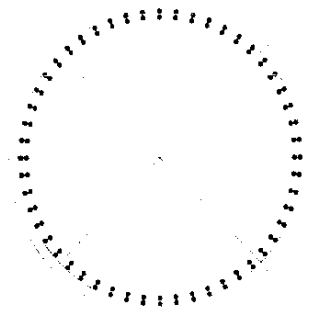
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 35321.286 kN

ΦPn = 0.78 x 35321.286 = 27404.985 kN ≥ Pu = 14579.387 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.311 = 35930.254 kN.m ≥ Mu = 19114.810 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





2,500

▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2386.158 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 74703.200 mm²
Puse = 0.01522
1단 : H32-52Ea
2단 : H29-52Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-16883.719	-21947.046	60.030	60.030	0.000	0.00011	축력최대
ULB14	-16234.345	-16234.345	2312.135	10062.443	701.569	0.01281	모멘트최대
ULB22	-12987.476	-12987.476	5491.289	30337.579	2701.250	0.05294	탄성설계
ULB22	-12987.476	-12987.476	1797.416	10079.512	2701.250	0.05294	소성설계
UEB14	-12338.102	-12338.102	2297.278	10047.587	701.569	0.01278	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	0.015	0.060	O.K	78860.539	21947.046	60.030	3.593	O.K
모멘트최대	0.005	0.015	0.060	O.K	49174.919	16234.345	10278.287	3.029	O.K
탄성설계	0.005	0.015	0.060	O.K	16622.251	12987.476	30893.665	1.280	O.K
편심최대	0.005	0.015	0.060	O.K	45791.230	12338.102	10210.962	3.711	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, ULB01)

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	2386.158	21947.046	60.030	2.735

㉮ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 21947.046 x 0.00011 / (0.000 x 14.113)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.113 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.738 / 0.625

= 49.520 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.738 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 60.030

= 60.030 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 60.030

= 60.030 kN.m

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1454217.201 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x 1156.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 2.735 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 6224.635 mm, a = k1 x c = 5290.939 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4909276.340 = 112667.892 kN

∑Csi = 27808.913 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 112667.892 + 27808.913 - 0.000 = 140476.805 kN

Mn = Cc x 2645.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 384.256 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2.735) | = 0.0002 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 6224.635 mm, a = k1 x c = 5290.939 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-6224.63) / 6224.63 = -0.00184

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN < Pn = 140476.805 kN

ΦPn = 0.70 x 112657.912 = 78860.539 kN ≥ Pu = 21947.046 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.003 = 215.701 kN.m ≥ Mu = 60.030 kN.m ∴ O.K

(2 모멘트최대 : (부재 21, ULB14)

가.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	2386.158	16234.345	10278.287	633.120

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 16234.345 \times 0.01281 / (701.569 \times 14.113)$

$= 0.021$

여기서, $\sum Pu$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 가둥의 길이(= 14.113 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 14.738 / 0.625$

$= 49.520 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.625$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.738 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.021)$

$= 1.021$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.021 \times 2312.135$

$= 2361.731$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.021 \times 10062.443$

$= 10278.287$ kN.m

㉤ 철근비 검토

$Ag = 4908738.52$ mm² , $Ast = 74703.20$ mm² , $Puse = 0.01522$

- 1단 : H32 - 52EA ($As=41298.400$ mm²), $d1 = 100.000$ mm

- 2단 : H29 - 52EA ($As=33404.800$ mm²), $d2 = 130.500$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85 * fck + 0.01 * fy)\} = 1075692.089$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1431.695$ mm, $ab = k1 \times cb = 1216.941$ mm

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 2371822.214 = 54433.320$ kN, $\sum Csi = 11529.508$ kN, $\sum Tsi = 8621.240$ kN

$Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587$ kN

Mb = Cc x 1156.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 633.120 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1612.935 mm, a = k1 x c = 1370.995 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 2756493.394 = 63261.523 kN

∑Csi = 12517.742 kN, ∑Tsi = 5529.381 kN

Pn = 63261.523 + 12517.742 - 5529.381 = 70249.884 kN

Mn = Cc x 1151.295 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 44476.636 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=633.120) | = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1612.935 mm, a = k1 x c = 1370.995 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1612.94) / 1612.94 = 0.00146

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 70249.884 kN

ΦPn = 0.70 x 70249.884 = 49174.919 kN ≥ Pu = 16234.345 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.633 = 31133.620 kN.m ≥ Mu = 10278.287 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, ULB22)

가설계조건 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	2386.158	12987.476	30893.665	2378.727

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12987.476 x 0.05294 / (2701.250 x 14.113)

= 0.018

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.113 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.738 / 0.625

= 49.520 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.738 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.018)

= 1.018

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.018 x 5491.289

= 5591.944 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.018 x 30337.579

= 30893.665 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 ㎟ , Ast = 74703.20 ㎟ , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 ㎟), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 860553.671 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 ㎟)이어야 하므로 2454369.261 ㎟ 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x 1156.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 2378.727 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복사산법을 이용하여 c = 809.076 mm, a = k1 x c = 687.715 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 1097655.327 = 25191.190 kN

∑Csi = 7825.117 kN, ∑Tsi = 16394.056 kN

Pn = 25191.190 + 7825.117 - 16394.056 = 16622.251 kN

Mn = Cc x 1188.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 39539.750 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2378.724) | = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 16622.251 kN

ΦPn = 1.00 x 16622.251 = 16622.251 kN ≥ Pu = 12987.476 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.379 = 39539.805 kN.m ≥ Mu = 30893.665 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UEB14)

가. 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	2386.158	12338.102	10210.962	827.596

나. 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12338.102 x 0.01278 / (701.569 x 14.113)

= 0.016

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.113 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.738 / 0.625

= 49.520 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.738 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.016)

= 1.016

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.016 x 2297.278

= 2334.632 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.016 x 10047.587

= 10210.962 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 817525.974 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x 1156.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e ⋯ 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 827.596 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1430.294 mm, a = k1 x c = 1215.750 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 2368846.307 = 54365.023 kN

∑Csi = 11520.783 kN, ∑Tsi = 8646.768 kN

Pn = 54365.023 + 11520.783 - 8646.768 = 57239.038 kN

Mn = Cc x 1156.976 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47370.860 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=827.597) | = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1430.294 mm, a = k1 x c = 1215.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1430.29) / 1430.29 = 0.00203

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

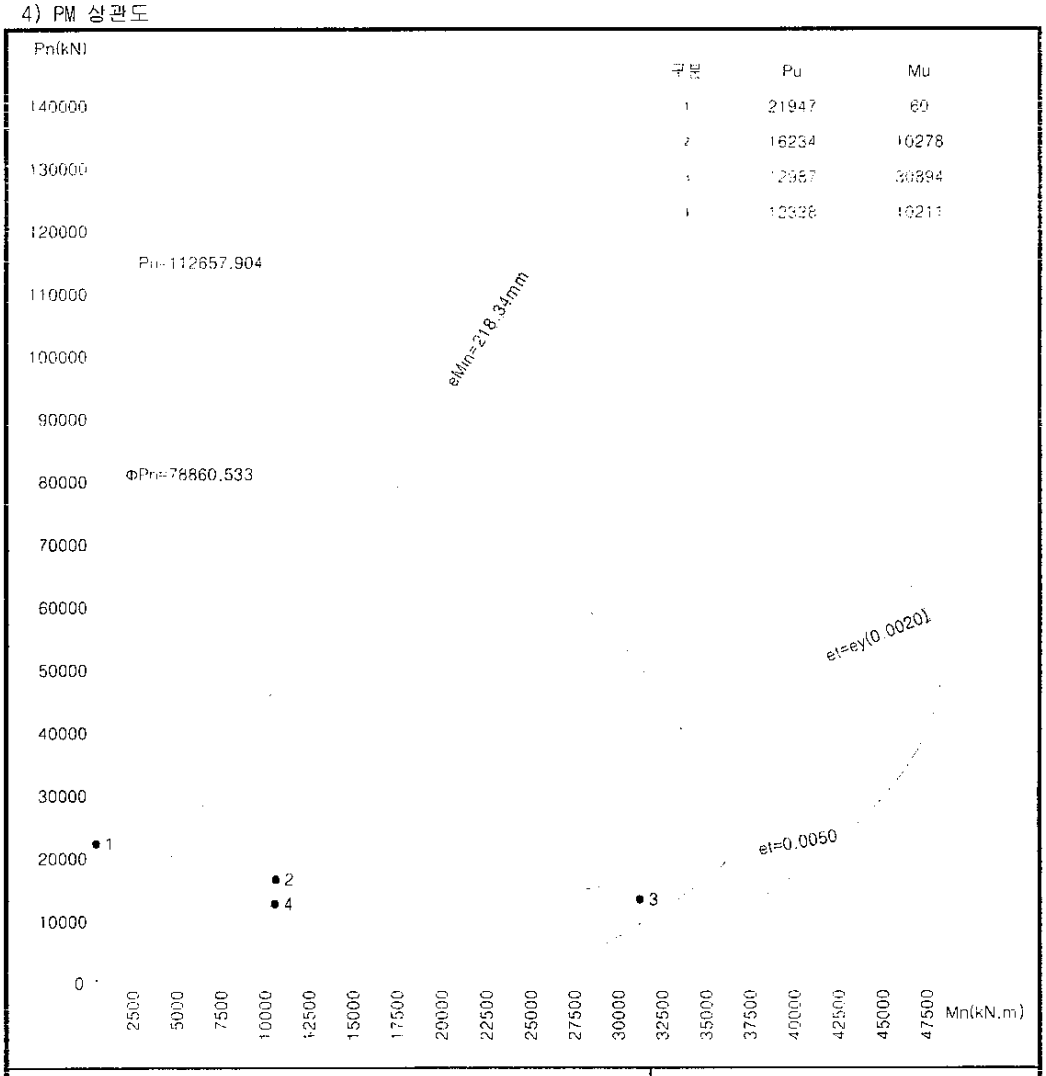
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 57239.038 kN

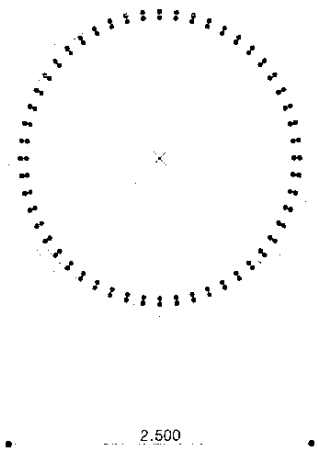
ΦPn = 0.80 x 57239.038 = 45791.230 kN ≥ Pu = 12338.102 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.828 = 37896.634 kN.m ≥ Mu = 10210.962 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
1	21947	60
2	16234	10278
3	12987	30894
4	10338	10211



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2386.158 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 74703.200 mm²
Puse = 0.01522
1단 : H32-52Ea
2단 : H29-52Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-21947.046	60.030	1775.735	1776.749	축력최대
UL14	-16234.345	10278.287	15202.769	18351.222	모멘트최대
UL22	-12987.476	30893.665	11825.560	33079.637	탄성설계
UL22	-12987.476	30893.665	11825.560	33079.637	소성설계
UE14	-12338.102	10210.962	14485.807	17722.933	편심최대
UL07	-19214.655	1174.477	20840.362	20873.430	모멘트최대
UE20	-14579.387	9173.231	19114.810	21201.984	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 11612.700 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 11612.700 x 1.018 = 11825.560 kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=11612.700) : [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	0.015	0.060	O.K	78860.539	21947.046	1776.749	3.593	O.K
모멘트최대	0.005	0.015	0.060	O.K	31423.729	16234.345	18351.222	1.936	O.K
탄성설계	0.005	0.015	0.060	O.K	15245.919	12987.476	33079.637	1.174	O.K
편심최대	0.005	0.015	0.060	O.K	25269.542	12338.102	17722.933	2.048	O.K
모멘트최대	0.005	0.015	0.060	O.K	32533.621	19214.655	20873.430	1.693	O.K
편심최대	0.005	0.015	0.060	O.K	24766.463	14579.387	21201.984	1.699	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=88.064도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	21947.046	1776.749	80.956

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1454217.201 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x 1156.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 80.956 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2755.819 mm, a = k1 x c = 2342.446 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4779682.816 = 109693.721 kN

∑Csi = 19468.833 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 109693.721 + 19468.833 - 0.000 = 129162.553 kN

Mn = Cc x 1202.556 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10456.497 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=80.956) | = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2755.819 mm, a = k1 x c = 2342.446 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2755.82) / 2755.82 = -0.00039

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN < Pn = 129162.553 kN

ΦPn = 0.70 x 112657.912 = 78860.539 kN ≥ Pu = 21947.046 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.081 = 6384.248 kN.m ≥ Mu = 1776.749 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL014)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=55.938도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	16234.345	18351.222	1130.395

㉮ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1075692.089 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉯ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x 1156.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 1130.395 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1207.272 mm, a = k1 x c = 1026.181 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1897897.612 = 43556.750 kN

∑Csi = 10251.007 kN, ∑Tsi = 11808.254 kN

Pn = 43556.750 + 10251.007 - 11808.254 = 41999.503 kN

Mn = Cc x 1166.477 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47475.937 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1130.393) | = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1207.272 mm, a = k1 x c = 1026.181 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1207.27) / 1207.27 = 0.00296

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.75 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0030-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.748

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 41999.503 kN

ΦPn = 0.75 x 41999.503 = 31423.729 kN ≥ Pu = 16234.345 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.130 = 35521.226 kN.m ≥ Mu = 18351.222 kN.m ∴ O.K

3. 탄성설계 : (부재 21, UL022)

[기둥 : 하부 , 3/7]

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=20.946도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	12987.476	33079.637	2547.041

㉮ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 860553.671 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉯ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x 1156.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 2547.041 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 786.727 mm, a = k1 x c = 668.718 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1055421.813 = 24221.931 kN

∑Csi = 7671.550 kN, ∑Tsi = 16647.562 kN

Pn = 24221.931 + 7671.550 - 16647.562 = 15245.919 kN

Mn = Cc x 1190.416 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 38831.852 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2547.033)| = 0.0086 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 15245.919 kN

ΦPn = 1.00 x 15245.919 = 15245.919 kN ≥ Pu = 12987.476 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.547 = 38831.984 kN.m ≥ Mu = 33079.637 kN.m ∴ O.K

:4 편심최대 : (부재 21, UE014)

[가둥 : 하부 . 5/7]

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=54.820도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	12338.102	17722.933	1436.439

나 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 817525.974 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x 1156.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e ⋯→ 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 1436.439 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1047.296 mm, a = k1 x c = 890.202 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1567510.396 = 35974.364 kN

∑Csi = 9309.988 kN, ∑Tsi = 13697.424 kN

Pn = 35974.364 + 9309.988 - 13697.424 = 31586.928 kN

Mn = Cc x 1174.753 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 45372.786 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1436.442)| = 0.0027 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1047.296 mm, a = k1 x c = 890.202 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1047.30) / 1047.30 = 0.00387

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 31586.928 kN

ΦPn = 0.80 x 31586.928 = 25269.542 kN ≥ Pu = 12338.102 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.436 = 36298.160 kN.m ≥ Mu = 17722.933 kN.m ∴ O.K

5. 모멘트최대 : (부재 21, UL007)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=86.774도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	19214.655	20873.430	1086.329

나 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² , Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1273168.235 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x 1156.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 1086.329 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1235.319 mm, a = k1 x c = 1050.021 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1956636.441 = 44904.806 kN .

∑Csi = 10411.332 kN, ∑Tsi = 11436.145 kN

Pn = 44904.806 + 10411.332 - 11436.145 = 43879.993 kN

Mn = Cc x 1165.145 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47668.451 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1086.337) | = 0.0081 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1235.319 mm, a = k1 x c = 1050.021 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1235.32) / 1235.32 = 0.00283

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.74 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0028-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.741

바 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 43879.993 kN

ΦPn = 0.74 x 43879.993 = 32533.621 kN ≥ Pu = 19214.655 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.086 = 35342.205 kN.m ≥ Mu = 20873.430 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 21, UE020)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=64.364도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2386.158	14579.387	21201.984	1454.244

나 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 74703.20 mm² Puse = 0.01522

- 1단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d2 = 130.500 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0152) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 966034.124 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1431.695 mm, ab = k1 x cb = 1216.941 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2371822.214 = 54433.320 kN, ∑Csi = 11529.508 kN, ∑Tsi = 8621.240 kN

Pb = 54433.320 + 11529.508 - 8621.240 = 57341.587 kN

Mb = Cc x 1156.924 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47354.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 825.829 mm, e = Mu/Pu = 1454.244 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1039.764 mm, a = k1 x c = 883.799 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1552193.445 = 35622.840 kN

∑Csi = 9261.726 kN, ∑Tsi = 13780.000 kN

Pn = 35622.840 + 9261.726 - 13780.000 = 31104.565 kN

Mn = Cc x 1175.170 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 45233.548 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1454.241) | = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1039.764 mm, a = k1 x c = 883.799 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1039.76) / 1039.76 = 0.00392

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0039-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.796

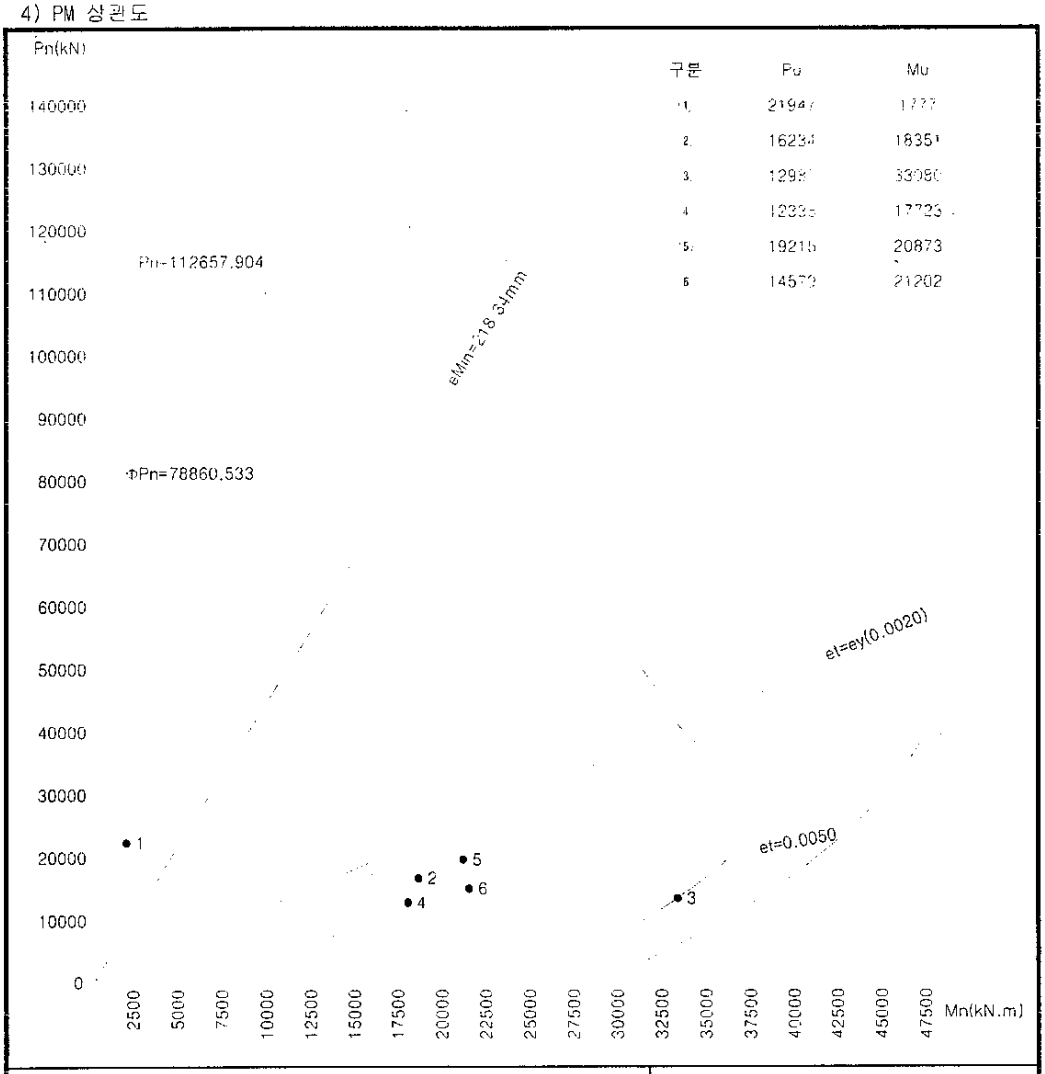
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 112657.912 kN ≥ Pn = 31104.565 kN

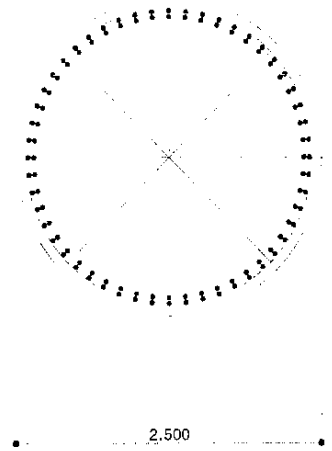
ΦPn = 0.80 x 31104.565 = 24766.463 kN ≥ Pu = 14579.387 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.454 = 36016.477 kN.m ≥ Mu = 21201.984 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
1	21947	1777
2	16234	16351
3	1298[illegible]	33080
4	12333	17723
5	19215	20873
6	14572	21202



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2386.158 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

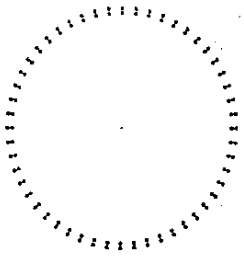
▣ 사용 철근

Ast = 74703.200 mm²
Puse = 0.01522
1단 : H32-52Ea
2단 : H29-52Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX. '기둥부재력 집계' 참조

교축방향	V =	0.000 kN
교축직각방향	V =	784.159 kN
합성전단력	V =	784.159 kN
축방향력	P =	16883.719 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 784.159 / 0.80 = 980.198 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 113.842 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 704.139 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 704.139

= 1954.139 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 16883.719 x 1000 / (14 x 4908738.521) } x √27.0

x 2500.000 x 1954.139

= 5270.269 kN

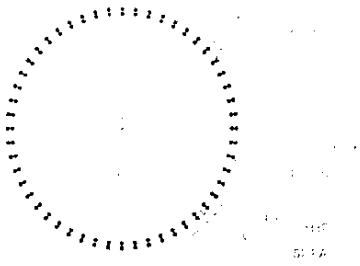
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2635.134 kN ≥ Vn ≤ Vc = 5270.269 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX. 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	2701.250 kN
교축직각방향	V =	709.000 kN
합성전단력	V =	2792.746 kN
축방향력	P =	12987.476 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 2792.746 / 1.00 = 2792.746 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 113.842 mm

Zs = Σ(인장철근들의 면적 x 거리) / Σ(면적)

= 704.139 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 704.139

= 1954.139 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x { 10 x Pu / x (√fck x Ag) } x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 10 + 12987.476 x 1000 / (√27.0 x 4908738.521) }

x { 1 + 12987.476 / (14 x 4908738.521) } x √27.0 x 2500.000 x 1954.139

= 4929.395 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2464.697 kN ≤ Vn ≤ Vc = 4929.395 kN ∴ 최소 전단철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √27.0 x B x s / fy = 304.462 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 328.125 mm²

Av = max(Av1, Av2) = 328.125 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 150.0 mm, d = 1954.139 mm, fy = 400.0 MPa

사용철근량 : H19 x 2EA = 573.000 mm²

→ 573.000 mm² ≥ 328.125 mm² ∴ O.K

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 2500.0 mm
- 기둥 순높이의 1/6 = 11488.0 / 6 = 1914.7 mm
∴ 2500.0 mm = 2.500 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 = 2500.0 / 4 = 625.0 mm
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 32.0 = 192.0 mm
∴ 192.0 mm = 0.192 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 = 1250.0 mm
∴ 1250.0 mm = 1.250 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2500.0 / 4 = 625.0 mm
- 100.0 mm
∴ 625.0 mm = 0.625 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

ㄱ. 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	15342.512	535.473	8909.358	17862.512	64305.043	9980.305	축력최대
SV007	14780.504	535.473	15085.216	17300.504	62281.814	16156.163	모멘트최대
SV021	14780.504	535.473	15085.216	17300.504	62281.814	16156.163	편심최대
SV022	12987.476	1711.680	27510.023	15507.476	55826.914	30933.383	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.000 x 7.200 x 2.000 x 25.000 = 2520.000 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 7.200 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV005	64305.043	9980.305	17862.512	6.443	0.559	1.200	O.K
SV007	62281.814	16156.163	17300.504	3.855	0.934	1.200	O.K
SV021	62281.814	16156.163	17300.504	3.855	0.934	1.200	O.K
SV022	55826.914	30933.383	15507.476	1.805	1.995	2.400	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.200m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SV005	17862.512	10717.507	535.473	20.015	1.500	O.K
SV007	17300.504	10380.302	535.473	19.385	1.500	O.K
SV021	17300.504	10380.302	535.473	19.385	1.500	O.K
SV022	15507.476	9304.486	1711.680	5.436	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV005	17862.512	54324.738	0.559	519.433	189.397	1000.000	O.K
SV007	17300.504	46125.651	0.934	610.396	76.132	1000.000	O.K
SV021	17300.504	46125.651	0.934	610.396	76.132	1000.000	O.K
SV022	15507.476	24893.531	1.995	920.039	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.200m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SV005, SV007, SV021

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SV022

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}}(m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√(7.000 x 7.200) / 0.3)^-¾) = 310.686 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 7.200 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.000 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

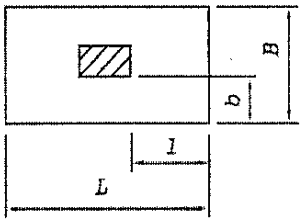
β = ⁴ √{(3 x 310.686) / (27804000.000 x 2.000³)} = 0.045 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.250,2.350) = 2.350

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 3.600

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 3.600



βλ = 0.045 x 2.350 = 0.106 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	21947.046	235.963	1759.753	25223.046	90802.966	2231.679	축력최대
UL007	19214.655	696.116	19610.781	22490.655	80966.358	21003.012	모멘트최대
UE021	14579.387	669.342	18292.873	16973.387	61104.193	19631.557	편심최대
UL022	12987.476	1711.680	27510.023	15507.476	55826.914	30933.383	지진시
SV005	15342.512	535.473	8909.358	17862.512	64305.043	9980.305	축력최대
SV007	14780.504	535.473	15085.216	17300.504	62281.814	16156.163	모멘트최대
SV021	14780.504	535.473	15085.216	17300.504	62281.814	16156.163	편심최대
SV022	12987.476	1711.680	27510.023	15507.476	55826.914	30933.383	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.000 x 7.200 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.200 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
UL001	25223.046	88571.287	0.088	3761.497	3244.905	7.200
UL007	22490.655	59963.346	0.934	5554.606	692.798	7.200
UE021	16973.387	41472.637	1.157	4629.586	85.244	7.200
UL022	15507.476	24893.531	1.995	6440.276	0.000	4.816
SV005	17862.512	54324.738	0.559	3636.032	1325.777	7.200
SV007	17300.504	46125.651	0.934	4272.774	532.922	7.200
SV021	17300.504	46125.651	0.934	4272.774	532.922	7.200
SV022	15507.476	24893.531	1.995	6440.276	0.000	4.816

註) B : 기초의 폭원 (7.200m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SV005, SV007, SV021, UL001, UL007, UE021

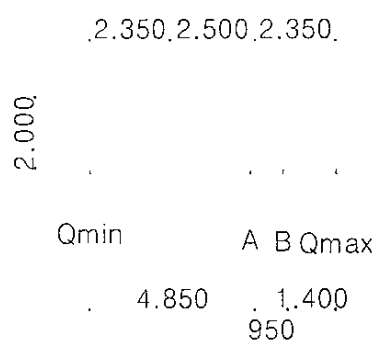
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SV022, UL022

③. 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.400 x 2.000 x 7.000 x 25.000 = 490.000 kN

Ma = 2.492 x 2.000 x 7.000 x 25.000 x 2.492/2 = 1086.761 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.492^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.492^2 x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SV005	3636.032	2836.427	3186.816	4775.994	10462.397	4285.994	9375.636
SV007	4272.774	2978.370	3545.580	5472.848	11927.378	4982.848	10840.616
SV021	4272.774	2978.370	3545.580	5472.848	11927.378	4982.848	10840.616
SV022	6440.276	3107.655	4568.017	7705.805	16547.965	7215.805	15461.204

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
UL001	3761.497	3582.699	3661.048	5195.782	11494.510	4558.782	10081.721
UL007	5554.606	3871.880	4609.255	7114.703	15505.591	6477.703	14092.801
UE021	4629.586	3056.739	3745.964	5862.885	12747.098	5397.385	11714.675
UL022	6440.276	3107.655	4568.017	7705.805	16547.965	7215.805	15461.204

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

4. 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4 5.5

tc

b1

$b = tc + 2 \cdot d \le B$
$= 6300.00$ 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 (= 28717.314 mm² , 기초단면 검토 참조)
β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 7.200/7.000 = 1.029)
As,m = 2 / (1 + 1.029) x 287.173 = 28312.845 mm²
→ 유효폭내에 배치된 철근량은 32039.700 mm² 이므로 위 조건에 만족한다.
: 사용철근 = 029 - 57EA ∴ 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)
7000.00	2000.00	1900.00	100.00	15461.20	7215.81

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 27868.500 x 400.00 = 11147400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7000.000 = 160650.000 x a

T = C 이므로, a = 69.389 mm, c = 69.389 / β1 = 69.389 / 0.85 = 81.635 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 81.635) / 81.635 = 0.06682

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 24321.341\ mm^2$$

* 사용철근량 = 27868.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.146]

1단 : H25 - 55.0 EA (= 27868.5 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7000.0 x 1200.0 = 12600.000 mm²

As,req = 24321.341 mm²

ρmin = Max(24321.341, 12600.000) / bd = 0.00183

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00210

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 69.389 mm

ΦMn = 0.85 x 27868.500 x 400 x (1900.00 - a/2) = 17674.309 kN.m

≥ Mu (= 15461.204 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.143]

* 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 7000.00 x 1900.00 = 9214.510 kN

≥ Vu (= 7215.805 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H29 - 57.0 EA

    H25 - 30.0 EA = 51817.800 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7200.0 = 21600.0 ㎟ < 51817.8 ㎟

    (51817.800 / 7.200) = 7196.917 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다 ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4 3.9. 철도설계기준 P.254

    사용철근량 : H29 - 57.0 EA = 15201.000 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 15201.000 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 10840.616 \times 1000000 / [27868.500 \times (1900.000 - 298.746/3)]$

  $= 216.056$ MPa

  $\chi = -nA_s/b + nA_s/b\sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$

  $= -7x27868.500/7000.0 + 7x27868.500/7000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x7000.0x1900.0/(7x27868.500)]}$

  $= 298.746$ mm

  사용철근량 = 27868.5 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

  1단 : H25 - 55.0 EA (= 27868.5 ㎟)

  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 / 216.06) - 2.5 x 87.50 = 145.74 mm

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 216.06) = 291.59 mm

  Sa는 작은 값인 145.74 mm 를 적용

  S = 7000.00 / 55.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 145.74 mm) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	15342.512	489.148	-7210.547	17862.512	62518.792	6232.252	축력최대
SVB14	12987.476	561.255	-8049.955	15507.476	54276.166	6927.445	모멘트최대
SVB14	12987.476	561.255	-8049.955	15507.476	54276.166	6927.445	편심최대
SVB22	12987.476	2701.250	30337.579	15507.476	54276.166	35740.079	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.000 x 7.200 x 2.000 x 25.000 = 2520.000 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 7.000 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB16	62518.792	6232.252	17862.512	10.031	0.349	1.167	O.K
SVB14	54276.166	6927.445	15507.476	7.835	0.447	1.167	O.K
SVB14	54276.166	6927.445	15507.476	7.835	0.447	1.167	O.K
SVB22	54276.166	35740.079	15507.476	1.519	2.305	2.333	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

3. 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A' + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN). 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SVB16	17862.512	10717.507	489.148	21.911	1.500	O.K
SVB14	15507.476	9304.486	561.255	16.578	1.500	O.K
SVB14	15507.476	9304.486	561.255	16.578	1.500	O.K
SVB22	15507.476	9304.486	2701.250	3.445	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB16	17862.512	56286.540	0.349	460.406	248.424	1000.000	O.K
SVB14	15507.476	47348.721	0.447	425.502	189.874	1000.000	O.K
SVB14	15507.476	47348.721	0.447	425.502	189.874	1000.000	O.K
SVB22	15507.476	18536.087	2.305	1201.269	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SVB16, SVB14, SVB14

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SVB22

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	21947.046	0.000	-60.030	25223.046	88280.661	60.030	축력최대
ULB14	16234.345	701.569	-10062.443	19384.345	67845.207	8659.305	모멘트최대
UEB14	12338.102	701.569	-10047.587	14732.102	51562.357	8644.449	편심최대
ULB22	12987.476	2701.250	30337.579	15507.476	54276.166	35740.079	지진시
SVB16	15342.512	489.148	-7210.547	17862.512	62518.792	6232.252	축력최대
SVB14	12987.476	561.255	-8049.955	15507.476	54276.166	6927.445	모멘트최대
SVB14	12987.476	561.255	-8049.955	15507.476	54276.166	6927.445	편심최대
SVB22	12987.476	2701.250	30337.579	15507.476	54276.166	35740.079	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.000 x 7.200 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.000 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB01	25223.046	88220.631	0.002	3610.643	3595.942	7.000
ULB14	19384.345	59185.902	0.447	3829.515	1708.869	7.000
UEB14	14732.102	42917.908	0.587	3163.090	1046.082	7.000
ULB22	15507.476	18536.087	2.305	8649.140	0.000	3.586
SVB16	17862.512	56286.540	0.349	3314.920	1788.655	7.000
SVB14	15507.476	47348.721	0.447	3063.612	1367.095	7.000
SVB14	15507.476	47348.721	0.447	3063.612	1367.095	7.000
SVB22	15507.476	18536.087	2.305	8649.140	0.000	3.586

註) B : 기초의 폭원 (7.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SVB16, SVB14, SVB14, ULB01, ULB14, UEB14

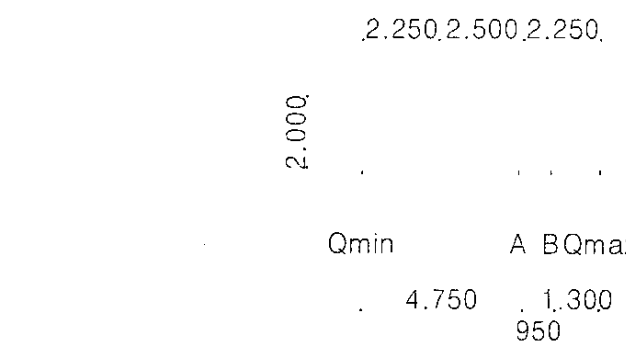
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SVB22, ULB22

3 기초의 단면력 계산



가 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.300 x 2.000 x 7.200 x 25.000 = 468.000 kN

Ma = 2.392 x 2.000 x 7.200 x 25.000 x 2.392/2 = 1029.900 kN.m

나 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.392² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.392² x 2/3

다 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB16	3314.920	2793.373	3031.471	4125.154	8986.078	3657.154	7956.178
SVB14	3063.612	2483.888	2748.545	3777.902	8211.649	3309.902	7181.749
SVB14	3063.612	2483.888	2748.545	3777.902	8211.649	3309.902	7181.749
SVB22	8649.140	2879.670	5513.558	9205.754	19241.908	8737.754	18212.009

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

라 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB01	3610.643	3605.619	3607.913	4692.061	10324.652	4083.661	8985.783
ULB14	3829.515	3104.860	3435.681	4722.378	10264.561	4137.378	8977.187
UEB14	3163.090	2439.678	2769.931	3856.464	8359.216	3411.864	7380.811
ULB22	8649.140	2879.670	5513.558	9205.754	19241.908	8737.754	18212.009

※ 계수단면력 = 지반반력에 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)
7200.00	2000.00	1900.00	100.00	18212.01	8737.75

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 36616.800 x 400.00 = 14646720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7200.000 = 165240.000 x a

T = C 이므로, a = 88.639 mm, c = 88.639 / β1 = 88.639 / 0.85 = 104.281 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 104.281) / 104.281 = 0.05166

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 28717.314 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 36616.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.275]

1단 : H29 - 57.0 EA (= 36616.8 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7200.0 x 1200.0 = 12960.000 mm²

As,req = 28717.314 mm²

ρmin = Max(28717.314, 12960.000) / bd = 0.00210

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00268

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 88.639 mm

ΦMn = 0.85 x 36616.800 x 400 x (1900.00 - a/2) = 23102.687 kN.m

≥ Mu (= 18212.009 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.269]

* 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 7200.00 x 1900.00 = 9477.782 kN

≥ Vu (= 8737.754 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 「도로교설계기준 P.252」

단. 단위M당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : H25 - 55.0 EA

H22 - 28.0 EA = 38707.300 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7000.0 = 21000.0 ㎟ < 38707.3 ㎟

(38707.300 / 7.000) = 5529.614 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축.온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 「도로교설계기준 4.3.9 철도설계기준 P.254」

사용철근량 : H25 - 55.0 EA = 10838.800 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 10838.800 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 7956.178 \times 1000000 / [36616.800 \times (1900.000 - 333.922/3)]$

$= 121.475$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x36616.800/7200.0 + 7x36616.800/7200.0 \times \sqrt{[(1 + 2x7200.0x1900.0/(7x36616.800)]}$

$= 333.922$ mm

사용철근량 = 36616.8 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 57.0 EA (= 36616.8 ㎟)

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 / 121.48) - 2.5 x 85.50 = 434.53 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 121.48) = 518.62 mm

Sa는 작은 값인 434.53 mm 를 적용

S = 7200.00 / 57.0 EA = 126.32 ≤ Sa (= 434.53 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -21947.046 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 13.823 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 13.823 x 1.900
= 68235.134 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 1.900)/(2 · 13.823)) x √(27) x 13.823 x 1.900
= 85272.079 kN

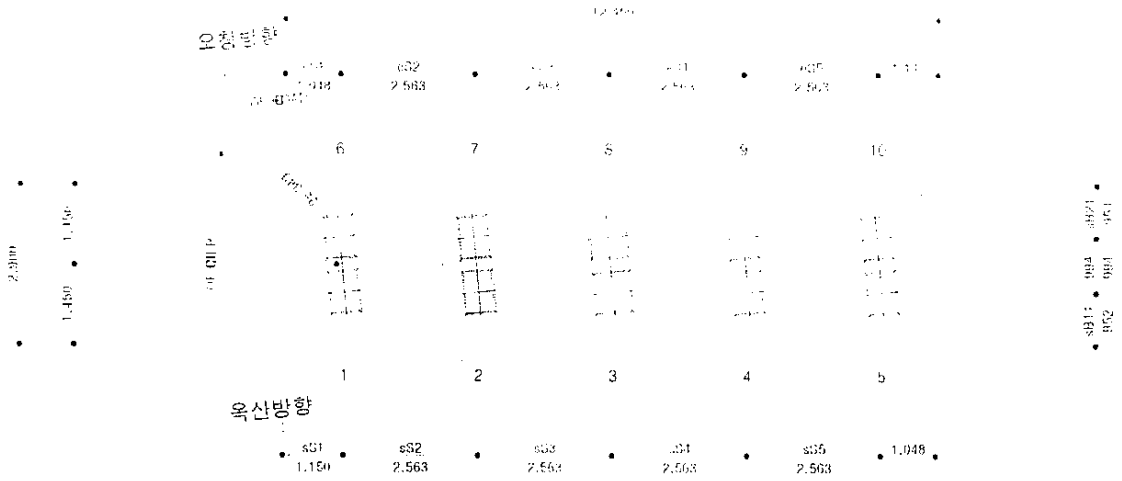
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 13.823 x 1.900
= 45490.09 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(φVc) = 0.80 x 45490.090 = 36392.072 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 34.986 = 374.931 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 35.198 = 375.989 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	374.931	610.000	410.000	627.813	O.K
2	374.931	610.000	410.000	627.859	O.K
3	374.931	600.000	550.000	625.817	O.K
4	374.931	610.000	410.000	627.923	O.K
5	374.931	610.000	410.000	627.949	O.K
6	375.989	610.000	410.000	629.382	O.K
7	375.989	610.000	410.000	629.408	O.K
8	375.989	600.000	550.000	627.284	O.K
9	375.989	610.000	410.000	629.461	O.K
10	375.989	610.000	410.000	629.487	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

1 최소 받침지지 길이

- 사각이 84.2° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 5.85°

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

$= (200 + 1.67 \times 105.065 + 6.66 \times 17.759) \times (1 + 0.000125 \times 5.85^2)$

$= 495.847$ mm

2 실제 받침지지 길이

$N1 = 1458 - 0 - 50 = 1408$ mm ≥ 496 mm ∴ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1430.862	O.K	258.822	243.510	O.K
SHOE 2	1750.000	1296.678	O.K	258.822	241.230	O.K
SHOE 3	1750.000	1235.035	O.K	258.822	238.950	O.K
SHOE 4	1750.000	1330.293	O.K	258.822	238.980	O.K
SHOE 5	1750.000	1550.234	O.K	258.822	241.510	O.K
SHOE 6	1750.000	1434.904	O.K	258.822	243.470	O.K
SHOE 7	1750.000	1317.186	O.K	258.822	241.210	O.K
SHOE 8	1750.000	1235.147	O.K	258.822	238.950	O.K
SHOE 9	1750.000	1357.533	O.K	258.822	238.880	O.K
SHOE 10	1750.000	1546.326	O.K	258.822	241.380	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1430.862	183.090	107.271	1362.015	1759.752	
2	1296.678	181.376	107.496	1362.018	1891.580	
3	1235.035	179.662	212.737	1502.015	1881.547	
4	1330.293	179.684	107.579	1361.994	1891.515	
5	1550.234	181.586	107.534	1361.978	1657.999	
6	1434.904	183.060	106.556	1363.753	1657.999	
7	1317.186	181.361	106.812	1363.735	1891.706	
8	1235.147	179.662	212.737	1503.718	1881.673	
9	1357.533	179.609	106.850	1363.700	1891.640	
10	1546.326	181.489	106.722	1363.683	1758.751	

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	2367.796	4369.200	O.K	2185.795	3574.800	O.K
2	2231.614	4369.200	O.K	2037.955	3574.800	O.K
3	2172.911	4369.200	O.K	2529.119	3574.800	O.K
4	2253.931	4369.200	O.K	2075.764	3574.800	O.K
5	2472.093	4369.200	O.K	2319.892	3574.800	O.K
6	2372.608	4369.200	O.K	2186.318	3574.800	O.K
7	2251.944	4369.200	O.K	2056.940	3574.800	O.K
8	2173.983	4369.200	O.K	2529.277	3574.800	O.K
9	2280.306	4369.200	O.K	2101.979	3574.800	O.K
10	2469.092	4369.200	O.K	2311.039	3574.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1017.168	5759.400	O.K	595.948	5759.400	O.K
2	1007.644	5759.400	O.K	597.201	5759.400	O.K
3	998.120	5759.400	O.K	1181.874	5759.400	O.K
4	998.246	5759.400	O.K	597.661	5759.400	O.K
5	1008.814	5759.400	O.K	597.410	5759.400	O.K
6	1017.001	5759.400	O.K	591.980	5759.400	O.K
7	1007.561	5759.400	O.K	593.400	5759.400	O.K
8	998.120	5759.400	O.K	1181.874	5759.400	O.K
9	997.828	5759.400	O.K	593.609	5759.400	O.K
10	1008.271	5759.400	O.K	592.899	5759.400	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1430.862 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 35.0

= 0.008747 m

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

= 4793.000 x 0.008747

= 41.922 kN/m

Hx1 = 41.922 / 1.15 = 36.454 kN

Hx2 = 243.510 / 1.33 = 183.090 kN

∴ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 183.090 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 142.670 / 1.33 = 107.271 kN

∴ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 107.271 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 952.015 mm b2y = 1149.752 mm

bcx = 2 x b2x = 1904.031 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2299.504 mm > 5 x b1y = 2050.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 610.000/1904.031) x 1430.862 x 10^3 /180.000

= 1350.628 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 410.000/2050.000) x 1430.862 x 10^3 /180.000

= 1589.847 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 183.090 x 10^3 / 180.000

= 1017.168 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 107.271 x 10^3 / 180.000

= 595.948 mm^2

4 철근 보강 범위

교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 1149.752 = 1759.752 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 410.000 + 952.015 = 1362.015 mm

5 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1589.847 + 595.948 = 2185.795 mm²

Bxo = 1759.752 mm 범위내에서 H16 18 EA

As = 198.600 x 18 = 3574.800 mm² ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1350.628 + 1017.168 = 2367.796 mm²

Byo = 1362.015 mm 범위내에서 H16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm² ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 107.271 x 10^3 / 180.000 = 595.948 mm²

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm² ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 183.090 x 10^3 / 180.000 = 1017.168 mm²

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm² ∴ O.K

내진해석(옥산방향)

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 :

1.2 해석 대상 교량 총연장

1.3 교 폭 :

1.4 교각형식

1.5 교각기초형식 :

1.6 내진설계상수

(1) 내진등급 : 내진 I 등급교 (도로교 설계기준 p.456)
(2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 p.456)
(3) 위험도계수 : I = 1.4 (도로교 설계기준 p.456)
(2) 가속도계수 : A = 0.154 (도로교 설계기준 p.455)
(3) 지반계수 : S = 1.2 (지반종류 2, 도로교 설계기준 p.457)
(4) 응답수정계수 (도로교 설계기준 p.458)
(5) 고유치 해석방법 : Ritz Vector
(6) 받침형식 : 탄성받침

1.7 해석방법

(1) 해석방법 선정
다중모드 스펙트럼 해석
(2) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델

(1) 사용프로그램 : SAP2000
(2) 모델링 : Frame요소사용
(3) 질량산정 : 1,2차 고정하중 및 사용활 각 요소에
단위길이당 분포질량으로 입력

2. 단면특성

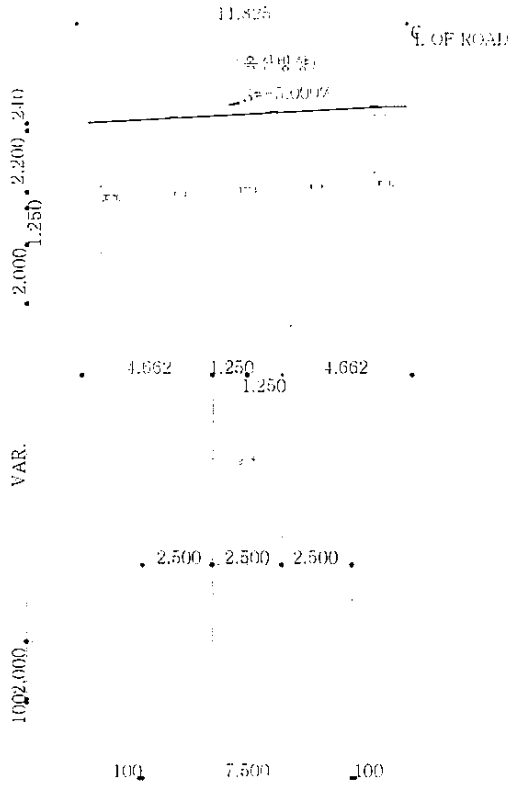
2.1 상부구조

상부구조는 PSC BEAM교로 이루어져 있으며 교폭은 11.825 이다.

상부구조의 일반도는 아래와 같다.

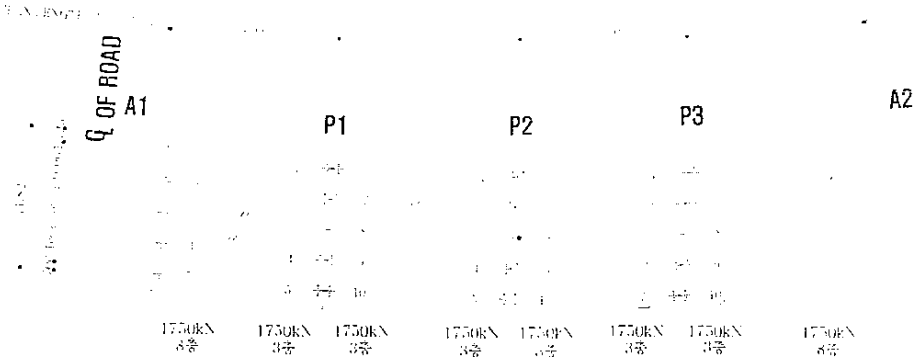
2.2 하부구조

하부구조는 다주형교각으로 구성되어져 있으며 개략적인 제원은 다음과 같다



2.3 적용 받침 특성

1) 받침배치



* SAP2000 NLLINK - PROPERTY

```
NLPROP
 NAME=P175H8   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=605000  CE=0
  DOF=U2  KE=2875  CE=0
  DOF=U3  KE=2875  CE=0
 NAME=P175H3   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=504200  CE=0
  DOF=U2  KE=2396  CE=0
  DOF=U3  KE=2396  CE=0
```

* SAP2000 NLLINK : 를 사용하여 각 받침 모델링

2.4 항복유효 단면2차모멘트

■ 항복유효 단면2차모멘트 $I_{y.eff}$ 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

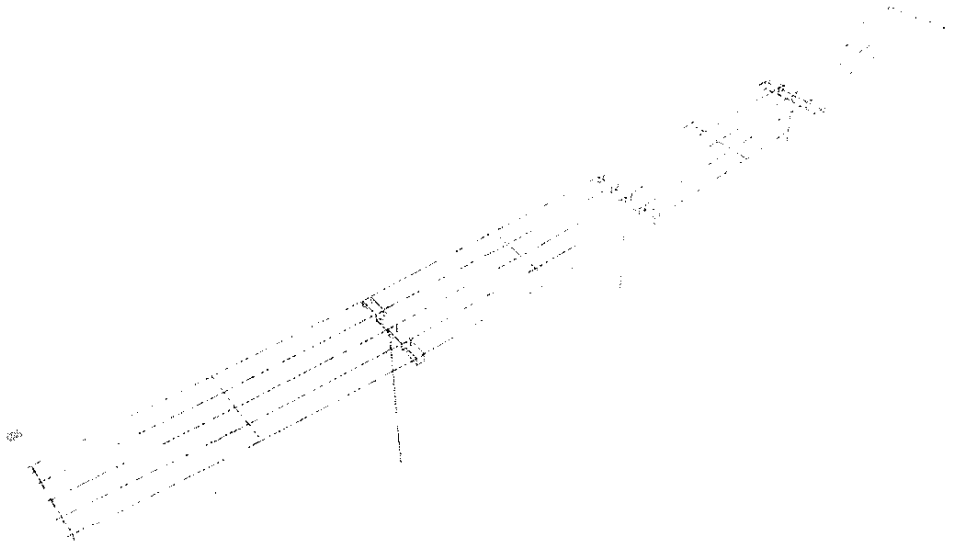
구 분	단위	P1	P2	P3	
기둥직경	mm	2500	2500	2500	
단면적 Ag	mm²	4908738.52	4908738.52	4908738.52	
단면2차모멘트 Ig	mm⁴	1,917,475,984,857	1,917,475,984,857	1,917,475,984,857	
콘크리트강도	MPa	27	27	27	
계수축력	kN	21394.343	20997.532	20738.994	
사용철근량	mm²	74703.2	74703.2	59753.2	
축방향철근비 ρl		0.01522	0.01522	0.01217	
항복유효 단면 2차모멘트 Iy.eff	mm⁴	888,085,441,191	885,932,081,865	814,439,995,060	
Iy.eff/Ig		0.463	0.462	0.425	

3. 구조해석

3.1 MODELING

산수교(옥산방향)의 기본적인 모델링은 상부 및 하부구조물은 FRAME요소를 이용하였고, 하부구조와 상부구조를 연결하는 교량받침의 특성에 대해서 SAP2000에서 정의하는 NLLINK 라는 요소를 사용하였다.

1) 교량전체 모델



3.2 전산INPUT DATA

- 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

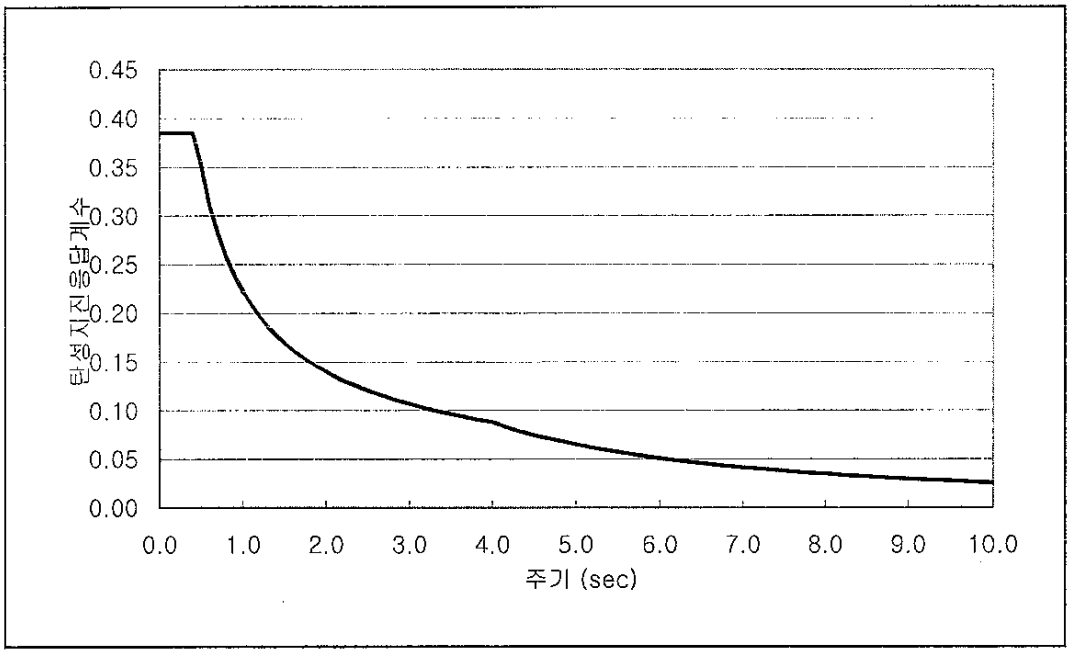
① T ≤ 4.0 sec

$$Cs = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \quad \leq \quad 2.5 \times A$$

② T > 4.0 sec

$$Cs = (3 \times A \times S) / T^{4/3}$$

여기서, T : 교량의 주기



4) 탄성지진응답계수

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec^2)	비고
0.0000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.1000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.2000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.3000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.4000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.5000	0.1540	1.2000	0.3520	3.4533	
0.6000	0.1540	1.2000	0.3117	3.0581	
0.7000	0.1540	1.2000	0.2813	2.7594	
0.8000	0.1540	1.2000	0.2573	2.5244	
0.9000	0.1540	1.2000	0.2379	2.3338	
1.0000	0.1540	1.2000	0.2218	2.1755	
1.1000	0.1540	1.2000	0.2081	2.0415	
1.2000	0.1540	1.2000	0.1964	1.9265	
1.3000	0.1540	1.2000	0.1862	1.8264	
1.4000	0.1540	1.2000	0.1772	1.7383	
1.5000	0.1540	1.2000	0.1692	1.6602	
1.6000	0.1540	1.2000	0.1621	1.5903	
1.7000	0.1540	1.2000	0.1557	1.5273	
1.8000	0.1540	1.2000	0.1499	1.4702	
1.9000	0.1540	1.2000	0.1446	1.4181	
2.0000	0.1540	1.2000	0.1397	1.3705	
2.1000	0.1540	1.2000	0.1352	1.3266	
2.2000	0.1540	1.2000	0.1311	1.2861	
2.3000	0.1540	1.2000	0.1273	1.2485	
2.4000	0.1540	1.2000	0.1237	1.2136	
2.5000	0.1540	1.2000	0.1204	1.1810	
2.6000	0.1540	1.2000	0.1173	1.1505	
2.7000	0.1540	1.2000	0.1144	1.1220	
2.8000	0.1540	1.2000	0.1116	1.0951	
2.9000	0.1540	1.2000	0.1090	1.0698	
3.0000	0.1540	1.2000	0.1066	1.0459	
3.2000	0.1540	1.2000	0.1021	1.0018	
3.4000	0.1540	1.2000	0.0981	0.9621	
3.6000	0.1540	1.2000	0.0944	0.9262	
3.8000	0.1540	1.2000	0.0911	0.8934	
4.0000	0.1540	1.2000	0.0880	0.8633	
4.2500	0.1540	1.2000	0.0805	0.7900	
4.5000	0.1540	1.2000	0.0746	0.7321	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/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

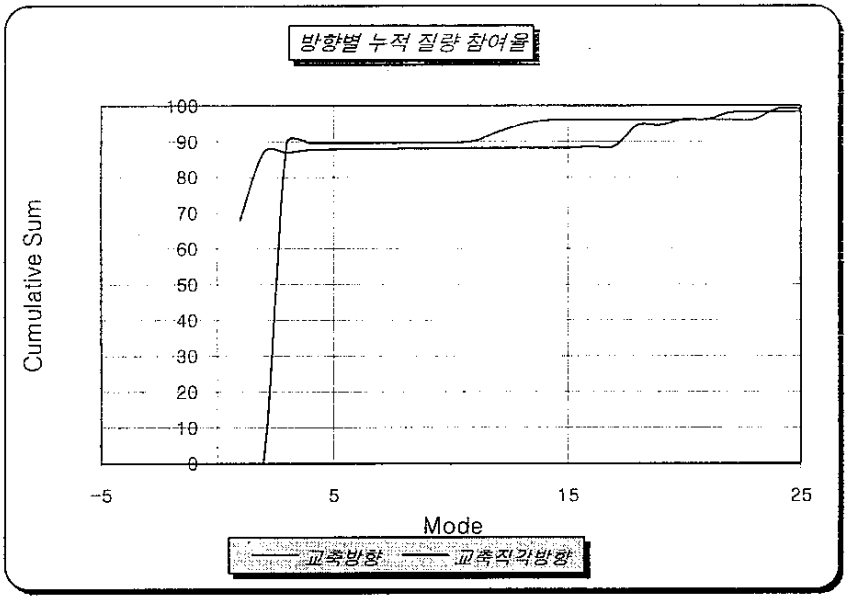
4.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	PERIOD	FREQUENCY		EIGENVALUE	비고
	(TIME)	(CYC/TIME)	(RAD/TIME)	(RAD/TIME**2)	
1	1.4507	0.6893	4.33	18.76	
2	1.2651	0.7904	4.97	24.67	
3	1.1874	0.8421	5.29	28.00	
4	0.9827	1.0176	6.39	40.88	
5	0.7343	1.3618	8.56	73.21	
6	0.5456	1.8328	11.52	132.62	
7	0.3966	2.5214	15.84	250.99	
8	0.3826	2.6134	16.42	269.63	
9	0.3620	2.7622	17.36	301.22	
10	0.3453	2.8960	18.20	331.09	
11	0.3447	2.9009	18.23	332.21	
12	0.3313	3.0187	18.97	359.75	
13	0.2768	3.6129	22.70	515.31	
14	0.2667	3.7498	23.56	555.10	
15	0.2536	3.9440	24.78	614.08	
16	0.2425	4.1243	25.91	671.53	
17	0.2321	4.3079	27.07	732.64	
18	0.2056	4.8644	30.56	934.15	
19	0.1732	5.7728	36.27	1315.63	
20	0.1586	6.3052	39.62	1569.46	
21	0.1298	7.7050	48.41	2343.74	
22	0.0811	12.3306	77.48	6002.40	
23	0.0657	15.2251	95.66	9151.19	
24	0.0511	19.5788	123.02	15133.28	
25	0.0435	22.9703	144.33	20830.16	

4.2 질량 참여율

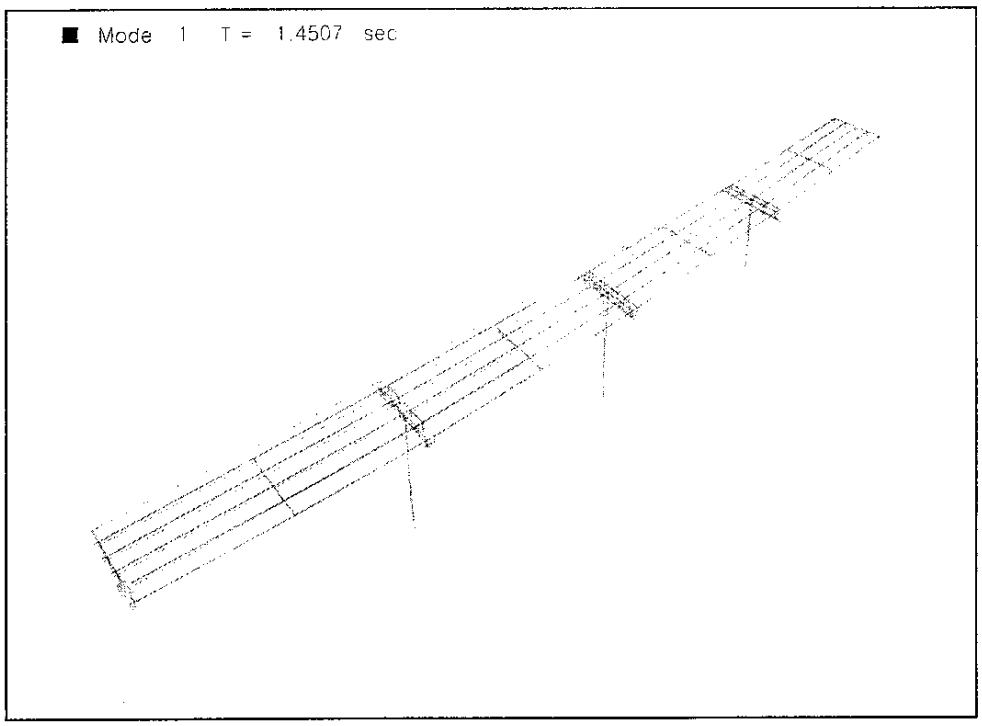
고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.

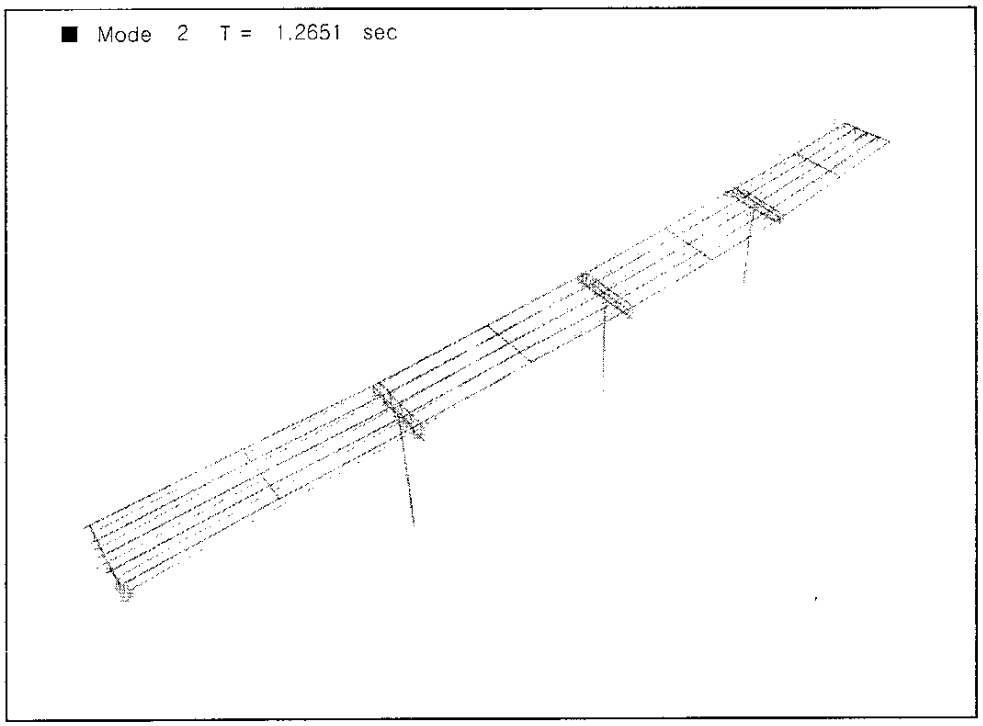


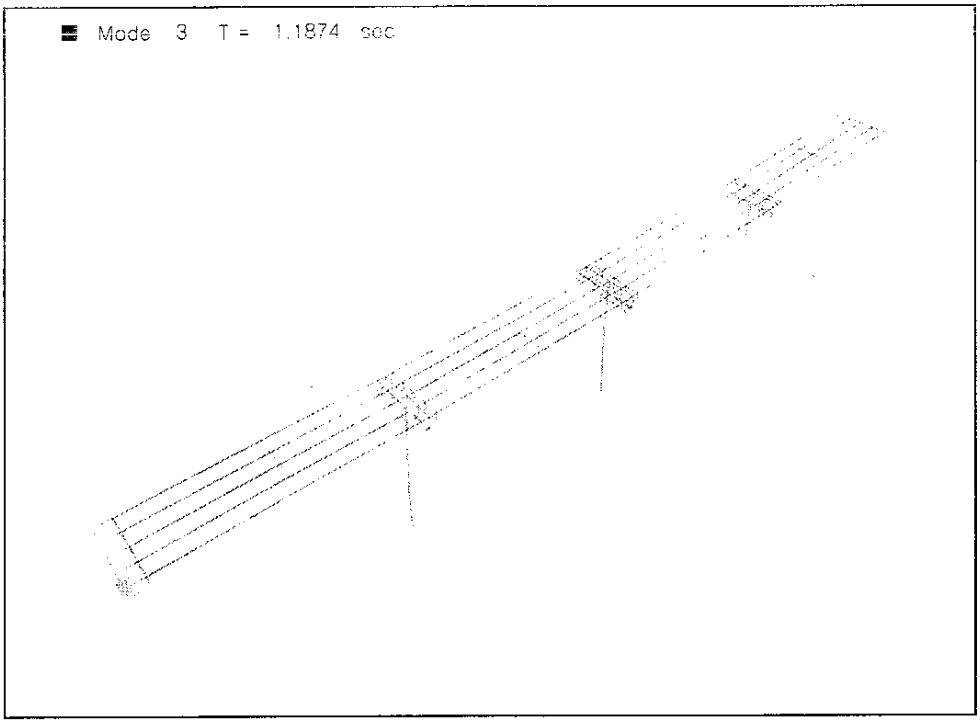
< 질량참여율 >

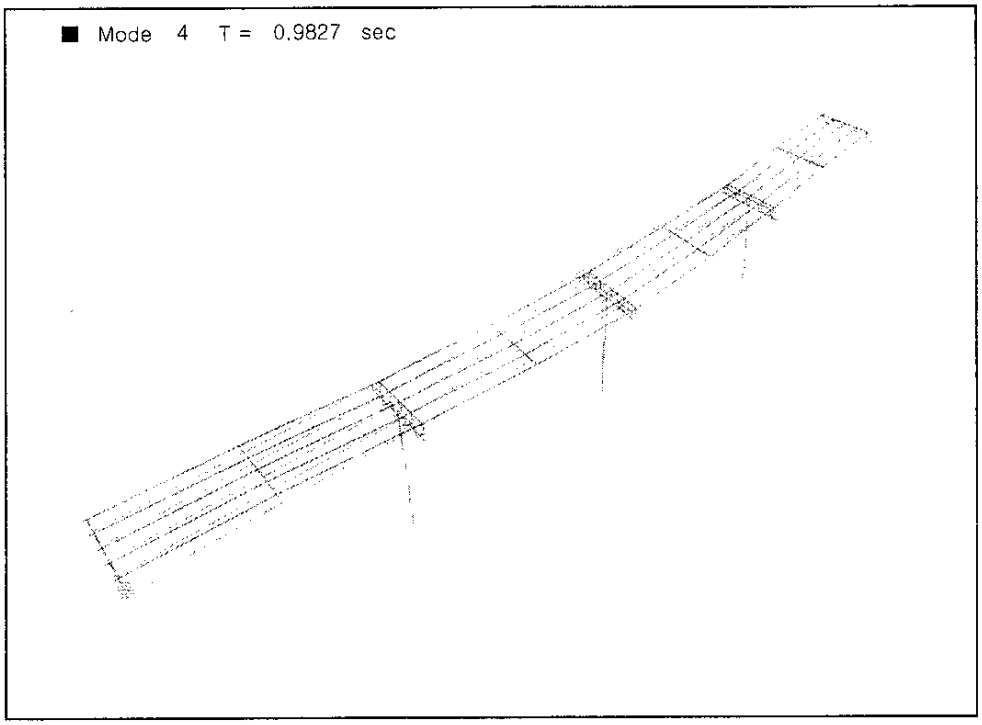
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.451	0.020	67.963	0.000	0.020	67.963	0.000
2	1.265	0.132	18.948	0.000	0.152	86.911	0.000
3	1.187	89.477	0.001	0.000	89.629	86.912	0.000
4	0.983	0.000	0.737	0.000	89.629	87.649	0.000
5	0.734	0.000	0.219	0.000	89.630	87.868	0.000
6	0.546	0.000	0.021	0.000	89.630	87.889	0.000
7	0.397	0.000	0.031	0.000	89.630	87.920	0.000
8	0.383	0.001	0.190	0.001	89.631	88.111	0.001
9	0.362	0.000	0.005	0.000	89.631	88.116	0.001
10	0.345	0.103	0.093	0.000	89.734	88.209	0.001
11	0.345	0.406	0.046	0.006	90.139	88.255	0.007
12	0.331	2.521	0.008	0.001	92.660	88.262	0.009
13	0.277	2.068	0.013	0.112	94.727	88.276	0.121
14	0.267	1.119	0.000	0.241	95.847	88.276	0.361
15	0.254	0.168	0.001	5.750	96.015	88.277	6.112
16	0.242	0.003	0.377	0.013	96.017	88.654	6.124
17	0.232	0.004	0.044	0.056	96.021	88.698	6.180
18	0.206	0.025	5.847	0.000	96.046	94.545	6.181
19	0.173	0.000	0.008	44.492	96.046	94.553	50.672
20	0.159	0.008	1.629	0.063	96.054	96.182	50.736
21	0.130	0.020	0.012	0.003	96.073	96.194	50.738
22	0.081	0.008	1.916	1.391	96.081	98.110	52.130
23	0.066	0.000	0.115	38.737	96.081	98.225	90.867
24	0.051	3.045	0.016	0.007	99.126	98.241	90.874
25	0.044	0.006	0.185	4.941	99.132	98.426	95.815

4.3 모드형상(Mode Shape)






Mode 3 T = 1.1874 sec


Mode 4 T = 0.9827 sec

5. 내진해석결과

③ 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	135.89	61.40	49.51	184.10	1750	8층	258.8	O.K.	
	2	135.20	61.47	46.76	184.29	1750	8층	258.8	O.K.	
	3	134.52	61.54	44.03	184.45	1750	8층	258.8	O.K.	
	4	133.94	61.56	41.62	184.49	1750	8층	258.8	O.K.	
	5	134.19	61.55	42.01	184.42	1750	8층	258.8	O.K.	
P1 (전열)	6	153.23	48.57	60.81	146.88	1750	3층	258.8	O.K.	
	7	151.67	48.74	53.71	147.33	1750	3층	258.8	O.K.	
	8	150.31	48.84	47.92	147.70	1750	3층	258.8	O.K.	
	9	151.31	48.84	51.82	147.80	1750	3층	258.8	O.K.	
	10	152.90	48.82	58.56	147.77	1750	3층	258.8	O.K.	
P1 (후열)	11	153.30	47.84	60.92	145.21	1750	3층	258.8	O.K.	
	12	151.70	48.04	53.70	145.62	1750	3층	258.8	O.K.	
	13	150.32	48.25	47.86	146.01	1750	3층	258.8	O.K.	
	14	151.39	48.37	52.03	146.18	1750	3층	258.8	O.K.	
	15	153.03	48.37	58.93	146.18	1750	3층	258.8	O.K.	
P2 (전열)	16	168.45	40.01	68.81	123.46	1750	3층	258.8	O.K.	
	17	166.28	40.16	59.45	123.92	1750	3층	258.8	O.K.	
	18	164.26	40.24	51.33	124.27	1750	3층	258.8	O.K.	
	19	165.84	40.23	57.22	124.41	1750	3층	258.8	O.K.	
	20	168.20	40.23	66.61	124.51	1750	3층	258.8	O.K.	
P2 (후열)	21	168.44	38.97	68.81	120.50	1750	3층	258.8	O.K.	
	22	166.27	39.17	59.44	121.04	1750	3층	258.8	O.K.	
	23	164.25	39.36	51.32	121.44	1750	3층	258.8	O.K.	
	24	165.83	39.44	57.20	121.60	1750	3층	258.8	O.K.	
	25	168.20	39.44	66.60	121.68	1750	3층	258.8	O.K.	
P3 (전열)	26	228.93	48.26	89.31	142.43	1750	3층	258.8	O.K.	
	27	227.04	48.31	80.05	142.68	1750	3층	258.8	O.K.	
	28	225.07	48.35	71.61	142.79	1750	3층	258.8	O.K.	
	29	225.05	48.35	72.31	142.68	1750	3층	258.8	O.K.	
	30	227.21	48.30	81.43	142.51	1750	3층	258.8	O.K.	
P4 (후열)	31	228.90	48.48	89.35	142.25	1750	3층	258.8	O.K.	
	32	227.02	48.51	80.14	142.51	1750	3층	258.8	O.K.	
	33	225.07	48.47	71.74	142.61	1750	3층	258.8	O.K.	
	34	224.96	48.37	72.12	142.46	1750	3층	258.8	O.K.	
	35	227.10	48.29	81.16	142.25	1750	3층	258.8	O.K.	
A2	36	136.75	43.77	52.79	123.51	1750	8층	258.8	O.K.	
	37	135.66	43.77	48.90	123.52	1750	8층	258.8	O.K.	
	38	134.63	43.74	45.21	123.47	1750	8층	258.8	O.K.	
	39	133.65	43.69	41.67	123.35	1750	8층	258.8	O.K.	
	40	134.01	43.63	42.59	123.19	1750	8층	258.8	O.K.	

※응답수정계수 나누기 전의 값임.

2) 받침변위 (㎜)

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	허용변위		
A1	1	89.50	35.59	31.29	102.13	1750	8층	144	O.K.	
	2	89.23	35.61	30.03	102.15	1750	8층	144	O.K.	
	3	89.17	35.64	29.49	102.19	1750	8층	144	O.K.	
	4	89.17	35.64	29.12	102.17	1750	8층	144	O.K.	
	5	89.01	35.62	28.21	102.06	1750	8층	144	O.K.	
P1 (전열)	6	24.11	7.93	8.81	24.41	1750	3층	54	O.K.	
	7	23.96	7.95	7.96	24.44	1750	3층	54	O.K.	
	8	23.80	7.97	7.16	24.49	1750	3층	54	O.K.	
	9	23.74	7.98	7.02	24.50	1750	3층	54	O.K.	
	10	23.89	7.98	7.74	24.47	1750	3층	54	O.K.	
P1 (후열)	11	24.13	7.97	8.83	24.77	1750	3층	54	O.K.	
	12	23.97	7.98	7.97	24.78	1750	3층	54	O.K.	
	13	23.80	8.01	7.15	24.82	1750	3층	54	O.K.	
	14	23.74	8.03	7.03	24.84	1750	3층	54	O.K.	
	15	23.91	8.03	7.80	24.82	1750	3층	54	O.K.	
P2 (전열)	16	27.57	7.39	10.83	23.83	1750	3층	54	O.K.	
	17	27.26	7.40	9.40	23.90	1750	3층	54	O.K.	
	18	26.99	7.41	8.22	23.97	1750	3층	54	O.K.	
	19	27.18	7.41	8.95	24.00	1750	3층	54	O.K.	
	20	27.59	7.41	10.57	24.05	1750	3층	54	O.K.	
P2 (후열)	21	27.58	7.20	10.86	23.02	1750	3층	54	O.K.	
	22	27.26	7.22	9.41	23.12	1750	3층	54	O.K.	
	23	26.99	7.25	8.22	23.20	1750	3층	54	O.K.	
	24	27.18	7.25	8.95	23.24	1750	3층	54	O.K.	
	25	27.60	7.26	10.59	23.28	1750	3층	54	O.K.	
P3 (전열)	26	41.79	9.04	16.49	25.87	1750	3층	54	O.K.	
	27	41.39	9.06	14.56	25.96	1750	3층	54	O.K.	
	28	41.05	9.07	13.08	26.03	1750	3층	54	O.K.	
	29	40.76	9.07	12.23	26.07	1750	3층	54	O.K.	
	30	41.28	9.08	14.31	26.14	1750	3층	54	O.K.	
P4 (후열)	31	41.80	8.80	16.54	24.85	1750	3층	54	O.K.	
	32	41.39	8.83	14.61	24.99	1750	3층	54	O.K.	
	33	41.06	8.84	13.13	25.07	1750	3층	54	O.K.	
	34	40.74	8.85	12.21	25.11	1750	3층	54	O.K.	
	35	41.26	8.85	14.27	25.16	1750	3층	54	O.K.	
A2	36	90.46	22.10	34.73	54.66	1750	8층	144	O.K.	
	37	89.81	22.12	32.29	54.76	1750	8층	144	O.K.	
	38	89.32	22.13	30.42	54.81	1750	8층	144	O.K.	
	39	88.87	22.13	28.66	54.84	1750	8층	144	O.K.	
	40	88.63	22.13	27.60	54.87	1750	8층	144	O.K.	

3) 기둥에 작용하는 탄성지진력

구분		Frame	LOAD	교축방향		변위(m)	교직방향		변위(m)
				전단력 (KN)	모멘트 (KN-		전단력 (KN)	모멘트 (KN-	
P1	상단	A	COMBO1	1819.81	3803.16	0.065	621.32	4086.63	0.037
		A	COMBO2	669.73	1632.05	0.061	1804.20	12569.25	0.033
	하단	B	COMBO1	1908.36	26159.42		665.86	11638.83	
		B	COMBO2	699.73	9818.35		1925.29	34553.43	
P2	상단	C	COMBO1	1932.58	3996.47	0.047	563.45	3838.32	0.019
		C	COMBO2	676.48	1832.37	0.020	1538.07	11863.67	0.114
	하단	D	COMBO1	2017.89	26621.62		619.23	10277.81	
		D	COMBO2	707.17	9735.78		1695.69	29591.06	
P3	상단	E	COMBO1	2462.44	5193.41	0.019	677.09	3294.16	0.107
		E	COMBO2	837.50	2205.88	0.015	1655.51	9684.11	0.056
	하단	F	COMBO1	2523.20	27747.31		698.76	9294.81	
		F	COMBO2	868.70	9841.37		1714.94	24507.10	

6. 상부구조의 여유간격 검토

지진시에 상부구조와 교대 혹은 인접하는 상부구조간의 충돌에 의한 주요 구조부재의 손상을 방지하고, 설계시 고려된 내진성능이 충분히 발휘할 수 있도록 하기 위하여 상부구조의 단부에는 여유간격을 설치하여야 한다. 상부구조의 여유간격은 다음식에 의한 값보다 작아서는 안된다.

$$\Delta li = d + \Delta ls + \Delta ls + 0.4\Delta lt$$

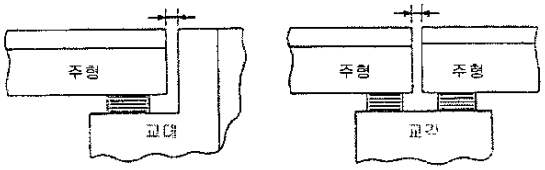
여기서, Δli : 상부구조의 여유간격
d : 지반에 대한 상부구조의 총변위 (di + dsub)
Δls : 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량 (mm)
Δlc : 콘크리트의 크리프에 의한 이동량 (mm)
Δlt : 온도변화에 의한 이동량 (mm)
(Δls 와 Δlc 는 수축량이므로 고려하지 않음)

- 상부구조의 여유간격 검토

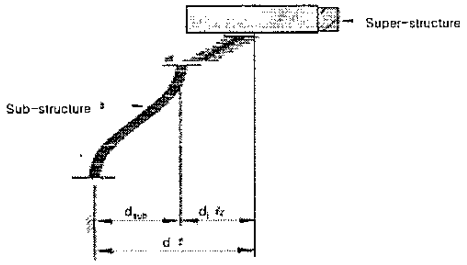
상부구조의 여유간격은 도로교설계기준 2.4.1.3 page.42에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다 커야 하며, 또한 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접상부구조 및 주요구조부재간의 충돌 가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

(단위:mm)

구 분	상부구조의 총변위 (d)		상부변위	온도변위	여유간격	설치유간	검토결과
	받침변위	교각변위					
	(di)	(dsub)	(di+dsub)	(Δlt)	(Δli)		
A1	89.50	0.00	89.50	28.00	100.70	150	O.K
A2	90.46	0.00	90.46	28.00	101.66	150	O.K



<그림> 상부구조의 여유간격



<그림> 지반에 대한 상부구조의 총변위 (d = di + dsub)

내진해석(오창방향)

목 차

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

2. 단면특성
   2.1 상부구조
   2.2 하부구조
   2.3 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] = 140.263 m

1.3 교 폭 : 12.625 m

1.4 교각형식
T형교각

1.5 교각기초형식 : 직접기초

1.6 내진설계상수
(1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 p.456)
(2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 p.456)
(3) 위험도계수 : I = 1.4 (도로교 설계기준 p.456)
(2) 가속도계수 : A = 0.154 (도로교 설계기준 p.455)
(3) 지반계수 : S = 1.2 (지반종류 2 , 도로교 설계기준 p.457)
(4) 응답수정계수 (도로교 설계기준 p.458)
(5) 고유치 해석방법 : Ritz Vector
(6) 받침형식 : 탄성받침

1.7 해석방법

(1) 해석방법 선정
다중모드 스펙트럼 해석
(2) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델
(1) 사용프로그램 : SAP2000
(2) 모델링 : Frame요소사용
(3) 질량산정 : 1.2차 고정하중 및 자중을 각 요소에
단위길이당 분포질량으로 입력

2. 단면특성

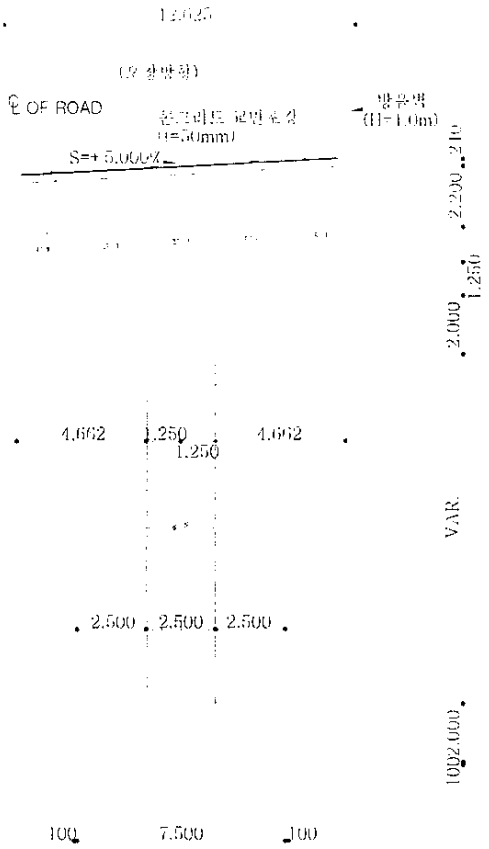
2.1 상부구조

: 상부구조는 PSC BEAM교로 이루어져 있으며 교폭은 12.625 이다.

상부구조의 일반도는 아래와 같다.

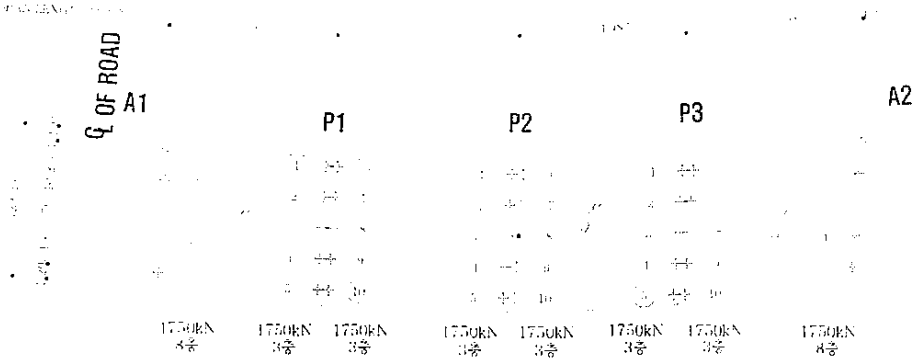
2.2 하부구조

: 하부구조는 다주형교각으로 구성되어져 있으며 개략적인 제원은 다음과 같다.



2.3 적용 받침 특성

1) 받침배치



* SAP2000 NLLINK - PROPERTY

```
NLPROP
 NAME=P175H8   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=605000  CE=0
  DOF=U2  KE=2875  CE=0
  DOF=U3  KE=2875  CE=0
 NAME=P175H3   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=504200  CE=0
  DOF=U2  KE=2396  CE=0
  DOF=U3  KE=2396  CE=0
```

* SAP2000 NLLINK : 를 사용하여 각 받침 모델링

2.4 항복유효 단면2차모멘트

■ 항복유효 단면2차모멘트 $I_{y.eff}$ 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

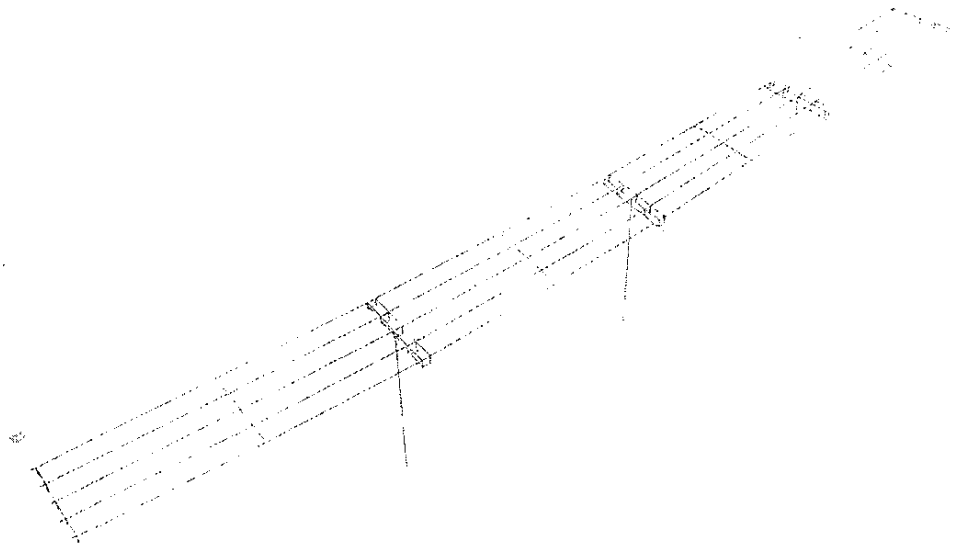
구 분	단위	P1	P2	P3	
기둥직경	mm	2500	2500	2500	
단면적 Ag	mm^2	4908738.52	4908738.52	4908738.52	
단면2차모멘트 Ig	mm^4	1,917,475,984,857	1,917,475,984,857	1,917,475,984,857	
콘크리트강도	MPa	27	27	27	
계수축력	kN	22750.796	22115.859	21947.046	
사용철근량	mm^2	89397.0	74703.2	74703.2	
축방향철근비 ρl		0.01821	0.01522	0.01522	
항복유효 단면 2차모멘트 Iy.eff	mm^4	964,176,758,262	891,950,309,540	891,051,765,267	
Iy.eff/Ig		0.503	0.465	0.465	

3. 구조해석

3.1 MODELING

산수교(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

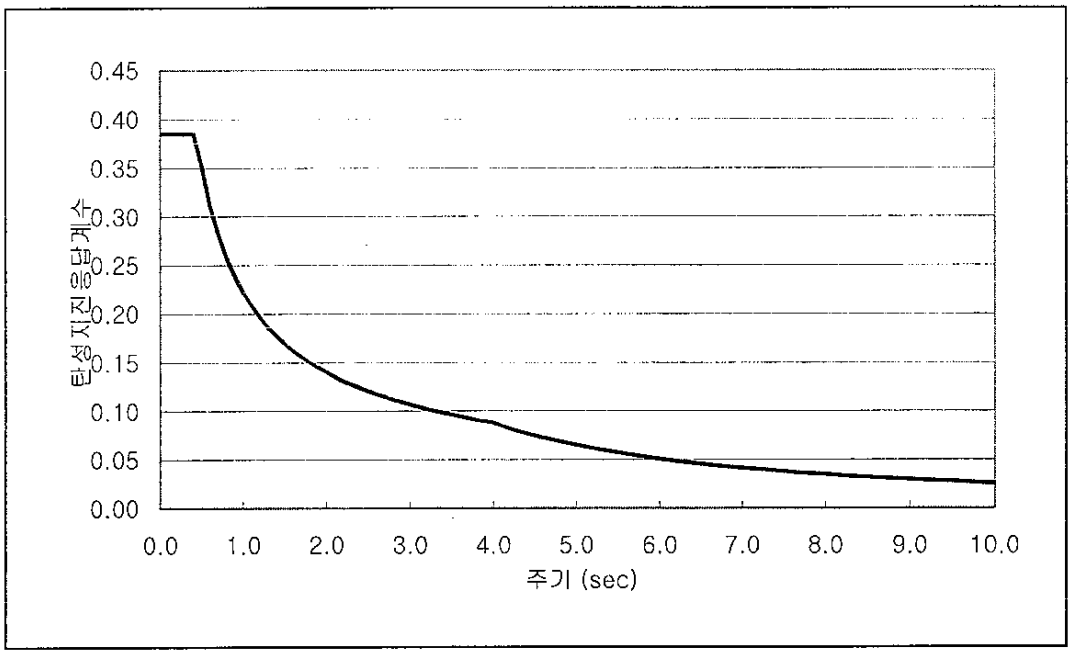
① $T \leq 4.0$ sec

$$Cs = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \quad \leq \quad 2.5 \times A$$

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/sec^2)	비고
0.0000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.1000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.2000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.3000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.4000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.5000	0.1540	1.2000	0.3520	3.4533	
0.6000	0.1540	1.2000	0.3117	3.0581	
0.7000	0.1540	1.2000	0.2813	2.7594	
0.8000	0.1540	1.2000	0.2573	2.5244	
0.9000	0.1540	1.2000	0.2379	2.3338	
1.0000	0.1540	1.2000	0.2218	2.1755	
1.1000	0.1540	1.2000	0.2081	2.0415	
1.2000	0.1540	1.2000	0.1964	1.9265	
1.3000	0.1540	1.2000	0.1862	1.8264	
1.4000	0.1540	1.2000	0.1772	1.7383	
1.5000	0.1540	1.2000	0.1692	1.6602	
1.6000	0.1540	1.2000	0.1621	1.5903	
1.7000	0.1540	1.2000	0.1557	1.5273	
1.8000	0.1540	1.2000	0.1499	1.4702	
1.9000	0.1540	1.2000	0.1446	1.4181	
2.0000	0.1540	1.2000	0.1397	1.3705	
2.1000	0.1540	1.2000	0.1352	1.3266	
2.2000	0.1540	1.2000	0.1311	1.2861	
2.3000	0.1540	1.2000	0.1273	1.2485	
2.4000	0.1540	1.2000	0.1237	1.2136	
2.5000	0.1540	1.2000	0.1204	1.1810	
2.6000	0.1540	1.2000	0.1173	1.1505	
2.7000	0.1540	1.2000	0.1144	1.1220	
2.8000	0.1540	1.2000	0.1116	1.0951	
2.9000	0.1540	1.2000	0.1090	1.0698	
3.0000	0.1540	1.2000	0.1066	1.0459	
3.2000	0.1540	1.2000	0.1021	1.0018	
3.4000	0.1540	1.2000	0.0981	0.9621	
3.6000	0.1540	1.2000	0.0944	0.9262	
3.8000	0.1540	1.2000	0.0911	0.8934	
4.0000	0.1540	1.2000	0.0880	0.8633	
4.2500	0.1540	1.2000	0.0805	0.7900	
4.5000	0.1540	1.2000	0.0746	0.7321	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec²)	비고
4.7500	0.1540	1.2000	0.0694	0.6811	
5.0000	0.1540	1.2000	0.0648	0.6361	
5.2500	0.1540	1.2000	0.0608	0.5960	
5.5000	0.1540	1.2000	0.0571	0.5602	
5.7500	0.1540	1.2000	0.0538	0.5280	
6.0000	0.1540	1.2000	0.0508	0.4988	
6.2500	0.1540	1.2000	0.0482	0.4724	
6.5000	0.1540	1.2000	0.0457	0.4483	
6.7500	0.1540	1.2000	0.0435	0.4263	
7.0000	0.1540	1.2000	0.0414	0.4062	
7.2500	0.1540	1.2000	0.0395	0.3876	
7.5000	0.1540	1.2000	0.0378	0.3705	
7.7500	0.1540	1.2000	0.0361	0.3546	
8.0000	0.1540	1.2000	0.0347	0.3399	
8.2500	0.1540	1.2000	0.0333	0.3263	
8.5000	0.1540	1.2000	0.0320	0.3135	
8.7500	0.1540	1.2000	0.0307	0.3016	
9.0000	0.1540	1.2000	0.0296	0.2905	
9.2500	0.1540	1.2000	0.0286	0.2801	
9.5000	0.1540	1.2000	0.0276	0.2703	
9.7500	0.1540	1.2000	0.0266	0.2611	
10.0000	0.1540	1.2000	0.0257	0.2524	
15.0000	0.1540	1.2000	0.0150	0.1470	
20.0000	0.1540	1.2000	0.0102	0.1002	

4. 고유치 해석결과

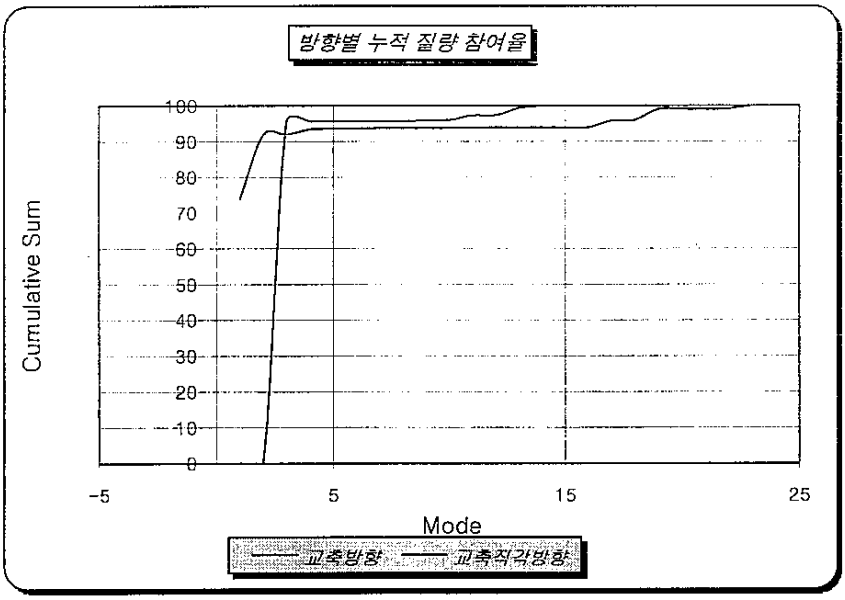
4.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	PERIOD	FREQUENCY		EIGENVALUE	비고
	(TIME)	(CYC/TIME)	(RAD/TIME)	(RAD/TIME)**2	
1	1.6097	0.6212	3.90	15.24	
2	1.3531	0.7391	4.64	21.56	
3	1.2959	0.7717	4.85	23.51	
4	1.0340	0.9671	6.08	36.92	
5	0.7686	1.3011	8.17	66.83	
6	0.5719	1.7484	10.99	120.68	
7	0.4233	2.3626	14.84	220.36	
8	0.4060	2.4632	15.48	239.53	
9	0.3968	2.5200	15.83	250.71	
10	0.3763	2.6573	16.70	278.76	
11	0.3750	2.6664	16.75	280.68	
12	0.3649	2.7407	17.22	296.53	
13	0.3079	3.2473	20.40	416.30	
14	0.2930	3.4125	21.44	459.74	
15	0.2766	3.6151	22.71	515.96	
16	0.2643	3.7838	23.77	565.23	
17	0.2320	4.3112	27.09	733.78	
18	0.2129	4.6981	29.52	871.38	
19	0.2025	4.9388	31.03	962.93	
20	0.1808	5.5307	34.75	1207.60	
21	0.1570	6.3692	40.02	1601.49	
22	0.1214	8.2350	51.74	2677.25	
23	0.1094	9.1419	57.44	3299.36	
24	0.0707	14.1459	88.88	7899.84	
25	0.0516	19.3743	121.73	14818.77	

4.2 질량 참여율

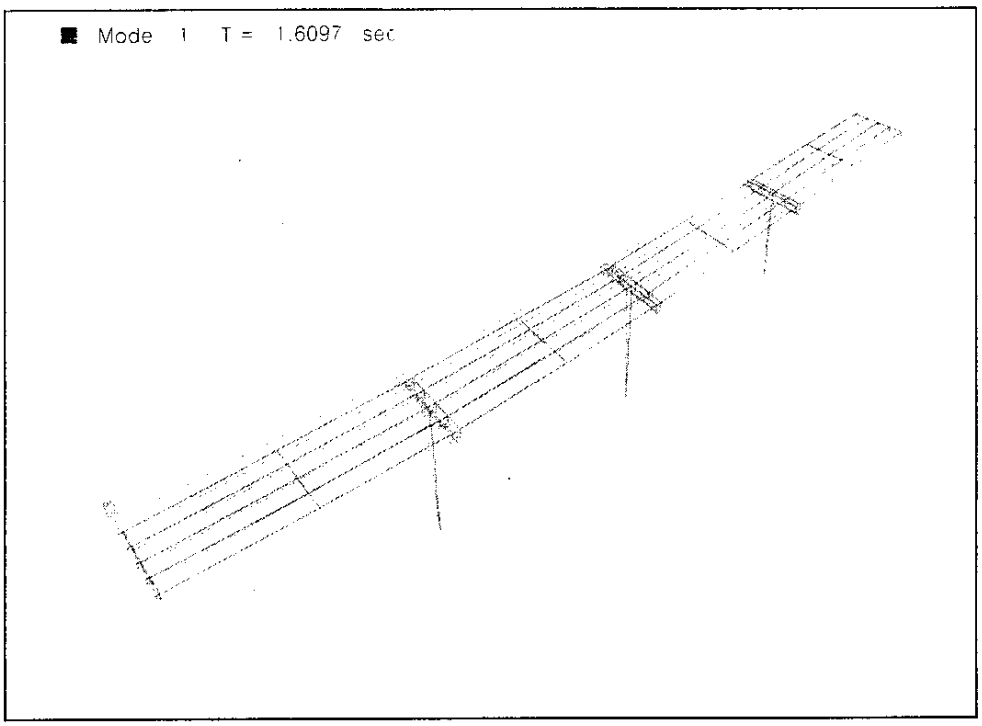
고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.

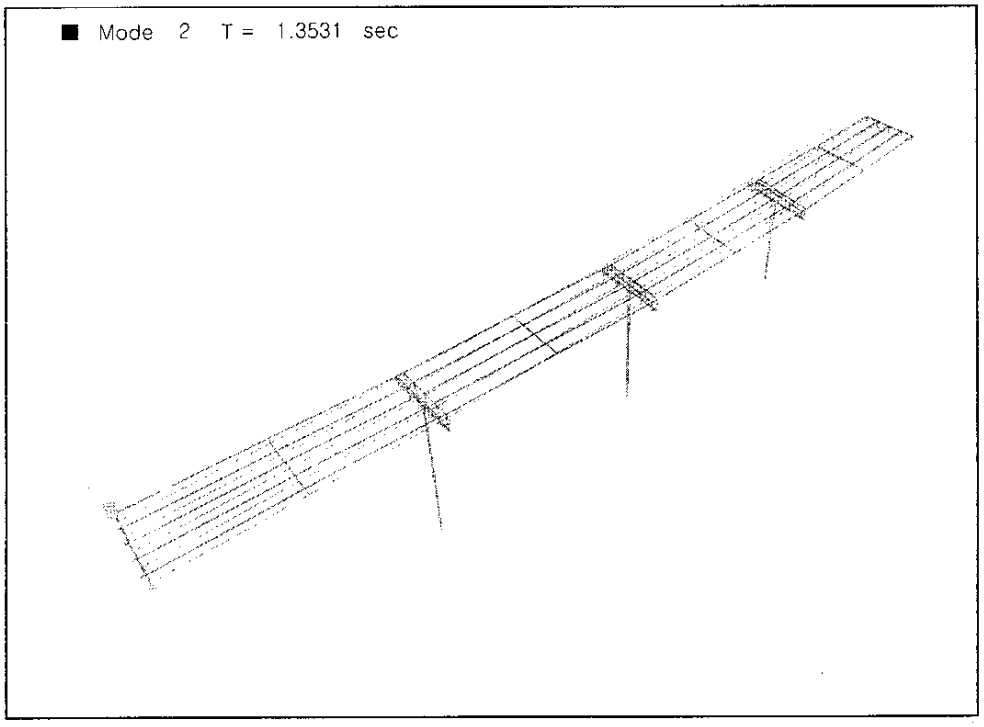


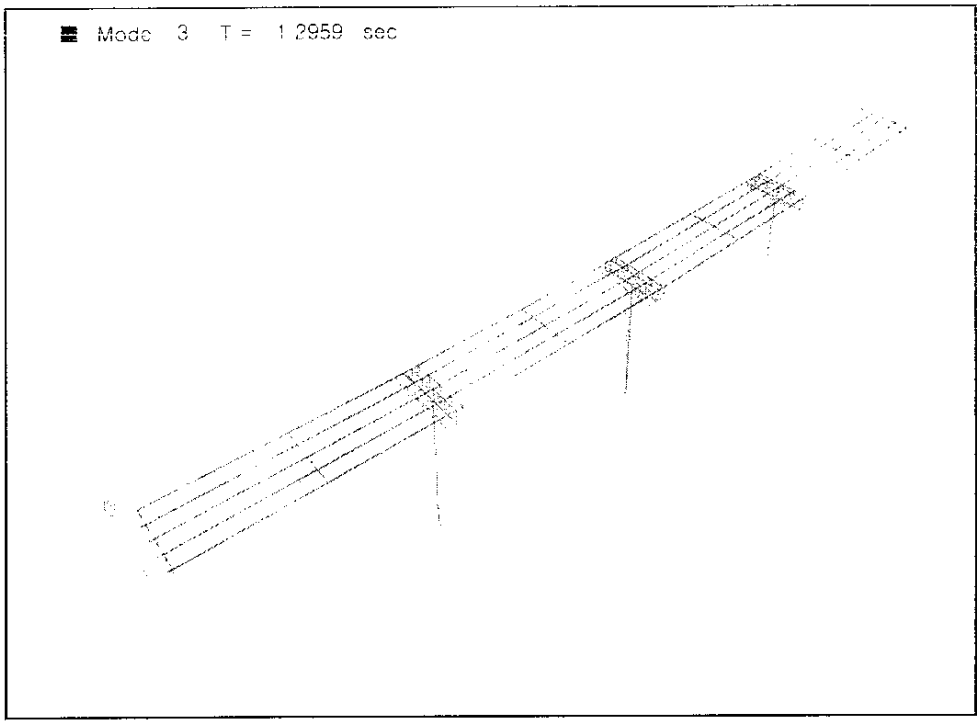
< 질량참여율 >

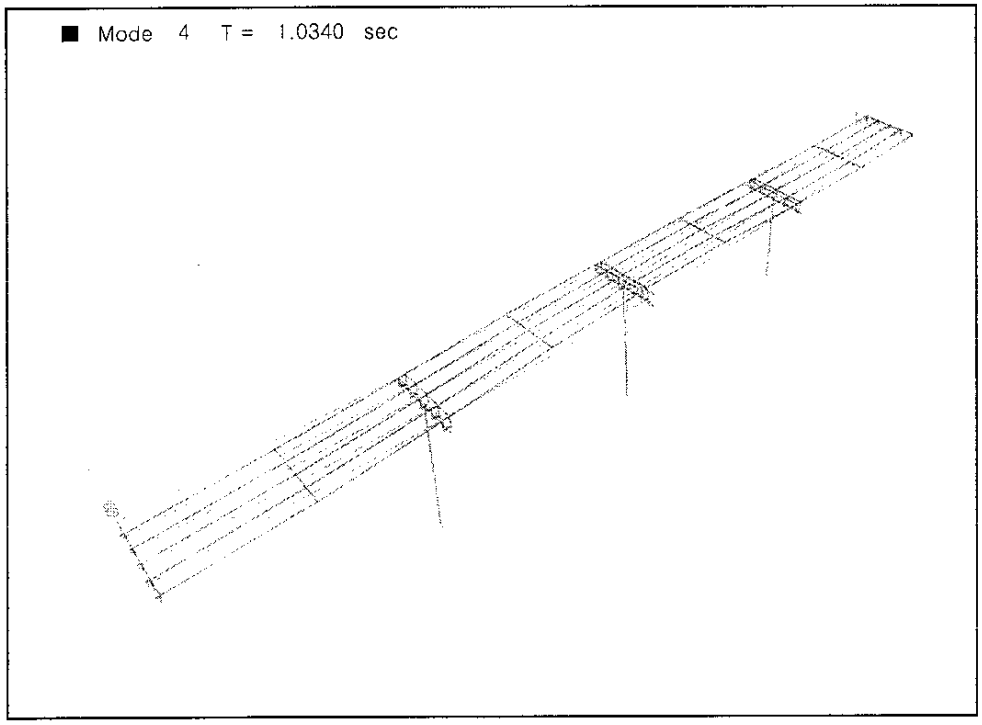
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.610	0.016	73.909	0.000	0.016	73.909	0.000
2	1.353	0.254	18.003	0.000	0.270	91.912	0.000
3	1.296	95.414	0.009	0.000	95.684	91.921	0.000
4	1.034	0.001	1.508	0.000	95.685	93.429	0.000
5	0.769	0.000	0.287	0.000	95.685	93.716	0.000
6	0.572	0.000	0.008	0.000	95.685	93.724	0.000
7	0.423	0.001	0.045	0.001	95.685	93.769	0.001
8	0.406	0.000	0.029	0.001	95.685	93.798	0.001
9	0.397	0.253	0.001	0.002	95.939	93.799	0.003
10	0.376	0.078	0.017	0.000	96.016	93.816	0.004
11	0.375	1.304	0.003	0.001	97.320	93.818	0.004
12	0.365	0.004	0.074	0.003	97.323	93.892	0.007
13	0.308	2.034	0.007	0.038	99.357	93.899	0.045
14	0.293	0.583	0.001	0.026	99.941	93.900	0.071
15	0.277	0.002	0.044	0.013	99.942	93.944	0.083
16	0.264	0.028	0.000	6.512	99.971	93.944	6.595
17	0.232	0.006	1.909	0.022	99.977	95.853	6.617
18	0.213	0.008	0.219	0.022	99.985	96.072	6.638
19	0.202	0.010	3.026	0.090	99.995	99.097	6.728
20	0.181	0.000	0.003	47.964	99.995	99.100	54.692
21	0.157	0.002	0.004	0.001	99.997	99.104	54.693
22	0.121	0.000	0.052	0.005	99.997	99.156	54.698
23	0.109	0.003	0.837	0.056	100.000	99.993	54.754
24	0.071	0.000	0.000	38.465	100.000	99.993	93.220
25	0.052	0.000	0.001	5.398	100.000	99.994	98.617

4.3 모드형상(Mode Shape)






Mode 3 T = 1.2959 sec


Mode 4 T = 1.0340 sec

5. 내진해석결과

② 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	151.27	67.29	54.83	203.72	1750	8층	258.8	O.K.	
	2	150.53	67.37	51.89	203.94	1750	8층	258.8	O.K.	
	3	149.83	67.45	49.09	204.13	1750	8층	258.8	O.K.	
	4	149.34	67.47	47.00	204.18	1750	8층	258.8	O.K.	
	5	149.53	67.46	47.14	204.09	1750	8층	258.8	O.K.	
P1 (전열)	6	144.77	46.05	59.08	140.60	1750	3층	258.8	O.K.	
	7	142.99	46.22	51.41	141.08	1750	3층	258.8	O.K.	
	8	141.51	46.33	45.34	141.50	1750	3층	258.8	O.K.	
	9	142.74	46.34	50.18	141.67	1750	3층	258.8	O.K.	
	10	144.46	46.32	57.38	141.66	1750	3층	258.8	O.K.	
P1 (후열)	11	144.86	45.43	59.24	139.16	1750	3층	258.8	O.K.	
	12	143.03	45.62	51.42	139.57	1750	3층	258.8	O.K.	
	13	141.51	45.85	45.27	140.01	1750	3층	258.8	O.K.	
	14	142.83	45.99	50.40	140.26	1750	3층	258.8	O.K.	
	15	144.60	46.03	57.80	140.35	1750	3층	258.8	O.K.	
P2 (전열)	16	168.82	40.13	70.93	123.59	1750	3층	258.8	O.K.	
	17	166.23	40.31	60.32	124.13	1750	3층	258.8	O.K.	
	18	163.86	40.39	51.25	124.56	1750	3층	258.8	O.K.	
	19	165.68	40.39	58.24	124.80	1750	3층	258.8	O.K.	
	20	168.36	40.43	68.85	125.05	1750	3층	258.8	O.K.	
P2 (후열)	21	168.81	38.84	70.95	119.74	1750	3층	258.8	O.K.	
	22	166.21	39.08	60.32	120.39	1750	3층	258.8	O.K.	
	23	163.85	39.29	51.24	120.88	1750	3층	258.8	O.K.	
	24	165.67	39.40	58.21	121.11	1750	3층	258.8	O.K.	
	25	168.36	39.43	68.84	121.25	1750	3층	258.8	O.K.	
P3 (전열)	26	243.51	48.58	96.34	142.67	1750	3층	258.8	O.K.	
	27	241.23	48.65	85.66	142.97	1750	3층	258.8	O.K.	
	28	238.95	48.70	76.15	143.13	1750	3층	258.8	O.K.	
	29	238.98	48.70	77.32	143.08	1750	3층	258.8	O.K.	
	30	241.51	48.68	87.82	143.02	1750	3층	258.8	O.K.	
P4 (후열)	31	243.47	48.54	96.39	141.72	1750	3층	258.8	O.K.	
	32	241.21	48.60	85.76	142.06	1750	3층	258.8	O.K.	
	33	238.95	48.59	76.30	142.21	1750	3층	258.8	O.K.	
	34	238.88	48.51	77.11	142.11	1750	3층	258.8	O.K.	
	35	241.38	48.43	87.51	141.94	1750	3층	258.8	O.K.	
A2	36	152.43	44.73	59.27	125.36	1750	8층	258.8	O.K.	
	37	151.14	44.72	54.71	125.36	1750	8층	258.8	O.K.	
	38	149.95	44.69	50.51	125.30	1750	8층	258.8	O.K.	
	39	148.86	44.64	46.63	125.16	1750	8층	258.8	O.K.	
	40	149.27	44.57	47.73	124.99	1750	8층	258.8	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	98.32	39.00	34.32	112.94	1750	8층	144	O.K.	
	2	98.03	39.02	33.00	112.97	1750	8층	144	O.K.	
	3	97.98	39.05	32.50	113.02	1750	8층	144	O.K.	
	4	98.00	39.06	32.25	113.01	1750	8층	144	O.K.	
	5	97.84	39.04	31.38	112.91	1750	8층	144	O.K.	
P1 (전열)	6	23.57	7.84	8.79	24.36	1750	3층	54	O.K.	
	7	23.39	7.86	7.87	24.40	1750	3층	54	O.K.	
	8	23.20	7.89	7.02	24.46	1750	3층	54	O.K.	
	9	23.17	7.90	7.03	24.48	1750	3층	54	O.K.	
	10	23.34	7.89	7.85	24.44	1750	3층	54	O.K.	
P1 (후열)	11	23.59	7.90	8.82	24.81	1750	3층	54	O.K.	
	12	23.40	7.91	7.88	24.81	1750	3층	54	O.K.	
	13	23.20	7.94	7.00	24.86	1750	3층	54	O.K.	
	14	23.18	7.96	7.04	24.90	1750	3층	54	O.K.	
	15	23.36	7.97	7.91	24.91	1750	3층	54	O.K.	
P2 (전열)	16	27.30	7.34	11.02	23.65	1750	3층	54	O.K.	
	17	26.90	7.36	9.40	23.73	1750	3층	54	O.K.	
	18	26.58	7.37	8.13	23.81	1750	3층	54	O.K.	
	19	26.79	7.37	8.98	23.86	1750	3층	54	O.K.	
	20	27.23	7.37	10.77	23.92	1750	3층	54	O.K.	
P2 (후열)	21	27.31	7.12	11.05	22.70	1750	3층	54	O.K.	
	22	26.91	7.15	9.41	22.82	1750	3층	54	O.K.	
	23	26.58	7.18	8.13	22.90	1750	3층	54	O.K.	
	24	26.79	7.19	8.98	22.95	1750	3층	54	O.K.	
	25	27.24	7.19	10.79	22.99	1750	3층	54	O.K.	
P3 (전열)	26	45.04	9.62	17.88	27.69	1750	3층	54	O.K.	
	27	44.56	9.65	15.71	27.80	1750	3층	54	O.K.	
	28	44.17	9.66	14.07	27.88	1750	3층	54	O.K.	
	29	43.90	9.66	13.38	27.93	1750	3층	54	O.K.	
	30	44.46	9.67	15.67	28.03	1750	3층	54	O.K.	
P4 (후열)	31	45.05	9.31	17.94	26.49	1750	3층	54	O.K.	
	32	44.57	9.35	15.76	26.65	1750	3층	54	O.K.	
	33	44.18	9.37	14.12	26.74	1750	3층	54	O.K.	
	34	43.88	9.38	13.35	26.79	1750	3층	54	O.K.	
	35	44.44	9.38	15.61	26.84	1750	3층	54	O.K.	
A2	36	99.42	23.31	38.29	57.91	1750	8층	144	O.K.	
	37	98.66	23.33	35.53	58.01	1750	8층	144	O.K.	
	38	98.10	23.34	33.43	58.06	1750	8층	144	O.K.	
	39	97.58	23.34	31.49	58.08	1750	8층	144	O.K.	
	40	97.35	23.33	30.50	58.11	1750	8층	144	O.K.	

3) 기둥에 작용하는 탄성지진력

구분		Frame	LOAD	교축방향		변위(m)	교직방향		변위(m)
				전단력 (KN)	모멘트 (KN-		전단력 (KN)	모멘트 (KN-	
P1	상단	A	COMBO1	1793.43	3745.53	0.074	624.05	4280.50	0.042
		A	COMBO2	697.20	1863.72	0.023	1794.88	13127.89	0.130
	하단	B	COMBO1	1878.87	27416.79		678.67	12417.26	
		B	COMBO2	700.37	10370.44		1923.71	36804.55	
P2	상단	C	COMBO1	1963.85	4058.22	0.070	570.18	4056.53	0.038
		C	COMBO2	701.17	1963.21	0.022	1559.29	12588.78	0.122
	하단	D	COMBO1	2052.16	28360.90		630.21	10959.06	
		D	COMBO2	733.65	10401.07		1691.79	31639.12	
P3	상단	E	COMBO1	2604.55	5540.81	0.053	689.37	3439.33	0.021
		E	COMBO2	895.30	2375.67	0.017	1677.10	10084.39	0.061
	하단	F	COMBO1	2701.25	30387.10		709.00	9733.88	
		F	COMBO2	1047.03	10832.50		1711.68	25631.20	

6. 상부구조의 여유간격 검토

지진시에 상부구조와 교대 혹은 인접하는 상부구조간의 충돌에 의한 주요 구조부재의 손상을 방지하고, 설계시 고려된 내진성능이 충분히 발휘할 수 있도록 하기 위하여 상부구조의 단부에는 여유간격을 설치하여야 한다. 상부구조의 여유간격은 다음식에 의한 값보다 작아서는 안된다.

$$\Delta li = d + \Delta ls + \Delta ls + 0.4\Delta lt$$

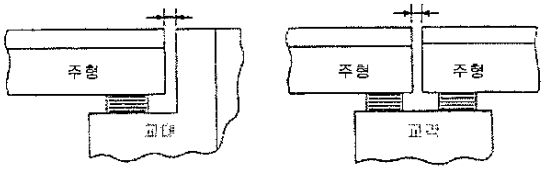
여기서, Δli : 상부구조의 여유간격
d : 지반에 대한 상부구조의 총변위 (di + dsub)
Δls : 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량 (mm)
Δlc : 콘크리트의 크리프에 의한 이동량 (mm)
Δlt : 온도변화에 의한 이동량 (mm)
(Δls 와 Δlc 는 수축량이므로 고려하지 않음)

- 상부구조의 여유간격 검토

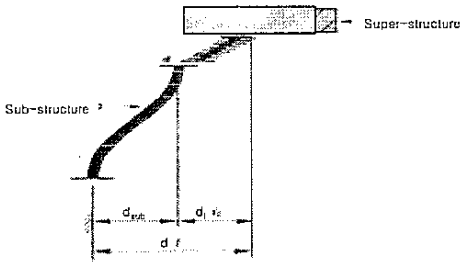
상부구조의 여유간격은 도로교설계기준 2.4.1.3 page.42에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다 커야 하며, 또한 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접상부구조 및 주요구조부재간의 충돌 가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

(단위:mm)

구 분	상부구조의 총변위 (d)		상부변위	온도변위	여유간격	설치유간	검토결과
	받침변위	교각변위					
	(di)	(dsub)	(di+dsub)	(Δlt)	(Δli)		
A1	98.32	0.00	98.32	28.00	109.52	150	O.K
A2	99.42	0.00	99.42	28.00	110.62	150	O.K



<그림> 상부구조의 여유간격



<그림> 지반에 대한 상부구조의 총변위 (d = di + dsub)

14. 복현1교

상부 구조

(S1,S3)

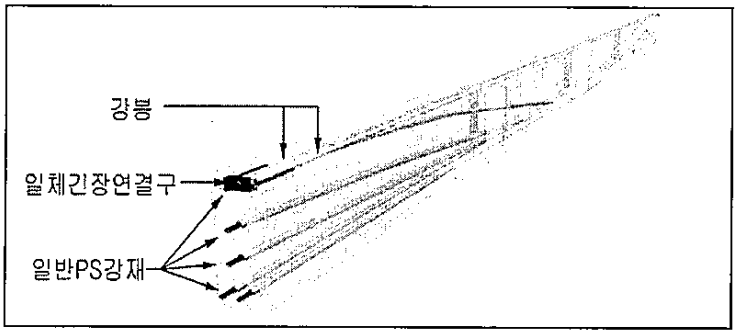
1. 설 계 개 요

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

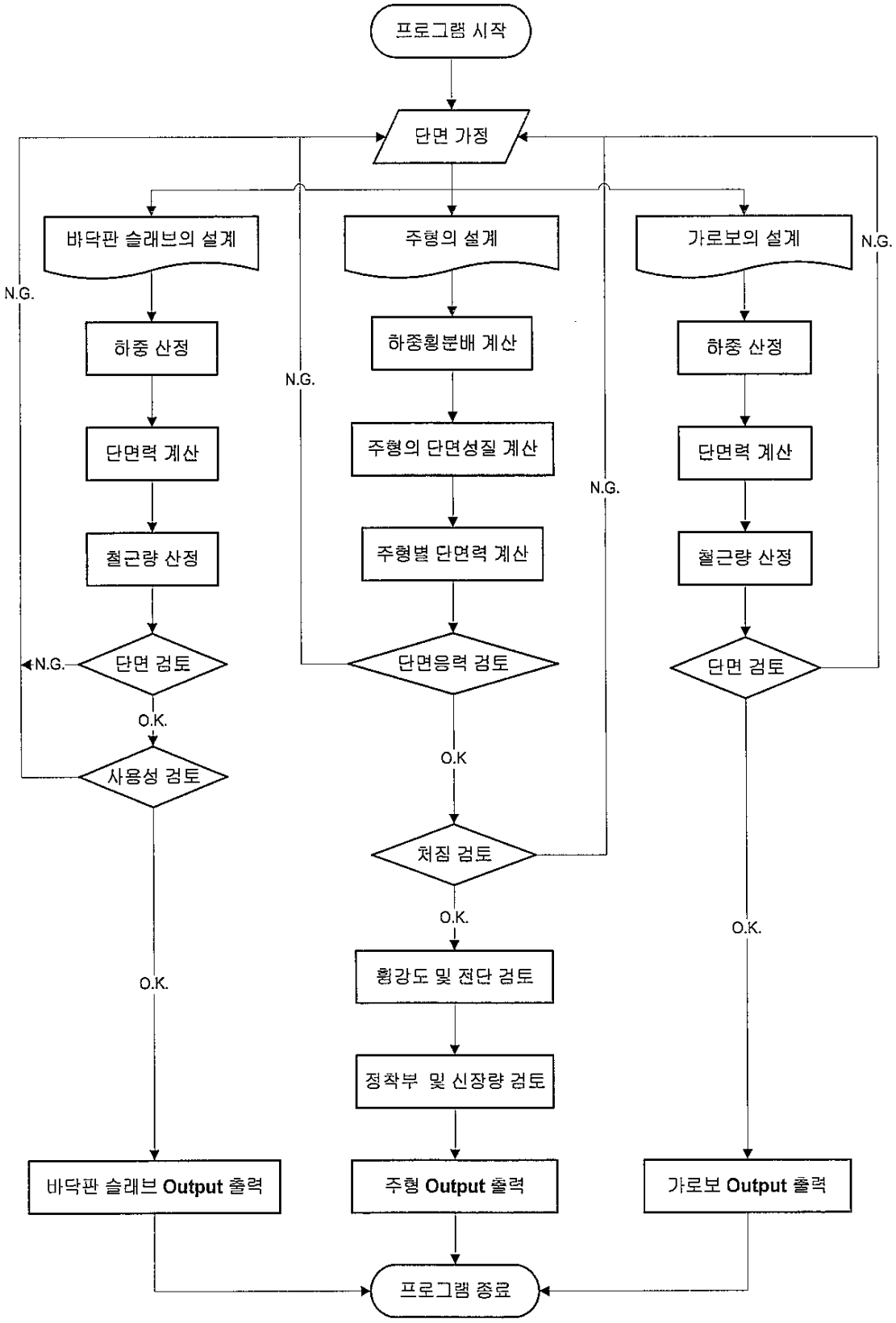
(2) 사용프로그램

- 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.
횡강도 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 : 복현1교_S1,S3
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 30.000 m
(2) 거 더 전 장 : 29.900 m
(3) 설 계 지 간 : 29.000 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 + 29) = 0.217 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

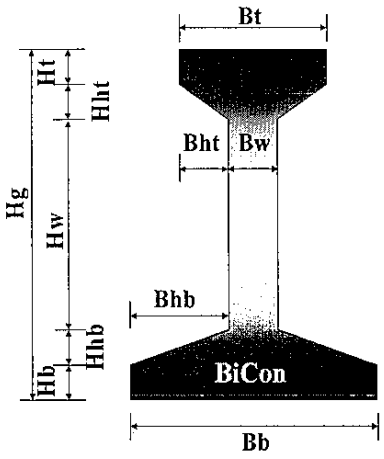
L / 800 = 0.0363 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

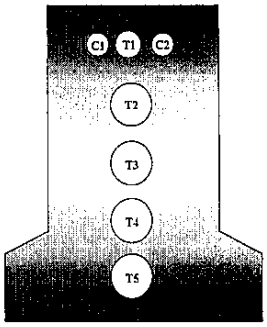
Hg	2100 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1250 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

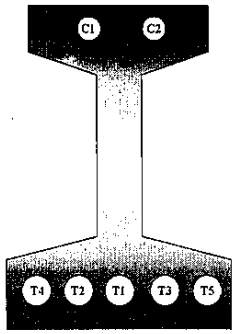
(4) 단부블록크기 : 600 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	15EA	15EA	0EA	0EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	90mm	90mm	0mm	0mm
초기긴장력		-525kN	-525kN	1050kN	2700kN	2700kN	0kN	0kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	1975mm	1975mm	1975mm	1600mm	1150mm	700mm	250mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	-150mm	150mm	-300mm	300mm
	Z	1975mm	1975mm	115mm	125mm	125mm	125mm	125mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

4.1 바닥판 슬래브계산

4.1.1 경험적 설계법 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.

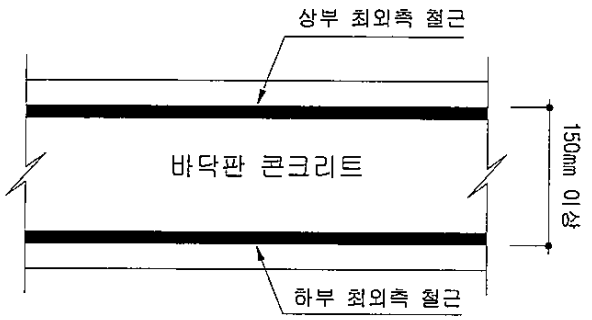
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 + 13/2) = 155 mm ≥ 150 mm ---------- 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 240mm이상인 경우 적용한다.

(9) 콘크리트의 28일 압축강도가 27MPa 이상인 경우 적용한다.

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

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

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

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

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 없을 경우

0.970 m (좌측켄틸레버 길이) < 0.24 × 5 = 1.200 ---------- 적용 불가

1.100 m (우측켄틸레버 길이) < 0.24 × 5 = 1.200 ---------- 적용 불가

※ 경험적 설계법 적용구간

	캔틸레버구간	켄틸레버 인접 내측바닥판	중앙부 내측바닥판	비고
좌측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	
우측	강도설계법	강도설계법 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 13	@	400	=	316.750	mm^2	(현장배근철근)	
	H 13	@	180	=	703.889	cm^2	(Rib-Deck내부철근)	
				Σ =	1020.639	mm^2	(N = 8.056) ----------	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

4.1.4 합성전 프리캐스트 패널 검토

(1) 일반조건

교량명	상부형식
복현1교	BICON

(2) 재료강도 및 특성

구 분		바닥판 슬래브	프리캐스트 패널
콘크리트	압축강도(fck)	27 MPa	40 MPa
	탄성계수(Ec)	$8500\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,804 MPa	$8500\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 30,891 MPa
철 근 (SD40)	항복강도(fy)	400 MPa	400 MPa
	탄성계수(Es)	200,000 MPa	200,000 MPa
Truss Girder (KS D3552)	항복강도(fy)		460 MPa
	탄성계수(Es)		205,000 MPa

(3) 단위중량

구 분	철 근 콘 크 리 트	
단위중량	25.0	kN/m³

(4) 하중산정 (☞ 콘크리트표준시방서(2009. 4장1.7.3)

가) 고정하중

슬래브 : 0.240 m × 25.000 kN/m³ = 6.000 kN/m

Rib자중 : = 0.470 kN/m

W_1 = 6.470 kN/m

계산지간 L = 2.010 m 바닥판 지점의 수 n = 2

Md = (1 / 8) · W1 · L² = (1 / 8) × 6.47 × 2.01² = 3.267 kN · m

나) 활하중

진동식 카트 장비 사용시 = 3.750 kN/m

W_2 = 3.750 kN/m

계산지간 L = 2.010 m 바닥판 지점의 수 n = 2

Ml = (1 / 8) · W2 · L² = (1 / 8) × 3.75 × 2.01² = 1.894 kN · m

다) 하중 조합 (☞ 콘.설 3.3.2)

① Mu = 1.2 Md + 1.6 Ml+i

= 1.2 × 3.267 + 1.6 × 1.894 = 6.951 kN · m

라) 단면검토

① 중앙부 (내측)

f_{ck} =	40.0 MPa	f_y =	400.0 MPa
M_u =	6.951 kN·m		
b =	921.7 mm	h =	110.0 mm
β =	0.77	d' =	40.0 mm
ϕ_f =	0.85	d =	70.0 mm

▪ 강도 감소계수 (ϕ_f) 산정 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

$T = A_s \times f_y$ = 316.8 × 400.0 = 126,700.0

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b$ = 0.85 × 40.0 × a × 921.7 = 31,336.7 a

T = C 이므로, a = 4.043mm

c = 4.043 / β = 4.043 / 0.77 = 5.278 mm

$\varepsilon_y = f_y / E_s$ = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020

$\varepsilon_t = 0.003 \times (dt - c) / c$ = 0.003 × (70.0 - 5.278) / 5.278 = 0.0368

ε_t = 0.0368 ≥ 0.0050 이므로 인장지배 단면이며, Øf = 0.85를 적용한다.

▪ 필요 철근량 산정

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 0.014164 A_s ---------- ①

$M_u = \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$ = 23,800.0 A_s - 170.0 $A_s \cdot a$ ----- ②

식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다.

6,951,000.0 = -2.407943 A_s^2 + 23,800.0 A_s

∴ $A_{s\,req}$ = **301.240** mm^2

▪ 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\,use}$ = H 13 @ 400.0 = 316.8 mm^2 (1Cycle)

Σ = **316.8** mm^2 [사용률 = 1.05] ····· O.K !!

▪ 철근량 검토

$A_{s\,min}$ = 1.4 / f_y × b × d = 225.8 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 0.25√(f_{ck})/f_y × b × d = 255.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 수축 온도 철근량 = 202.8 mm^2 (☞ 콘.설.해 5.7.2)

∴ $A_{s\,min}$ = **255.0** mm^2

$A_{s\,max}$ = 0.714 × ρ_b × b × d = 1,799.6 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

∴ $A_{s\,max}$ ≥ $A_{s\,use}$ ≥ $A_{s\,min}$ ····· O.K !!

▪ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 4.487 mm

ΦM_n = 0.85×316.8×400.0×(70.0-a/2) = 7.297 kN·m > 6.951 kN·m

∴ ΦMn ≥ Mu ····· O.K !!

(5) 합성후 수평전단(Horizontal Shear) 검토

▶ 본 항에서는 프리캐스트 패널과 그 위에 타설되는 현장콘크리트가 합성되는 접합면에서 발생하는 수평 전단력에 대해 프리캐스트 패널 에 삽입되어 돌출된 전단연결재에 의한 전단강도에 대해 검토함.

▶ 패널과 그 위에 타설되는 현장콘크리트가 합성되는 접합면에서 발생하는 수평전단력에 대한 마찰저항력이 최대한 발생하기 위해 Rib-Deck 상면의 마찰조도를 확보하여 제작됨.

▶ 기수행한 프리캐스트 패널의 구조적 안전성 확보에 대한 실험에서 신·구콘크리트의 일체화는 충분히 검증되었음.

가) 고정하중 산정

▪ 포 장 :	0.353	KN/m
▪ 패 널 :	0.591	KN/m
▪ 바닥판 :	1.350	KN/m
계(w_d) :	2.294	KN/m

$$V_d = \frac{w_d \ell}{2} = \frac{2.29 \times 2.01}{2} = 2.305 \quad KN \cdot m$$

나) 활하중 산정

- 충격계수 : $i = 15 / (40 + L)$ $15 / (40 + 2.01) = 0.357 > 0.3$ 이므로

$\therefore$ $i = 0.3$ 적용

$$M_\ell = \frac{L + 0.6}{9.6} \times P_{24} = \frac{2.01 + 0.6}{9.6} \times 96 = 26.100 \quad KN \cdot m$$

$$M_{\ell+i} = 26.100 \times (1 + 0.3) \times 0.8 = 27.144 \quad KN \cdot m$$

$$w_{\ell+i} = \frac{27.144 \times 10}{4.040} = 67.186 \quad KN/m$$

$$V_{\ell+i} = \frac{67.186 \times 2.01}{2} \times 0.3 \quad (단위폭) = 20.257 \quad KN$$

다) 극한전단력

V_u = 1.3 × 2.31 + 2.15 × 20.26 = 46.549 KN

(6) 전단력 산정

▪ 지점에서 유효깊이(d)만큼 떨어진 위치에서의 Vu

V_u = 46.55 × (100.5 - 18.0) / 100.5 = 38.212 KN

(7) 수평전단검토

가) 수평전단강도 검토 (콘크리트구조설계기준 해설.2007, 17.3.2 수평전단강도)

: 합성부재의 제작형태는 최소 전단연결재(Diagonal-Bar)가 있고, 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 6㎜ 깊이로 거칠게 만들어진 경우로 적용함.

① $\phi V_{nh} = \phi \times (1.8 + 0.6 \rho_v f_y) \times \lambda \times b_v \times d$

= 0.75 x (1.8 + 0.6 x 0.000472 x 460)

x 1 x 300 x 180

= 78.172 KN

$$\rho_v = \frac{28.300 \times 1\ ea}{300 \times 200} = 0.000472$$

여기서, ρ_v = 접촉면에 대한 전단연결재 면적의비

λ =(보통콘크리트에 일부러 표면을 거칠게 만든 콘크리트에 새로 친 콘크리트의 경우)

② $\phi V_{nh} = \phi \times 3.5 \times b_v \times d$

= 0.75 x 3.5 x 300 x 180

= 141.750 KN > 78.172 KN

∴ 따라서 ϕV_{nh} = 78.172 KN 적용

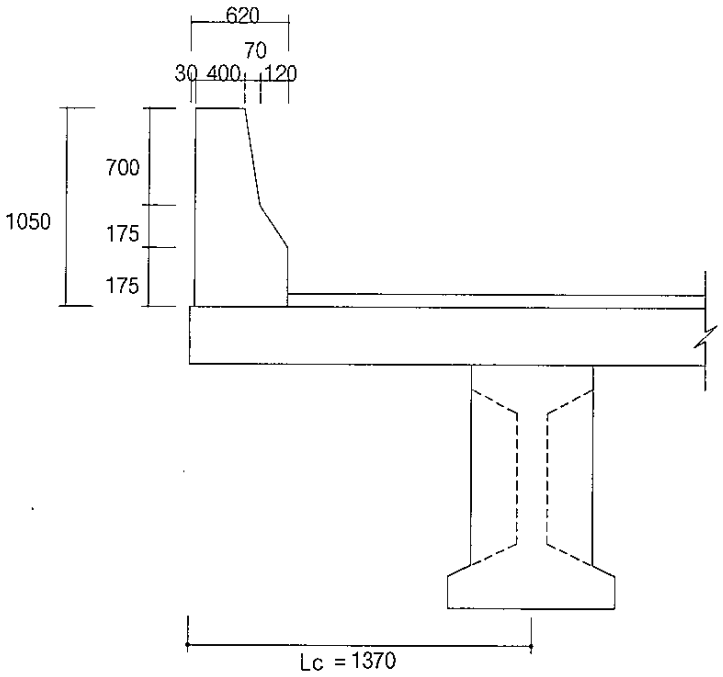
ϕV_{nh} = 78.172 KN > V_u = 38.212 KN ∴ O.K

나) 최대간격 검토

Sv = 250 ㎜ < Sv_{max} = 600 ㎜ ∴ O.K

4.2 캔틸레버 부(좌측)

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L = 0.050 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-154)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 194.00 mm or 220.000 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	0.697	8.730
바닥판	0.233	25.000	5.825	0.485	2.825
포 장	0.018	23.500	0.411	0.175	0.072
방음판			1.000	0.697	0.697
합 계			19.761		12.324

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, P.4-158) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.180 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 / 1.180) · 0.050 · (1 + 0.300) = 5.288 kN · m

(3) 활하중에 의한 휨모멘트

1) ML_{DB} = 5.288 kN · m (DB하중에 의한 휨모멘트)

(4) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 \ (N/m)$

$(100 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \ (N/m) = 23.333 \ kN/m$

$Mco1 = 23.333 \times 1.0 = 23.333 \ kN \cdot m$

2) 작용높이 = 1.290 m

$H = 10.0 \ kN/m$

$Mco2 = 10.0 \times 1.290 = 12.900 \ kN \cdot m$

$\therefore \ Mco = \max(Mco1, Mco2) = 23.333 \ kN \cdot m$

(5) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-15)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	4.613
활하중 비재하시	0.0030	1170	7.196

(6) 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 5.676 ° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

$CF = 0.79 \times V2 / R \quad 0.79 \times 10000 / 1060 = 7.5\%$

$Pcf = (96 / 1.180) \cdot 0.075 = 6.063 \ kN$

$Mcf = 6.063 \times 1.800 = 10.914 \ kN \cdot m$

(7) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	12.324	
2	활하중	Ml	5.288	
3	풍하중	Mw	4.613	활하중 재하시
			7.196	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	직교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(8) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

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

② 사용하중 - 사용성 검토시

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

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	27.391	17.612	
Case 2	25.375	19.520	
Case 3	25.894	22.225	
Case 4	22.896	17.612	
Case 5	24.898	22.225	
Case 6	53.229	40.945	
Case 7	51.423	42.853	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	53.229	
사 용 하 중	42.853	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 53228676.3 (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 × 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 - 53228676.3 = 0 에서

As(req) = 909.827 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0051

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 909.827

② As(min) = 630.000 ∴ As = 909.827 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1213.103

(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 = 53.229 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 = 0.97 × 1000 / 10 = 97 mm

Tcan (240mm) > Tmin (97mm) ---------- 처짐검토 불필요

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

Mmax = Mnet = 42.853 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

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 163.471 MPa

Fsmax (=163.471 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 / 163.47) - 3 × 52.00 = 351.737 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 163.47) = 385.389 mm

Sa는 작은 값인 351.737 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 351.737 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 5.288 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 20.173 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 = 609.584 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) = 609.584 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	12.324	
2	활하중	Ml	5.288	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	4.613	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			38.760	
Case 2	1.3		1.3		46.354	
Case 3	1.3	2.6		0.65	32.768	
Case 4	1.3	2.6	1.3		60.103	
Case 5	1.2		1.2	1.2	48.323	
적 용					**60.103**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 60103252.5 (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 - 60103252.5 = 0 에서

As(req) = 1033.825 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0057

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1033.825

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1378.433

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1819.654

∴ As = 1819.654 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 19 @ 200 = 1432.500

② H 19 @ 200 = 1432.500

∑ = 2865.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

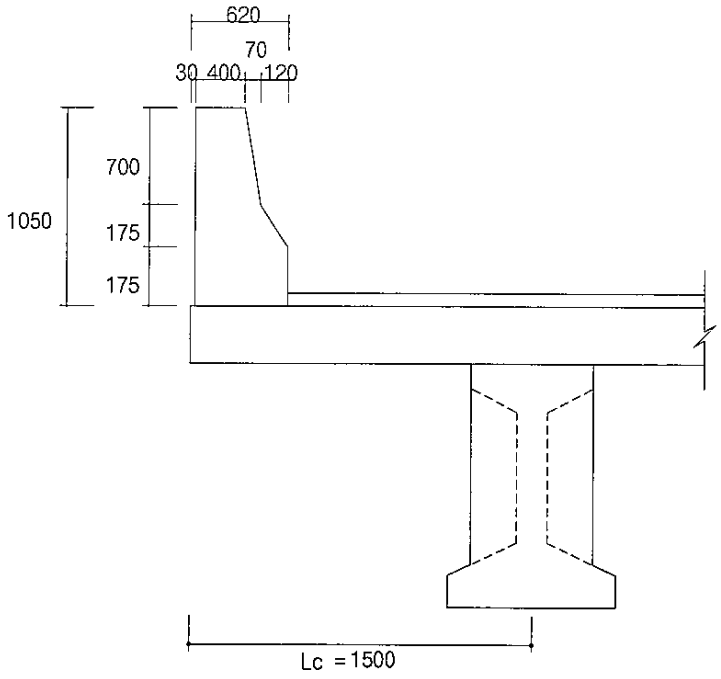
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 151.017 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 49.935 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 151.017 kN · m > Mu = 60.103 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.4-153)

L = 0.180 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-154)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 230.40 mm or 220.000 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 230.400 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	0.827	10.358
바닥판	0.264	25.000	6.600	0.550	3.630
포 장	0.024	23.500	0.564	0.240	0.135
방음판			3.000	0.827	2.481
합 계			22.689		16.604

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, P.4-158) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.284 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 / 1.284) · 0.180 · (1 + 0.300) = 17.495 kN · m

(3) 활하중에 의한 휨모멘트

1) ML_{DB} = 17.495 kN · m (DB하중에 의한 휨모멘트)

(4) 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 = 1.290 m

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.290 = 12.900 kN · m

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

(5) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-15)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	9.113
활하중 비재하시	0.0030	2170	26.366

(6) 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 5.676 ° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1060 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.284) · 0.075 = 5.572 kN

Mcf = 5.572 × 1.800 = 10.03 kN · m

(7) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	16.604	
2	활하중	Ml	17.495	
3	풍하중	Mw	9.113	활하중 재하시
			26.366	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	직교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(8) 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	59.200	34.099	
Case 2	55.860	42.970	
Case 3	50.252	43.212	
Case 4	44.329	34.099	
Case 5	48.319	43.212	
Case 6	74.662	57.432	
Case 7	79.563	66.303	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	79.563	
사 용 하 중	66.303	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 79563000.0 (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 = 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 - 79563000.0 = 0 에서

As(req) = 1394.151 (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) = 1394.151

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1394.151 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1858.868

(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

ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 109.857 kN · m

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

∴ ϕ_f · Mn = 109.857 kN · m > Mu = 79.563 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 = 1.1 × 1000 / 10 = 110 mm

Tcan (240mm) > Tmin (110mm) ---------- 처짐검토 불필요

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

Mmax = Mnet = 66.303 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

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 209.4 MPa

Fsmax (=209.4 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 / 209.4) - 3 × 52.00 = 246.074 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 209.4) = 300.860 mm

Sa는 작은 값인 246.074 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 246.074 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 17.495 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 55.255 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 = 934.081 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) = 934.081 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

Σ = 1588.800 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	16.604	
2	활하중	Ml	17.495	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	9.113	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			96.815	
Case 2	1.3		1.3		51.918	
Case 3	1.3	2.6		0.65	72.996	
Case 4	1.3	2.6	1.3		97.406	
Case 5	1.2		1.2	1.2	58.859	
적 용					97.406	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 97405950.5 (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_t = 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 - 97405950.5 = 0 에서

As(req) = 1737.814 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0097

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1737.814

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2317.085

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2788.302

∴ As = 2788.302 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

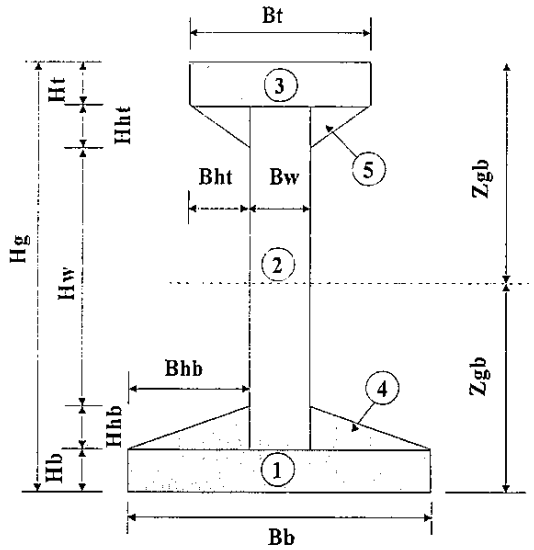
φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 172.511 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 58.702 mm

∴ φf · Mn = 172.511 kN · m > Mu = 97.406 kN · m ---------- O.K

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

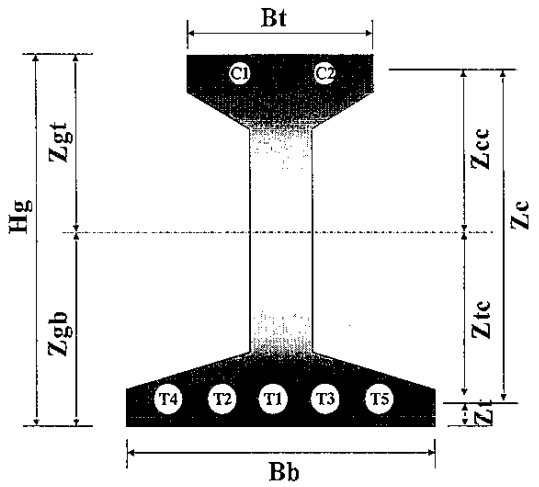


< 단위 : m >

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
∑ 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) = ∑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	0	0.00000	0.125	0.00000	0.00000	0.000E+00
T5	0	0.00000	0.125	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.01657	0.123	0.00203	0.00025	7.620E-06

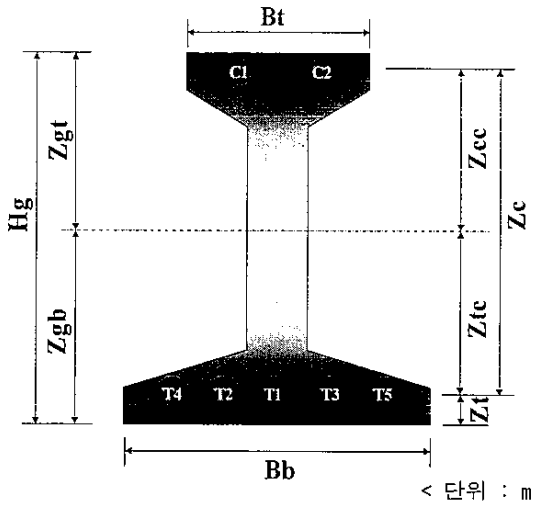
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z²) - ∑A×zt² : 0.000008 m⁴

▷ 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	-0.01657	0.123	-0.00203	-0.00025	-0.000008
Σ	0.92368	0.895	0.82633	0.72389	0.529588

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.894612 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.205388 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.080388 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.771935 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - ∑A×zgb² 0.514229 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	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T3	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T4	0	0.00000	0.125	0.00000	0.00000	0.000E+00
T5	0	0.00000	0.125	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.00513	0.1231	0.00063	0.00008	7.639E-07

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 8.4263E-07 m⁴

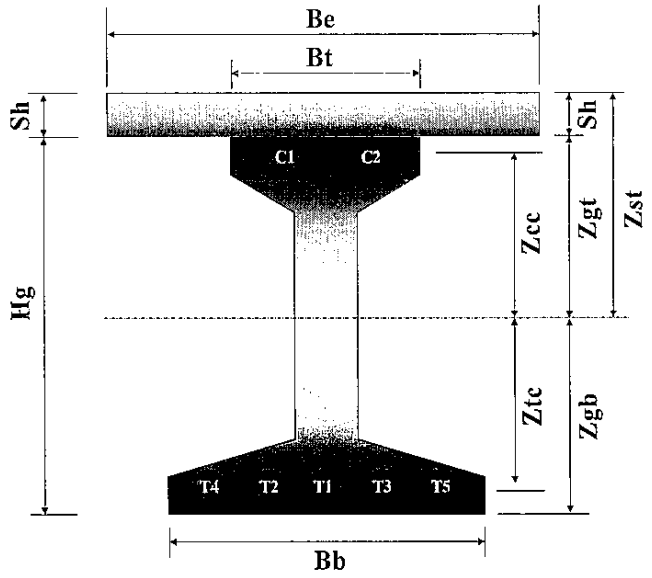
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
순 단 면	1.000	0.92368	0.895	0.82633	0.73925	0.514229
PS 강봉	6.474	0.01628	1.975	0.03214	0.06349	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.03322	0.123	0.00409	0.00050	5.455E-06
Σ		0.97318	0.886	0.86257	0.80324	0.514236

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.886342 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.213658 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.088658 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.763234 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.552942 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.304 m

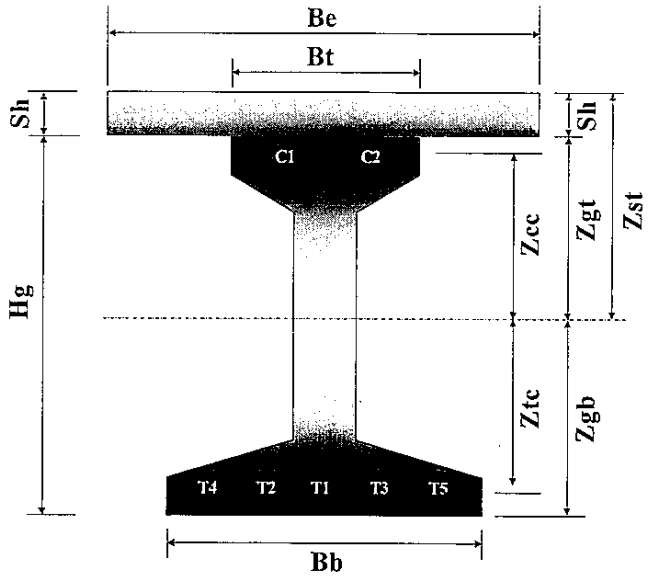
거더 경간의 1/12 + b1	=	3.721	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.744	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.579	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.579	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.97318	0.886	0.86257	0.76453	0.552942
바닥판	0.900	0.55706	2.220	1.23668	2.74543	0.002674
∑		1.53024	1.372	2.09925	3.50996	0.555616

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.371843 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.728157 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.603157 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.248735 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.968157 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb' 1.185740 m^4

5.4.2 G2~G8 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

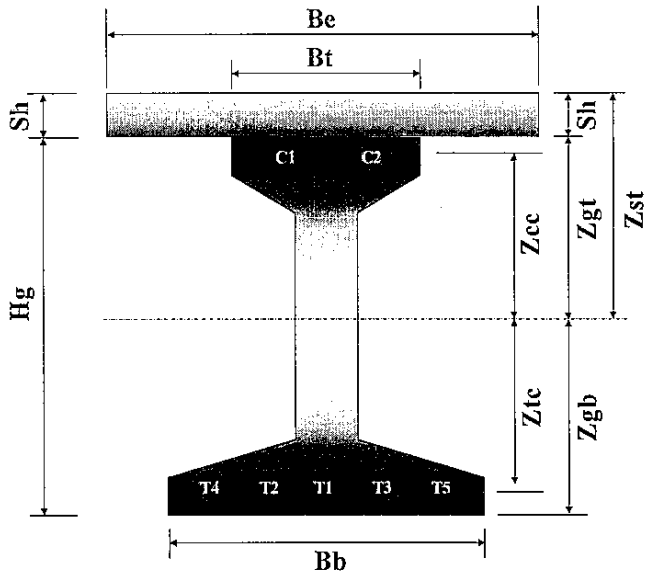
거더 경간의 1/4	=	7.25	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.750	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.750	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.97318	0.886	0.86257	0.76453	0.552942
바닥판	0.900	0.59400	2.220	1.31868	2.92747	0.002851
∑		1.56718	1.392	2.18125	3.69200	0.555794

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.391833 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.708167 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.583167 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.268725 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.948167 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb' 1.211862 m^4

5.4.3 G9 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.536 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	3.953	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.976	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.811	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.811	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	$A \times z^2$	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.97318	0.886	0.86257	0.76453	0.552942
바닥판	0.900	0.60718	2.220	1.34793	2.99241	0.002914
∑		1.58035	1.399	2.21050	3.75694	0.555857

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.398738 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.701262 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.576262 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.275629 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.941262 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + $\sum(A \times y^2)$ - ∑A×zgb' 1.220886 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	0.92368	0.514229		1.205	-0.895	1.080	-0.772
PS강재 환산단면	0.97318	0.552942		1.214	-0.886	1.089	-0.763
바닥판 합성단면	1.53024	1.185740	0.968	0.728	-1.372	0.603	-1.249

5.5.2 G2~G8 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.94500	0.529597		1.213	-0.887		
순 단 면	0.92368	0.514229		1.205	-0.895	1.080	-0.772
PS강재 환산단면	0.97318	0.552942		1.214	-0.886	1.089	-0.763
바닥판 합성단면	1.56718	1.211862	0.948	0.708	-1.392	0.583	-1.269

5.5.3 G9 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.94500	0.529597		1.213	-0.887		
순 단 면	0.92368	0.514229		1.205	-0.895	1.080	-0.772
PS강재 환산단면	0.97318	0.552942		1.214	-0.886	1.089	-0.763
바닥판 합성단면	1.58035	1.220886	0.941	0.701	-1.399	0.576	-1.276

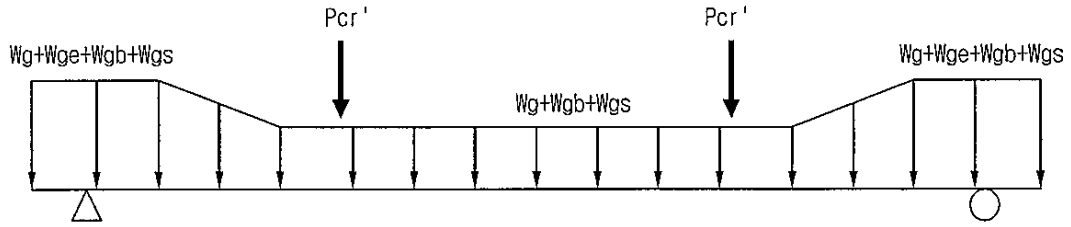
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거										
거더본체 (Wg)	Anet×wgc	=	0.924	×	25000				=	23092	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~T3 강연선 (Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	2 EA	×	15 EA		=	330	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.579 × 25000 = 15474 N/m

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

(3) G9 거더 : 0.240 × 2.811 × 25000 = 16866 N/m

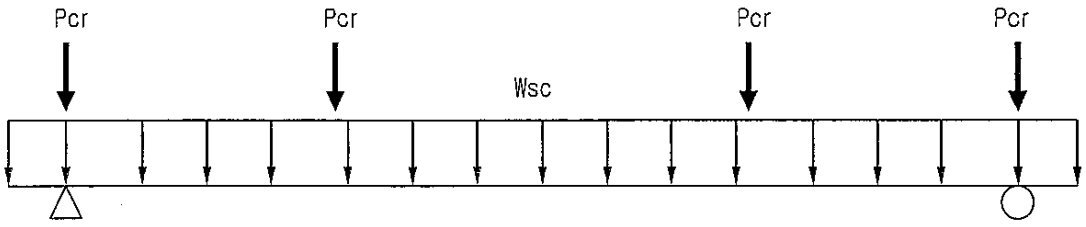
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.733 × 1.38 × 25000 = 17875 N

(2) G2~G8 거더 : 0.300 × 1.733 × 2.75 × 25000 = 35750 N

(3) G9 거더 : 0.300 × 1.733 × 1.38 × 25000 = 17875 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : A × w = 0.501 × 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/m'

(4) 기타 하중

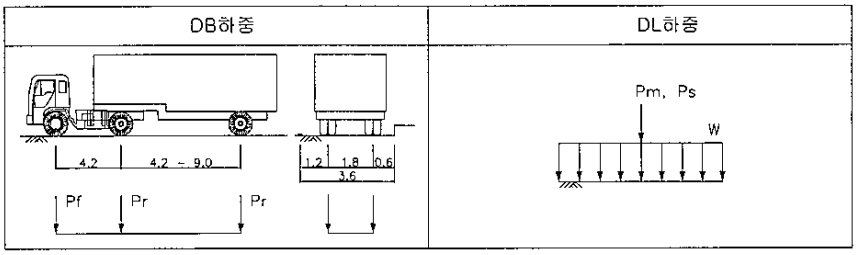
	위치	하중크기
1) 방음벽(좌)	0.230m	1000N/m
2) 방음벽(우)	24.410m	3000N/m
3) 중분대	12.320m	10540N/m
4) 내측풍하중1	22.300m	-6480N/m
5) 내측풍하중2	26.520m	6480N/m
6) G1RIB	1.204m	774N/m
7) G2RIB	3.954m	825N/m
8) G3RIB	6.704m	825N/m
9) G4RIB	9.454m	825N/m
10) G5RIB	12.204m	825N/m
11) G6RIB	14.954m	825N/m
12) G7RIB	17.704m	825N/m
13) G8RIB	20.454m	825N/m
14) G9RIB	23.204m	843N/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)	1.217969	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.025626	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 = 29.100m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 13290.455

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

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 1.930$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 119.807

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

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.129$

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

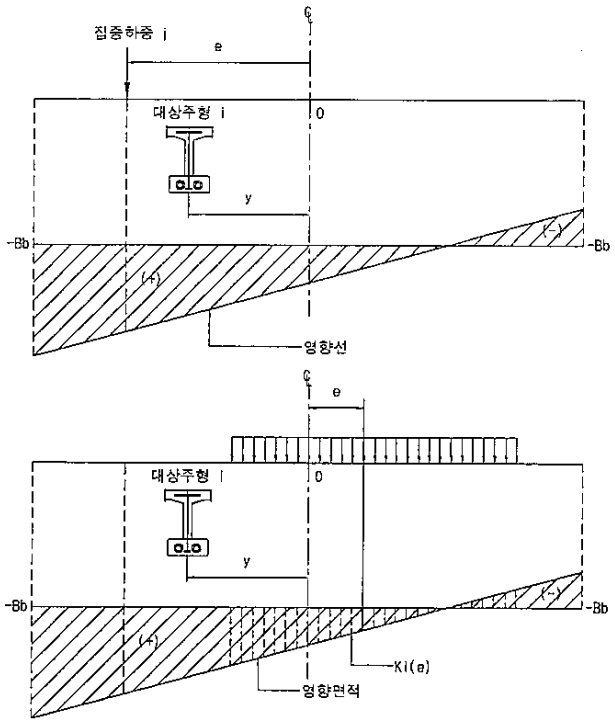
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 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

$K_{ai} = K_{ai,j} / N_g$

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)	11.116	8.366	5.616	2.866	0.116	-2.634	-5.384	-8.134	-10.884	(∑)
-1.00×Bb	-12.320	0.000	0.001	0.003	0.005	-0.004	-0.035	-0.059	0.128	0.961	1.000
-0.75×Bb	-9.240	0.000	0.001	0.000	-0.004	-0.007	0.022	0.154	0.410	0.423	1.000
-0.50×Bb	-6.160	0.002	0.000	-0.005	-0.006	0.031	0.175	0.410	0.320	0.073	1.000
-0.25×Bb	-3.080	0.001	-0.005	-0.005	0.041	0.199	0.418	0.280	0.080	-0.010	1.000
0.00×Bb	0.000	-0.006	-0.002	0.053	0.227	0.426	0.247	0.062	-0.001	-0.006	1.000
0.25×Bb	3.080	-0.015	0.069	0.260	0.426	0.219	0.049	-0.003	-0.006	0.001	1.000
0.50×Bb	6.160	0.055	0.299	0.424	0.194	0.038	-0.005	-0.005	-0.001	0.001	1.000
0.75×Bb	9.240	0.397	0.418	0.167	0.027	-0.006	-0.004	0.000	0.001	0.001	1.000
1.00×Bb	12.320	0.934	0.146	-0.049	-0.034	-0.005	0.004	0.003	0.001	0.000	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 11.116	G2 8.366	G3 5.616	G4 2.866	G5 0.116	G6 -2.634	G7 -5.384	G8 -8.134	G9 -10.884	합계 (∑)
방호벽(좌)	12.047	0.889	0.170	-0.031	-0.029	-0.005	0.003	0.003	0.001	0.000	1.000
방호벽(우)	-12.047	0.000	0.001	0.003	0.004	-0.004	-0.031	-0.040	0.156	0.912	1.000
콘크리트포장	0.000	2.101	2.592	2.749	2.764	2.754	2.757	2.758	2.663	2.262	23.400
방음벽(좌)	12.090	0.896	0.166	-0.034	-0.030	-0.005	0.003	0.003	0.001	0.000	1.000
방음벽(우)	-12.090	0.000	0.001	0.003	0.004	-0.004	-0.031	-0.043	0.151	0.920	1.000
중분대	0.000	-0.006	-0.002	0.053	0.227	0.426	0.247	0.062	-0.001	-0.006	1.000
내측풍하중1	-9.980	0.000	0.001	0.001	-0.002	-0.007	0.005	0.098	0.351	0.553	1.000
내측풍하중2	-14.200	-0.001	0.001	0.005	0.012	0.001	-0.074	-0.217	-0.100	1.374	1.000
G1RIB	11.116	0.734	0.255	0.028	-0.014	-0.006	0.001	0.002	0.001	0.000	1.000
G2RIB	8.366	0.261	0.445	0.243	0.058	-0.002	-0.006	-0.001	0.001	0.001	1.000
G3RIB	5.616	0.029	0.247	0.435	0.239	0.057	-0.002	-0.006	-0.001	0.002	1.000
G4RIB	2.866	-0.015	0.060	0.241	0.428	0.237	0.057	-0.002	-0.006	0.000	1.000
G5RIB	0.116	-0.007	-0.002	0.057	0.237	0.427	0.237	0.057	-0.002	-0.006	1.000
G6RIB	-2.634	0.001	-0.006	-0.002	0.057	0.237	0.427	0.239	0.059	-0.011	1.000
G7RIB	-5.384	0.002	-0.001	-0.006	-0.002	0.057	0.238	0.432	0.246	0.035	1.000
G8RIB	-8.134	0.001	0.001	-0.001	-0.006	-0.002	0.059	0.246	0.447	0.255	1.000
G9RIB	-10.884	0.000	0.001	0.002	0.000	-0.006	-0.012	0.036	0.266	0.713	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)	11.116	8.366	5.616	2.866	0.116	-2.634	-5.384	-8.134	-10.884	(Σ)
DB1	10.200	1.139	0.670	0.191	0.012	-0.012	-0.003	0.002	0.002	0.001	2.000
DB2	7.200	0.289	0.754	0.686	0.254	0.034	-0.012	-0.007	0.000	0.002	2.000
DB3	4.200	-0.002	0.282	0.704	0.707	0.281	0.044	-0.011	-0.008	0.002	2.000
DB4	-1.805	-0.002	-0.012	0.022	0.210	0.618	0.757	0.355	0.073	-0.021	2.000
DB5	-4.805	0.003	-0.005	-0.013	0.015	0.182	0.581	0.785	0.405	0.047	2.000
DB6	-7.805	0.002	0.001	-0.004	-0.012	0.009	0.162	0.554	0.826	0.463	2.000

(2) DL하중

	거더	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
	위치(m)	11.116	8.366	5.616	2.866	0.116	-2.634	-5.384	-8.134	-10.884	(Σ)
DL1	10.200	0.570	0.342	0.092	0.003	-0.007	-0.002	0.001	0.001	0.000	1.000
DL2	7.200	0.130	0.393	0.353	0.120	0.013	-0.007	-0.003	0.000	0.001	1.000
DL3	4.200	-0.007	0.134	0.364	0.367	0.134	0.017	-0.007	-0.004	0.001	1.000
DL4	-1.805	-0.001	-0.007	0.007	0.097	0.313	0.400	0.171	0.031	-0.012	1.000
DL5	-4.805	0.002	-0.002	-0.007	0.004	0.083	0.290	0.418	0.196	0.016	1.000
DL6	-7.805	0.001	0.001	-0.002	-0.007	0.001	0.074	0.276	0.441	0.215	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DB1	1.139	0.670	0.191	0.012	-0.012	-0.003	0.002	0.002	0.001	2.000
DB2	0.289	0.754	0.686	0.254	0.034	-0.012	-0.007	0.000	0.002	2.000
DB3	-0.002	0.282	0.704	0.707	0.281	0.044	-0.011	-0.008	0.002	2.000
DB4	-0.002	-0.012	0.022	0.210	0.618	0.757	0.355	0.073	-0.021	2.000
DB5	0.003	-0.005	-0.013	0.015	0.182	0.581	0.785	0.405	0.047	2.000
DB6	0.002	0.001	-0.004	-0.012	.0.009	0.162	0.554	0.826	0.463	2.000
DB12	1.428	1.424	0.877	0.265	0.022	-0.015	-0.005	0.002	0.003	4.000
DB13	1.136	0.953	0.896	0.718	0.269	0.041	-0.010	-0.006	0.003	4.000
DB14	1.136	0.658	0.213	0.221	0.606	0.754	0.357	0.075	-0.020	4.000
DB15	1.142	0.666	0.179	0.026	0.170	0.577	0.786	0.407	0.047	4.000
DB16	1.141	0.671	0.187	-0.001	-0.004	0.158	0.556	0.827	0.463	4.000
DB22	0.578	1.507	1.371	0.507	0.068	-0.024	-0.013	0.000	0.005	4.000
DB24	0.287	0.741	0.708	0.463	0.653	0.745	0.348	0.073	-0.018	4.000
DB25	0.293	0.749	0.673	0.268	0.217	0.569	0.778	0.405	0.049	4.000
DB26	0.291	0.755	0.682	0.241	0.043	0.150	0.548	0.826	0.465	4.000
DB34	-0.005	0.270	0.726	0.916	0.900	0.801	0.344	0.066	-0.018	4.000
DB35	0.001	0.278	0.692	0.721	0.464	0.625	0.773	0.397	0.049	4.000
DB36	0.000	0.283	0.700	0.695	0.290	0.206	0.543	0.818	0.465	4.000
DB45	0.001	-0.017	0.009	0.224	0.801	1.338	1.140	0.478	0.026	4.000
DB46	0.000	-0.011	0.018	0.197	0.627	0.919	0.909	0.899	0.442	4.000
DB56	0.005	-0.004	-0.017	0.002	0.191	0.742	1.339	1.231	0.509	4.000
DB123	1.283	1.536	1.423	0.875	0.273	0.026	-0.015	-0.005	0.005	5.400
DB124	1.283	1.271	0.809	0.427	0.576	0.668	0.315	0.067	-0.016	5.400
DB125	1.288	1.277	0.778	0.252	0.184	0.509	0.702	0.366	0.044	5.400
DB126	1.287	1.283	0.786	0.228	0.028	0.132	0.494	0.745	0.419	5.400
DB134	1.021	0.846	0.826	0.835	0.799	0.718	0.311	0.060	-0.016	5.400
DB135	1.026	0.853	0.795	0.660	0.406	0.559	0.697	0.359	0.045	5.400
DB136	1.024	0.858	0.803	0.636	0.250	0.182	0.490	0.738	0.419	5.400
DB145	1.026	0.588	0.181	0.212	0.710	1.201	1.027	0.432	0.024	5.400
DB146	1.025	0.593	0.188	0.188	0.553	0.824	0.820	0.810	0.398	5.400
DB156	1.030	0.600	0.157	0.012	0.161	0.665	1.207	1.109	0.459	5.400
DB234	0.256	0.921	1.271	1.053	0.841	0.710	0.303	0.059	-0.014	5.400
DB235	0.261	0.928	1.240	0.878	0.448	0.551	0.690	0.358	0.046	5.400
DB236	0.260	0.933	1.247	0.854	0.292	0.174	0.483	0.736	0.421	5.400
DB245	0.261	0.663	0.626	0.430	0.751	1.193	1.020	0.430	0.025	5.400
DB246	0.260	0.668	0.633	0.406	0.595	0.816	0.812	0.809	0.400	5.400
DB256	0.265	0.675	0.602	0.230	0.203	0.657	1.199	1.108	0.460	5.400
DB345	-0.001	0.239	0.642	0.838	0.974	1.244	1.015	0.423	0.026	5.400
DB346	-0.002	0.244	0.650	0.814	0.818	0.867	0.808	0.802	0.400	5.400
DB356	0.003	0.251	0.619	0.638	0.425	0.708	1.195	1.101	0.461	5.400
DB456	0.003	-0.014	0.005	0.191	0.729	1.350	1.525	1.173	0.440	5.400
DB1234	1.067	1.270	1.202	0.886	0.691	0.589	0.254	0.050	-0.012	6.000
DB1235	1.072	1.276	1.177	0.740	0.364	0.457	0.576	0.299	0.039	6.000
DB1236	1.070	1.281	1.183	0.720	0.234	0.143	0.403	0.615	0.351	6.000
DB1245	1.072	1.055	0.665	0.367	0.617	0.992	0.851	0.360	0.022	6.000
DB1246	1.071	1.060	0.671	0.347	0.487	0.678	0.678	0.675	0.334	6.000
DB1256	1.075	1.065	0.645	0.201	0.160	0.545	1.001	0.924	0.384	6.000
DB1345	0.853	0.702	0.679	0.707	0.802	1.034	0.847	0.354	0.022	6.000

DB1346	0.852	0.706	0.685	0.687	0.672	0.720	0.675	0.670	0.334	6.000
DB1356	0.856	0.712	0.659	0.541	0.345	0.587	0.997	0.918	0.384	6.000
DB1456	0.856	0.491	0.148	0.168	0.598	1.122	1.272	0.979	0.367	6.000
DB2345	0.216	0.764	1.050	0.888	0.837	1.027	0.841	0.353	0.023	6.000
DB2346	0.215	0.768	1.056	0.868	0.707	0.713	0.668	0.668	0.335	6.000
DB2356	0.219	0.774	1.030	0.722	0.380	0.581	0.991	0.917	0.386	6.000
DB2456	0.219	0.553	0.518	0.349	0.633	1.116	1.265	0.978	0.368	6.000
DB3456	0.001	0.200	0.532	0.689	0.818	1.158	1.262	0.972	0.368	6.000
DB12345	1.070	1.267	1.193	0.897	0.828	1.025	0.842	0.354	0.023	7.500
DB12346	1.069	1.271	1.199	0.877	0.698	0.711	0.670	0.670	0.335	7.500
DB12356	1.073	1.277	1.174	0.731	0.371	0.578	0.992	0.919	0.386	7.500
DB12456	1.073	1.056	0.662	0.358	0.624	1.113	1.267	0.979	0.369	7.500
DB13456	0.855	0.702	0.676	0.698	0.809	1.155	1.263	0.973	0.369	7.500
DB23456	0.218	0.765	1.047	0.879	0.844	1.149	1.257	0.972	0.370	7.500
DB123456	1.071	1.268	1.190	0.888	0.835	1.146	1.258	0.973	0.370	9.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DL1	0.570	0.342	0.092	0.003	-0.007	-0.002	0.001	0.001	0.000	1.000
DL2	0.130	0.393	0.353	0.120	0.013	-0.007	-0.003	0.000	0.001	1.000
DL3	-0.007	0.134	0.364	0.367	0.134	0.017	-0.007	-0.004	0.001	1.000
DL4	-0.001	-0.007	0.007	0.097	0.313	0.400	0.171	0.031	-0.012	1.000
DL5	0.002	-0.002	-0.007	0.004	0.083	0.290	0.418	0.196	0.016	1.000
DL6	0.001	0.001	-0.002	-0.007	0.001	0.074	0.276	0.441	0.215	1.000
DL12	0.701	0.735	0.444	0.123	0.006	-0.009	-0.002	0.001	0.001	2.000
DL13	0.564	0.476	0.456	0.370	0.127	0.015	-0.006	-0.003	0.002	2.000
DL14	0.570	0.335	0.099	0.100	0.306	0.399	0.172	0.032	-0.011	2.000
DL15	0.572	0.340	0.085	0.007	0.076	0.289	0.419	0.197	0.016	2.000
DL16	0.571	0.343	0.090	-0.004	-0.006	0.072	0.277	0.442	0.216	2.000
DL22	0.261	0.787	0.706	0.240	0.025	-0.014	-0.007	0.000	0.002	2.000
DL24	0.130	0.386	0.360	0.217	0.326	0.393	0.168	0.031	-0.010	2.000
DL25	0.132	0.391	0.346	0.124	0.096	0.283	0.415	0.196	0.017	2.000
DL26	0.131	0.394	0.351	0.113	0.014	0.066	0.272	0.441	0.217	2.000
DL34	-0.007	0.127	0.371	0.464	0.447	0.418	0.164	0.027	-0.010	2.000
DL35	-0.005	0.132	0.357	0.370	0.217	0.308	0.411	0.192	0.017	2.000
DL36	-0.006	0.135	0.362	0.360	0.135	0.091	0.269	0.437	0.217	2.000
DL45	0.001	-0.009	0.000	0.101	0.396	0.691	0.589	0.227	0.004	2.000
DL46	0.000	-0.006	0.005	0.090	0.314	0.474	0.447	0.472	0.204	2.000
DL56	0.003	-0.002	-0.009	-0.003	0.085	0.364	0.694	0.637	0.231	2.000
DL123	0.624	0.782	0.728	0.441	0.126	0.007	-0.008	-0.002	0.003	2.700
DL124	0.630	0.655	0.406	0.198	0.287	0.352	0.152	0.029	-0.009	2.700
DL125	0.632	0.660	0.394	0.114	0.080	0.253	0.374	0.178	0.015	2.700
DL126	0.631	0.662	0.398	0.105	0.006	0.058	0.246	0.398	0.195	2.700
DL134	0.507	0.422	0.416	0.420	0.396	0.374	0.149	0.025	-0.009	2.700
DL135	0.509	0.426	0.404	0.336	0.189	0.275	0.371	0.174	0.016	2.700
DL136	0.508	0.429	0.409	0.327	0.115	0.080	0.243	0.394	0.195	2.700
DL145	0.514	0.299	0.082	0.093	0.350	0.620	0.531	0.205	0.004	2.700
DL146	0.514	0.302	0.087	0.084	0.276	0.425	0.403	0.425	0.184	2.700
DL156	0.516	0.306	0.075	0.000	0.070	0.326	0.625	0.574	0.208	2.700
DL234	0.111	0.468	0.652	0.525	0.413	0.369	0.145	0.024	-0.008	2.700
DL235	0.113	0.473	0.639	0.441	0.207	0.270	0.367	0.173	0.017	2.700

DL236	0.112	0.475	0.644	0.432	0.133	0.075	0.239	0.394	0.196	2.700
DL245	0.118	0.346	0.318	0.199	0.368	0.615	0.527	0.204	0.005	2.700
DL246	0.118	0.348	0.322	0.189	0.294	0.420	0.399	0.425	0.184	2.700
DL256	0.120	0.353	0.310	0.105	0.087	0.321	0.621	0.574	0.209	2.700
DL345	-0.005	0.112	0.328	0.421	0.477	0.637	0.524	0.201	0.005	2.700
DL346	-0.006	0.115	0.332	0.412	0.403	0.442	0.396	0.421	0.185	2.700
DL356	-0.004	0.119	0.320	0.327	0.197	0.343	0.618	0.570	0.209	2.700
DL456	0.002	-0.008	-0.002	0.085	0.358	0.688	0.778	0.601	0.198	2.700
DL1234	0.520	0.647	0.612	0.440	0.339	0.307	0.121	0.021	-0.007	3.000
DL1235	0.522	0.650	0.601	0.370	0.167	0.224	0.306	0.145	0.014	3.000
DL1236	0.521	0.652	0.605	0.362	0.106	0.061	0.200	0.329	0.164	3.000
DL1245	0.526	0.545	0.333	0.168	0.301	0.511	0.440	0.171	0.004	3.000
DL1246	0.526	0.547	0.337	0.160	0.240	0.349	0.333	0.355	0.154	3.000
DL1256	0.528	0.550	0.327	0.090	0.068	0.266	0.518	0.479	0.174	3.000
DL1345	0.424	0.350	0.342	0.353	0.392	0.530	0.437	0.168	0.004	3.000
DL1346	0.423	0.352	0.346	0.345	0.331	0.367	0.331	0.352	0.154	3.000
DL1356	0.425	0.356	0.335	0.275	0.159	0.285	0.516	0.476	0.175	3.000
DL1456	0.429	0.250	0.067	0.073	0.293	0.572	0.649	0.502	0.165	3.000
DL2345	0.094	0.389	0.538	0.441	0.407	0.526	0.434	0.168	0.005	3.000
DL2346	0.093	0.391	0.542	0.433	0.345	0.363	0.327	0.351	0.155	3.000
DL2356	0.095	0.394	0.531	0.363	0.173	0.281	0.512	0.475	0.175	3.000
DL2456	0.099	0.289	0.263	0.161	0.308	0.568	0.646	0.501	0.166	3.000
DL3456	-0.003	0.094	0.272	0.346	0.398	0.586	0.643	0.498	0.166	3.000
DL12345	0.521	0.645	0.606	0.443	0.402	0.524	0.435	0.168	0.005	3.750
DL12346	0.521	0.647	0.610	0.435	0.340	0.362	0.328	0.352	0.155	3.750
DL12356	0.523	0.651	0.600	0.365	0.168	0.279	0.513	0.476	0.176	3.750
DL12456	0.527	0.545	0.332	0.163	0.302	0.567	0.647	0.502	0.166	3.750
DL13456	0.424	0.350	0.341	0.348	0.393	0.585	0.644	0.499	0.166	3.750
DL23456	0.094	0.389	0.536	0.436	0.408	0.581	0.641	0.498	0.167	3.750
DL123456	0.522	0.645	0.605	0.438	0.403	0.580	0.642	0.499	0.167	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	2686.5	2686.5	2686.5	순 단 면	
합성전 고정하중	1766.7	2005.3	1914.0	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1165.2	1367.3	1725.9	바닥판 합성단면	
DB 활하중	2452.4	2205.0	2589.5		
DL 활하중	1971.6	1755.7	2084.0		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	2452.4	2205.0	2589.5		
합 계	8070.8	8264.1	8915.9		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G8	G9	저 항 단 면	비 고
거더 자중	405.5	405.5	405.5	순 단 면	
합성전 고정하중	234.1	258.0	254.3	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	191.2	88.6	344.1	바닥판 합성단면	
DB 활하중	391.7	443.5	412.1		
DL 활하중	324.5	358.2	341.9		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	391.7	443.5	412.1		
합 계	1222.5	1195.6	1416.0		

8.3 반력종합

8.3.1 S1, S3 시점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	비 고
자 중		423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		258.149	300.300	300.300	300.300	300.300	300.300	300.300	300.300	278.959	
합성후		201.549	113.338	83.364	85.690	95.039	77.714	66.327	104.891	285.150	-
		199.815	112.876	84.375	89.649	104.971	99.310	103.143	135.571	183.350	내측풍하중
		153.945	126.858	100.688	97.829	105.069	91.216	86.579	121.117	229.759	외측풍하중
ADD		883.074	837.014	807.040	809.366	818.715	801.390	790.003	828.567	987.485	-
		881.340	836.552	808.051	813.325	828.647	822.986	826.819	859.247	885.685	내측풍하중
		835.470	850.534	824.364	821.505	828.745	814.892	810.255	844.793	932.094	외측풍하중
우측편재하	DB1	0.886	0.503	0.695	1.251	5.616	14.962	71.205	193.809	303.340	
	DB2	0.844	0.377	2.178	7.994	25.255	79.574	176.264	207.584	117.146	
	DB3	0.921	1.947	9.170	29.340	87.706	180.787	192.635	102.233	25.330	
	DB4	6.368	37.059	105.085	194.851	177.474	85.002	27.725	7.642	0.529	
	DB5	29.494	115.847	201.814	169.829	77.249	24.640	7.852	1.524	0.824	
	DB6	136.434	215.170	163.573	68.742	20.782	6.690	1.745	0.391	0.778	
	DB12	1.636	0.759	2.259	8.822	28.069	94.179	247.274	401.324	420.387	
	DB13	1.637	1.912	9.124	29.551	90.455	195.333	263.647	295.972	328.557	
	DB14	7.071	37.421	105.493	195.124	180.171	99.406	98.347	198.560	302.459	
	DB15	30.258	116.199	202.240	170.064	79.796	38.750	75.911	193.674	303.675	
	DB16	137.204	215.561	163.960	68.918	23.318	19.940	71.572	193.920	303.970	
	DB22	1.692	0.776	4.358	15.989	50.492	159.167	352.528	415.165	234.270	
	DB24	6.545	36.952	105.538	199.902	202.200	164.185	203.513	212.383	116.268	
	DB25	30.178	115.826	202.311	174.844	101.817	103.560	181.105	207.503	117.486	
	DB26	137.086	215.167	163.992	73.609	45.154	83.186	176.541	207.641	117.768	
	DB34	6.082	37.007	111.342	223.710	264.883	265.531	219.955	106.990	24.484	
	DB35	29.925	115.916	208.129	198.655	164.524	204.910	197.529	102.109	25.701	
	DB36	136.833	215.257	169.808	97.419	107.845	184.559	192.991	102.273	25.988	
	DB45	30.560	152.011	306.611	364.585	254.412	109.194	32.702	8.652	0.514	
	DB46	136.925	251.253	268.251	263.348	197.696	88.723	27.982	7.432	0.741	
	DB56	165.843	331.012	365.313	238.377	97.669	28.607	9.217	1.555	1.547	
	DB123	2.176	1.807	9.831	31.305	103.783	247.232	395.829	453.191	401.075	
	DB124	6.537	33.608	95.367	180.188	184.460	160.872	247.065	365.514	377.578	
	DB125	27.896	104.604	182.458	157.631	94.146	106.307	226.893	361.134	378.661	
	DB126	124.120	194.007	147.983	66.516	43.124	87.976	222.801	361.245	378.915	
	DB134	6.120	33.655	100.589	201.610	240.893	252.079	261.851	270.666	294.978	
	DB135	27.666	104.681	187.689	179.050	150.559	197.514	241.677	266.264	296.056	
	DB136	123.889	194.085	153.215	87.938	99.559	179.187	237.590	266.398	296.315	
	DB145	28.130	137.121	276.296	328.374	231.385	111.135	92.876	178.615	272.602	
	DB146	123.956	226.455	241.779	237.259	180.377	92.819	88.764	178.741	272.835	
	DB156	149.953	298.224	329.150	214.715	90.136	38.340	68.645	174.367	273.947	
	DB234	5.649	33.249	100.633	205.914	260.705	310.383	356.508	283.123	127.396	
	DB235	27.615	104.345	187.756	183.356	170.380	255.826	336.340	278.727	128.499	
	DB236	123.838	193.748	153.283	92.245	119.383	237.520	332.254	278.859	128.734	
	DB245	27.683	136.718	276.342	332.680	251.200	169.460	187.533	191.051	105.016	
	DB246	123.906	226.122	241.869	241.568	200.200	151.132	183.446	191.185	105.274	
	DB256	149.878	297.884	329.216	219.020	109.956	96.650	163.304	186.804	106.362	

우측편재하	DB345	27.452	136.798	281.577	354.124	307.639	260.673	202.322	96.204	22.416	
	DB346	123.676	226.201	247.102	263.009	256.617	242.342	198.233	96.338	22.674	
	DB356	149.648	297.962	334.449	240.442	166.392	187.861	178.092	91.957	23.761	
	DB456	149.733	330.362	423.063	389.793	247.280	101.709	29.727	7.667	0.943	
	DB1234	5.242	27.976	84.177	171.819	219.323	269.582	350.338	381.233	333.593	
	DB1235	23.628	87.251	156.799	153.013	144.058	224.120	333.539	377.570	334.502	
	DB1236	103.804	161.762	128.064	77.082	101.556	208.836	330.133	377.690	334.711	
	DB1245	23.681	114.233	230.616	277.469	211.407	152.120	209.530	304.520	314.966	
	DB1246	103.857	188.744	201.881	201.539	168.906	136.856	206.103	304.635	315.151	
	DB1256	125.523	248.543	274.685	182.740	93.707	91.457	189.345	300.993	316.089	
	DB1345	23.471	114.280	234.971	295.323	258.450	228.156	221.848	225.492	246.129	
	DB1346	103.670	188.794	206.235	219.388	215.925	212.868	218.437	225.590	246.335	
	DB1356	125.317	248.612	279.041	200.591	140.727	167.469	201.678	221.944	247.250	
	DB1456	125.389	275.576	352.856	325.047	208.077	95.489	77.648	148.889	227.690	
	DB2345	23.429	114.004	235.032	298.917	274.955	276.753	300.753	235.864	106.489	
	DB2346	103.628	188.519	206.298	222.985	232.451	261.465	297.322	235.960	106.693	
	DB2356	125.271	248.315	279.100	204.187	157.253	216.067	280.562	232.314	107.608	
	DB2456	125.324	275.295	352.914	328.623	224.601	144.088	156.554	159.262	88.049	
	DB3456	125.141	275.369	357.274	346.495	271.623	220.099	168.865	80.210	19.209	
	DB12345	24.037	114.309	235.343	299.138	277.035	287.652	353.997	381.172	333.925	
	DB12346	104.236	188.823	206.610	223.207	234.534	272.386	350.568	381.269	334.129	
	DB12356	125.879	248.619	279.412	204.409	159.336	226.988	333.809	377.623	335.045	
	DB12456	125.932	275.599	353.226	328.844	226.684	155.009	209.801	304.571	315.485	
	DB13456	125.745	275.651	357.584	346.715	273.705	231.020	222.112	225.519	246.645	
	DB23456	125.703	275.374	357.642	350.288	290.208	279.617	301.020	235.913	107.008	
	DB123456	126.312	275.678	357.954	350.510	292.291	290.538	354.266	381.222	334.445	
	DL1	0.835	0.417	0.556	1.071	5.113	13.063	58.892	157.088	254.425	
	DL2	0.726	0.362	1.874	7.178	21.289	63.617	140.418	168.825	97.767	
	DL3	0.815	1.653	8.323	24.753	70.212	144.805	155.239	81.719	21.037	
	DL4	5.432	30.834	83.894	157.632	141.875	68.211	23.439	6.843	0.387	
	DL5	24.397	92.458	163.837	135.122	61.930	20.957	7.048	1.268	0.734	
	DL6	113.161	176.578	129.709	55.004	17.641	5.918	1.469	0.334	0.688	
	DL12	1.457	0.623	1.890	7.806	24.064	76.282	199.100	325.810	352.105	
	DL13	1.478	1.607	8.219	24.898	72.903	157.425	213.877	238.736	275.404	
	DL14	6.095	31.103	84.130	157.834	144.499	80.651	81.687	161.367	253.657	
	DL15	25.108	92.739	164.091	135.260	64.397	33.126	63.203	157.017	254.705	
	DL16	113.936	176.912	130.071	55.370	21.345	18.512	59.494	157.254	255.010	
	DL22	1.445	0.690	3.743	14.354	42.579	127.237	280.864	337.622	195.527	
	DL24	5.594	30.719	84.391	162.267	162.612	131.389	163.378	173.159	96.966	
	DL25	24.991	92.427	164.375	139.691	82.512	83.837	144.891	168.782	98.044	
	DL26	113.683	176.556	130.151	59.421	38.011	66.894	140.702	168.825	98.260	
	DL34	5.129	30.858	89.629	181.899	211.770	212.732	178.234	86.064	20.315	
	DL35	24.795	92.616	169.628	159.318	131.643	165.181	159.746	81.681	21.356	
	DL36	113.489	176.751	135.440	79.059	87.181	148.250	155.594	81.737	21.613	
	DL45	28.252	122.975	247.613	292.651	203.511	88.704	28.082	7.597	0.418	
	DL46	113.369	206.423	213.184	212.376	158.907	71.599	23.682	6.587	0.565	
	DL56	137.495	269.033	293.467	189.921	79.166	24.647	8.120	1.238	1.322	

우측편재하	DL123	1.941	1.471	8.714	26.752	84.413	198.728	318.808	366.811	335.796	
	DL124	5.637	27.875	76.179	146.227	148.785	129.612	199.830	297.141	316.176	
	DL125	23.179	83.429	148.175	125.923	76.690	86.839	183.208	293.222	317.151	
	DL126	103.021	159.165	117.397	53.687	36.652	71.576	179.434	293.267	317.359	
	DL134	5.221	28.013	80.888	163.917	193.010	202.813	213.194	218.747	247.171	
	DL135	22.955	83.603	152.894	143.586	120.948	160.047	196.576	214.830	248.147	
	DL136	102.800	159.343	122.148	71.353	80.885	144.813	192.805	214.878	248.354	
	DL145	26.021	110.921	223.076	263.581	185.552	91.005	77.606	145.217	228.581	
	DL146	102.708	186.026	192.088	191.327	145.406	75.665	73.783	145.217	228.811	
	DL156	124.358	242.361	264.351	171.041	73.441	32.989	57.219	141.317	229.759	
	DL234	4.772	27.679	81.099	167.908	209.300	248.453	286.714	229.365	106.190	
	DL235	22.852	83.334	153.128	147.581	137.252	205.728	270.104	225.446	107.129	
	DL236	102.689	159.042	122.375	75.342	97.182	190.458	266.325	225.465	107.367	
	DL245	25.565	110.553	223.279	267.563	201.809	136.640	151.124	155.834	87.601	
	DL246	102.607	185.763	192.354	195.324	161.707	121.314	147.306	155.829	87.793	
	DL256	124.255	242.093	264.584	175.033	89.739	78.636	130.744	151.937	88.779	
	DL345	25.151	110.696	228.018	285.231	246.065	209.845	164.490	77.442	18.595	
	DL346	102.375	185.903	197.069	212.988	205.970	194.555	160.680	77.441	18.788	
	DL356	124.064	242.244	269.331	192.696	133.972	151.873	144.115	73.547	19.774	
	DL456	123.961	268.985	339.334	312.682	198.564	82.945	25.547	6.687	0.894	
	DL1234	4.479	23.252	67.786	140.068	176.455	216.535	282.913	308.909	279.231	
	DL1235	19.603	69.645	127.823	123.159	116.405	180.923	269.089	305.649	280.064	
	DL1236	86.143	132.751	102.188	62.954	83.043	168.193	265.947	305.649	280.228	
	DL1245	21.810	92.337	186.270	223.135	170.221	123.326	169.907	247.624	263.768	
	DL1246	86.047	155.006	160.489	162.926	136.811	110.577	166.739	247.613	263.927	
	DL1256	104.089	201.953	220.714	146.026	76.829	75.030	152.953	244.364	264.729	
	DL1345	21.463	92.444	190.210	237.875	207.080	184.349	181.057	182.295	206.270	
	DL1346	85.891	155.149	164.440	177.667	173.674	171.605	177.892	182.286	206.429	
	DL1356	103.933	202.093	224.659	160.731	113.682	136.025	164.105	179.067	207.239	
	DL1456	103.837	224.351	282.965	260.736	167.454	78.410	64.892	120.997	190.929	
	DL2345	21.084	92.142	190.382	241.176	220.640	222.374	242.333	191.124	88.757	
	DL2346	85.789	154.935	164.641	181.004	187.248	209.643	239.179	191.149	88.925	
	DL2356	103.867	201.880	224.830	164.065	127.255	174.086	225.359	187.894	89.725	
	DL2456	103.773	224.141	283.163	264.043	181.028	116.477	126.183	129.864	73.426	
	DL3456	103.610	224.250	287.108	278.778	217.885	177.472	137.331	64.534	15.928	
	DL12345	21.596	92.378	190.607	241.368	222.710	231.878	286.326	308.888	279.501	
	DL12346	86.368	155.142	164.823	181.146	189.271	219.105	283.165	308.917	279.707	
	DL12356	104.410	202.088	225.047	164.246	129.287	183.552	269.346	305.662	280.507	
	DL12456	104.314	224.343	283.348	264.218	183.057	125.942	170.171	247.631	264.207	
	DL13456	104.158	224.484	287.297	278.932	219.948	186.973	181.325	182.305	206.709	
	DL23456	104.087	224.244	287.495	282.265	233.518	225.002	242.574	191.130	89.196	
	DL123456	104.638	224.486	287.718	282.449	235.550	234.469	286.559	308.890	279.939	
좌측편재하	DB1	294.027	197.397	75.889	17.076	6.122	1.446	0.678	0.498	0.890	
	DB2	106.086	201.971	183.571	86.470	28.230	8.838	2.473	0.351	0.791	
	DB3	19.871	95.206	187.722	188.154	95.078	32.682	10.060	2.203	0.732	
	DB4	0.432	6.890	24.874	78.378	169.820	198.923	112.323	40.739	7.327	
	DB5	0.970	1.324	7.076	21.920	70.718	161.200	204.050	123.698	36.793	

좌측편재하	DB6	0.829	0.408	1.515	5.988	18.454	62.924	155.850	218.625	147.954	
	DB12	400.039	399.302	259.265	103.155	31.615	9.877	2.607	0.739	1.592	
	DB13	313.227	292.461	263.367	204.808	98.351	32.961	10.044	2.164	1.454	
	DB14	293.341	201.395	100.164	94.846	173.070	199.269	112.700	41.065	8.007	
	DB15	294.541	197.235	79.843	38.155	73.821	161.483	204.424	124.035	37.561	
	DB16	294.701	197.483	76.030	20.082	22.140	63.157	156.220	218.999	148.714	
	DB22	212.169	403.919	367.138	172.921	56.479	17.677	4.947	0.702	1.581	
	DB24	105.431	206.024	208.000	164.419	197.522	204.905	112.915	40.599	7.465	
	DB25	106.628	201.845	187.682	107.738	98.305	167.126	204.685	123.642	37.439	
	DB26	106.766	202.063	183.774	89.425	45.812	68.685	156.421	218.584	148.547	
	DB34	19.742	99.322	212.237	266.287	264.650	231.167	119.601	40.806	7.007	
	DB35	19.871	94.985	191.858	209.581	165.387	193.363	211.359	123.850	37.025	
	DB36	20.126	95.223	187.957	191.270	112.900	94.945	163.099	218.795	148.133	
	DB45	0.730	7.725	29.109	99.844	240.239	360.028	316.093	163.617	39.260	
	DB46	0.673	6.672	25.061	81.458	187.749	261.609	267.823	258.534	150.381	
	DB56	1.711	1.323	8.206	25.206	88.814	223.930	359.825	342.298	184.681	
	DB123	377.333	444.976	402.184	261.963	113.608	35.230	10.947	2.079	1.981	
	DB124	359.426	363.014	255.306	162.967	180.756	184.719	101.985	36.869	7.348	
	DB125	360.496	359.262	237.007	111.931	91.438	150.721	184.578	111.620	34.414	
	DB126	360.631	359.458	233.502	95.459	44.207	62.144	141.137	197.064	134.435	
	DB134	281.354	266.855	259.063	254.630	241.134	208.352	107.977	37.056	6.933	
	DB135	282.424	263.104	240.767	203.618	151.819	174.357	190.573	111.814	34.047	
	DB136	282.557	263.281	237.281	187.147	104.588	85.761	147.152	197.260	134.068	
	DB145	264.559	181.155	93.862	104.638	219.142	324.338	284.815	147.576	36.058	
	DB146	264.694	181.350	90.354	88.145	171.910	235.762	241.394	233.019	136.057	
	DB156	265.773	177.621	72.125	37.204	82.669	201.755	324.193	308.392	166.897	
	DB234	112.225	271.003	356.101	317.248	263.153	213.434	108.184	36.628	6.444	
	DB235	113.295	267.254	337.809	266.241	173.843	179.417	190.798	111.447	33.930	
	DB236	113.405	267.428	334.322	249.771	126.613	90.840	147.357	196.891	133.951	
	DB245	95.430	185.305	190.904	167.263	241.168	329.420	285.042	147.210	35.942	
	DB246	95.542	185.496	187.395	150.768	193.932	240.820	241.597	232.649	135.940	
	DB256	96.645	181.772	169.167	99.828	104.694	206.835	324.398	308.023	166.780	
	DB345	17.587	89.163	194.671	258.926	301.549	353.038	291.055	147.381	35.549	
	DB346	18.027	89.413	191.206	242.458	254.327	264.469	247.621	232.849	135.574	
	DB356	18.569	85.591	172.921	191.491	165.070	230.449	330.411	308.215	166.390	
	DB456	1.286	6.845	26.431	92.713	232.457	380.457	424.680	344.002	168.418	
	DB1234	313.966	373.843	353.514	276.872	221.763	178.124	90.444	30.793	5.893	
	DB1235	314.864	370.710	338.274	234.359	147.358	149.780	159.309	93.156	28.891	
	DB1236	314.972	370.865	335.348	220.630	107.989	75.952	123.094	164.351	112.225	
	DB1245	299.964	302.415	215.838	151.874	203.453	274.780	237.833	122.955	30.552	
	DB1246	300.073	302.571	212.931	138.126	164.085	200.954	201.640	194.153	113.887	
	DB1256	300.981	299.476	197.729	95.688	89.735	172.616	270.633	256.959	139.586	
	DB1345	234.916	222.284	218.972	228.257	253.760	294.457	242.843	123.108	30.252	
	DB1346	235.025	222.443	216.069	214.534	214.416	220.637	206.655	194.328	113.591	
	DB1356	235.929	219.323	200.861	172.070	140.045	192.317	275.647	257.132	139.267	
	DB1456	221.033	151.050	78.427	89.585	196.138	317.295	354.170	286.933	140.951	
	DB2345	93.975	225.741	299.851	280.448	272.112	298.692	243.023	122.815	30.149	

	DB2346	94.060	225.892	296.925	266.722	232.767	224.870	206.832	194.013	113.484	
	DB2356	94.964	222.773	281.717	224.259	158.395	196.550	275.826	256.821	139.183	
	DB2456	80.092	154.507	159.306	141.777	214.491	321.531	354.369	286.621	140.845	
	DB3456	15.017	74.351	162.438	218.163	264.822	341.233	359.384	286.776	140.545	
	DB12345	314.418	373.738	356.593	292.944	274.604	298.959	243.337	123.092	30.764	
	DB12346	314.527	373.894	353.686	279.196	235.234	225.129	207.122	194.287	114.098	
	DB12356	315.435	370.797	338.483	236.737	160.886	196.816	276.141	257.120	139.802	
	DB12456	300.535	302.503	216.046	154.251	216.979	321.793	354.660	286.895	141.459	
	DB13456	235.483	222.351	219.180	230.656	267.291	341.495	359.675	287.068	141.140	
	DB23456	94.523	225.826	300.060	282.847	285.640	345.707	359.851	286.755	141.056	
	DB123456	314.990	373.829	356.823	295.324	288.131	345.973	360.166	287.051	141.652	
	DL1	246.675	160.165	62.230	14.608	5.555	1.234	0.561	0.411	0.818	
	DL2	88.097	163.864	146.942	69.087	23.719	8.007	2.149	0.334	0.694	
	DL3	18.459	76.611	150.815	151.406	76.122	27.559	9.237	1.909	0.665	
	DL4	0.303	6.099	21.117	62.940	135.191	161.684	89.465	33.716	6.314	
	DL5	0.855	1.083	6.289	18.704	56.750	127.765	166.304	98.430	30.636	
	DL6	0.712	0.341	1.258	5.247	15.758	50.469	123.269	179.612	122.843	
	DL12	334.692	323.960	208.966	83.300	26.940	8.807	2.209	0.628	1.418	
	DL13	262.472	236.249	212.657	165.562	79.183	27.718	9.122	1.847	1.344	
	DL14	246.107	163.816	82.729	76.924	138.277	161.931	89.694	33.973	6.961	
	DL15	247.112	160.054	65.901	32.444	59.687	127.977	166.553	98.700	31.332	
좌측편재하	DL16	247.308	160.310	62.681	18.685	20.613	50.970	123.670	179.965	123.644	
	DL22	176.192	327.726	293.882	138.147	47.465	16.017	4.298	0.661	1.349	
	DL24	87.525	167.536	167.573	131.582	158.349	167.128	90.086	33.585	6.441	
	DL25	88.539	163.810	150.757	87.115	79.793	133.145	166.961	98.349	31.188	
	DL26	88.658	163.897	147.128	71.780	38.604	55.742	123.876	179.588	123.375	
	DL34	18.163	80.337	171.526	214.070	211.007	188.725	96.133	33.872	5.976	
	DL35	18.215	76.424	154.615	169.594	132.403	154.750	173.007	98.681	30.806	
	DL36	18.683	76.584	151.045	154.296	91.224	77.323	129.919	179.892	123.024	
	DL45	0.724	6.712	25.051	81.169	191.628	289.322	255.472	131.281	32.454	
	DL46	0.626	5.872	21.309	65.799	150.425	211.921	212.379	212.511	124.635	
	DL56	1.469	1.114	7.315	22.749	72.306	178.127	289.531	278.040	153.446	
	DL123	315.441	360.074	323.551	210.976	92.237	30.016	9.781	1.719	1.795	
	DL124	300.700	294.879	206.631	131.181	145.367	150.666	81.330	30.448	6.386	
	DL125	301.591	291.515	191.470	91.169	74.625	120.106	150.521	88.797	28.745	
	DL126	301.704	291.592	188.233	77.359	37.548	50.415	111.726	161.866	111.689	
	DL134	235.710	215.897	210.003	205.398	192.674	170.051	86.719	30.721	5.967	
	DL135	236.642	212.547	194.879	165.393	121.938	139.490	155.909	89.051	28.396	
	DL136	236.752	212.622	191.617	151.617	84.896	69.806	117.121	162.128	111.377	
	DL145	221.942	147.358	77.896	85.609	175.247	260.650	230.138	118.392	29.870	
	DL146	222.055	147.435	74.658	71.800	138.170	190.962	191.348	191.494	112.821	
	DL156	222.957	144.101	59.584	31.903	67.518	160.414	260.758	250.476	138.708	
	DL234	92.990	219.260	286.373	254.598	210.757	174.716	87.061	30.350	5.494	
	DL235	93.920	215.904	271.218	214.567	140.052	144.157	156.275	88.746	28.269	
	DL236	94.040	216.017	267.991	200.793	102.981	74.472	117.487	161.848	111.220	
	DL245	79.223	150.720	154.265	134.784	193.334	265.319	230.531	118.084	29.707	
	DL246	79.343	150.833	151.038	121.010	156.263	195.634	191.745	191.193	112.696	

좌측편재하	DL256	80.235	147.458	135.922	81.074	85.629	165.054	261.151	250.173	138.583	
	DL345	16.152	72.106	157.767	209.042	240.694	284.749	235.955	118.390	29.408	
	DL346	16.580	72.274	154.555	195.236	203.624	215.065	197.164	191.461	112.352	
	DL356	16.637	68.778	139.423	155.308	132.979	184.503	266.568	250.472	138.244	
	DL456	1.237	6.001	23.326	75.808	186.335	305.652	340.799	279.825	139.702	
	DL1234	262.434	302.793	285.149	222.795	177.988	145.829	72.766	25.511	5.077	
	DL1235	263.206	300.009	272.528	189.456	119.057	120.331	130.444	74.189	24.121	
	DL1236	263.287	300.076	269.822	177.962	88.153	62.248	98.104	135.079	93.252	
	DL1245	250.960	245.673	175.065	122.958	163.475	221.324	192.312	98.628	25.329	
	DL1246	251.050	245.773	172.364	111.466	132.573	163.244	159.977	159.552	94.468	
	DL1256	251.820	242.971	159.772	78.179	73.699	137.754	217.815	208.708	116.047	
	DL1345	196.821	179.887	177.887	184.813	202.894	237.461	196.811	98.843	25.051	
	DL1346	196.903	179.953	175.181	173.322	171.997	179.414	164.481	159.769	94.190	
	DL1356	197.674	177.151	162.590	140.036	113.123	153.924	222.319	208.925	115.769	
	DL1456	185.436	122.848	65.132	73.540	157.542	254.918	284.187	233.365	116.977	
	DL2345	77.889	182.695	241.527	225.809	217.982	241.347	197.108	98.616	24.933	
	DL2346	77.971	182.762	238.821	214.319	187.087	183.302	164.806	159.515	94.066	
	DL2356	78.742	179.959	226.230	181.032	128.213	157.812	222.643	208.671	115.646	
	DL2456	66.504	125.656	128.772	114.536	172.632	258.808	284.517	233.144	116.861	
	DL3456	13.663	60.087	131.678	176.427	212.086	274.977	289.035	233.366	116.587	
	DL12345	262.816	302.759	288.030	236.445	220.336	241.586	197.314	98.820	25.501	
	DL12346	262.898	302.825	285.324	224.951	189.433	183.505	164.979	159.744	94.640	
	DL12356	263.676	300.057	272.738	191.667	130.560	158.016	222.817	208.900	116.219	
	DL12456	251.431	245.720	175.274	125.169	174.978	259.009	284.685	233.340	117.427	
	DL13456	197.284	179.901	178.091	187.022	214.397	275.146	289.183	233.554	117.149	
	DL23456	78.352	182.709	241.732	228.021	229.493	279.070	289.519	233.336	117.033	
	DL123456	263.287	302.806	288.240	238.657	231.842	279.275	289.717	233.531	117.563	
ENV		400.039	444.976	423.063	389.793	307.639	380.457	424.680	453.191	420.387	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1283.113	1295.510	1247.427	1211.298	1136.384	1203.443	1251.499	1312.438	1407.872	

8.3.2 S1, S3 종점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	비 고
자 중		423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		258.149	300.300	300.300	300.300	300.300	300.300	300.300	300.300	278.959	
합성후		200.956	113.780	83.458	85.545	95.294	77.607	66.527	103.731	286.158	-
		199.240	113.310	84.469	89.465	105.223	99.058	103.244	135.066	183.980	내측풍하중
		153.534	127.000	100.837	97.695	105.366	91.027	86.731	120.313	230.555	외측풍하중
ADD		882.481	837.456	807.134	809.221	818.970	801.283	790.203	827.407	988.493	-
		880.765	836.986	808.145	813.141	828.899	822.734	826.920	858.742	886.315	내측풍하중
		835.059	850.676	824.513	821.371	829.042	814.703	810.407	843.989	932.890	외측풍하중
우측편재하	DB1	0.868	0.502	0.696	1.242	5.637	14.851	71.143	193.045	303.774	
	DB2	0.837	0.366	2.180	7.935	25.289	79.306	176.218	207.590	117.407	
	DB3	0.918	1.884	9.157	29.179	87.741	180.518	192.763	102.564	25.397	
	DB4	6.373	36.700	104.990	194.718	177.749	84.963	27.867	7.784	0.530	
	DB5	29.461	115.407	201.827	169.897	77.528	24.604	7.905	1.570	0.826	
	DB6	136.218	215.097	163.760	68.850	20.922	6.670	1.757	0.399	0.786	
	DB12	1.612	0.749	2.263	8.757	28.123	93.800	247.166	400.566	421.080	
	DB13	1.618	1.852	9.113	29.384	90.509	194.953	263.712	295.539	329.056	
	DB14	7.059	37.063	105.400	194.985	180.466	99.257	98.428	197.939	302.889	
	DB15	30.208	115.759	202.255	170.127	80.094	38.607	75.901	192.951	304.109	
	DB16	136.972	215.489	164.148	69.021	23.477	19.810	71.520	193.161	304.410	
	DB22	1.678	0.754	4.362	15.870	50.560	158.631	352.437	415.178	234.791	
	DB24	6.544	36.586	105.446	199.709	202.505	163.880	203.610	212.533	116.525	
	DB25	30.139	115.379	202.328	174.853	102.125	103.261	181.112	207.551	117.747	
	DB26	136.864	215.088	164.182	73.659	45.324	82.901	176.504	207.651	118.034	
	DB34	6.086	36.589	111.233	223.414	265.190	265.225	220.227	107.466	24.549	
	DB35	29.890	115.418	208.128	198.561	164.835	204.610	197.711	102.483	25.769	
	DB36	136.616	215.127	169.981	97.366	108.017	184.273	193.128	102.608	26.062	
	DB45	30.537	151.198	306.528	364.520	254.965	109.122	32.897	8.839	0.518	
	DB46	136.720	250.807	268.342	263.325	198.110	88.665	28.133	7.579	0.748	
	DB56	165.594	330.499	365.513	238.555	98.087	28.552	9.279	1.606	1.556	
	DB123	2.154	1.745	9.825	31.101	103.859	246.650	395.846	452.806	401.759	
	DB124	6.521	33.279	95.287	180.009	184.753	160.497	247.096	364.960	378.199	
	DB125	27.846	104.202	182.475	157.634	94.441	105.938	226.842	360.489	379.285	
	DB126	123.906	193.936	148.156	66.556	43.294	87.619	222.711	360.566	379.543	
	DB134	6.108	33.279	100.493	201.338	241.188	251.704	262.039	270.405	295.425	
	DB135	27.619	104.234	187.690	178.960	150.857	197.144	241.783	265.913	296.507	
	DB136	123.679	193.968	153.372	87.885	99.733	178.829	237.657	266.012	296.770	
	DB145	28.094	136.390	276.224	328.311	231.900	110.972	92.997	178.094	272.990	
	DB146	123.757	226.055	241.862	237.233	180.767	92.668	88.845	178.186	273.228	
	DB156	149.714	297.763	329.332	214.870	90.530	38.195	68.645	173.721	274.343	
	DB234	5.647	32.866	100.538	205.594	261.009	309.867	356.711	283.556	127.687	
	DB235	27.578	103.891	187.759	183.217	170.687	255.315	336.461	279.069	128.793	
	DB236	123.637	193.625	153.442	92.144	119.565	237.022	332.336	279.166	129.033	
	DB245	27.657	135.980	276.271	332.568	251.724	169.156	187.668	191.224	105.248	
	DB246	123.716	225.715	241.954	241.493	200.600	150.841	183.542	191.323	105.511	
	DB256	149.649	297.417	329.399	219.127	110.359	96.364	163.318	186.851	106.602	

우측편재하	DB345	27.430	136.014	281.490	353.920	308.165	260.368	202.614	96.670	22.475	
	DB346	123.489	225.748	247.171	262.842	257.019	242.050	198.486	96.769	22.738	
	DB356	149.422	297.449	334.616	240.457	166.798	187.575	178.264	92.298	23.829	
	DB456	149.518	329.565	423.157	389.834	247.903	101.628	29.911	7.839	0.952	
	DB1234	5.228	27.657	84.099	171.548	219.592	269.068	350.460	381.020	334.161	
	DB1235	23.584	86.874	156.803	152.893	144.329	223.611	333.593	377.281	335.072	
	DB1236	103.624	161.660	128.197	76.993	101.723	208.337	330.154	377.373	335.285	
	DB1245	23.647	113.618	230.558	277.371	211.858	151.784	209.595	304.090	315.484	
	DB1246	103.686	188.405	201.953	201.472	169.254	136.530	206.136	304.177	315.672	
	DB1256	125.320	248.154	274.839	182.825	94.058	91.136	189.310	300.459	316.614	
	DB1345	23.440	113.628	234.900	295.148	258.904	227.819	222.044	225.306	246.503	
	DB1346	103.502	188.417	206.294	219.244	216.275	212.541	218.600	225.376	246.712	
	DB1356	125.116	248.185	279.181	200.599	141.080	167.147	201.774	221.654	247.631	
	DB1456	125.198	274.912	352.936	325.077	208.611	95.340	77.756	148.458	228.018	
	DB2345	23.405	113.346	234.962	298.702	275.417	276.299	300.962	236.257	106.732	
	DB2346	103.468	188.137	206.358	222.801	232.809	261.021	297.497	236.324	106.940	
	DB2356	125.078	247.882	279.242	204.154	157.613	215.627	280.671	232.602	107.859	
	DB2456	125.141	274.625	352.995	328.612	225.143	143.821	156.674	159.409	88.247	
	DB3456	124.961	274.661	357.342	346.407	272.166	219.831	169.116	80.601	19.263	
	DB12345	24.001	113.651	235.275	298.918	277.512	287.115	354.158	380.991	334.493	
	DB12346	104.064	188.442	206.671	223.018	234.907	271.859	350.697	381.059	334.701	
	DB12356	125.674	248.187	279.556	204.371	159.711	226.465	333.870	377.337	335.619	
	DB12456	125.737	274.930	353.309	328.829	227.241	154.659	209.874	304.144	316.008	
	DB13456	125.553	274.944	357.653	346.623	274.264	230.669	222.316	225.336	247.024	
	DB23456	125.519	274.661	357.712	350.155	290.774	279.149	301.235	236.309	107.257	
	DB123456	126.115	274.966	358.025	350.372	292.872	289.987	354.435	381.044	335.018	
	DL1	0.818	0.416	0.557	1.063	5.135	12.964	58.829	156.281	254.983	
	DL2	0.720	0.353	1.876	7.126	21.326	63.345	140.355	168.804	98.047	
	DL3	0.812	1.597	8.315	24.602	70.239	144.514	155.381	82.042	21.085	
	DL4	5.442	30.496	83.790	157.481	142.172	68.178	23.573	6.973	0.388	
	DL5	24.384	92.024	163.857	135.204	62.210	20.918	7.093	1.308	0.736	
	DL6	112.922	176.530	129.929	55.113	17.768	5.898	1.479	0.340	0.695	
	DL12	1.434	0.615	1.894	7.750	24.122	75.911	198.972	324.982	352.942	
	DL13	1.460	1.553	8.212	24.742	72.950	157.036	213.956	238.252	276.009	
	DL14	6.090	30.766	84.028	157.680	144.816	80.521	81.759	160.692	254.211	
	DL15	25.079	92.305	164.113	135.338	64.697	32.993	63.185	156.246	255.263	
	DL16	113.681	176.865	130.293	55.475	21.492	18.394	59.440	156.451	255.574	
	DL22	1.431	0.673	3.748	14.251	42.653	126.693	280.737	337.580	196.087	
	DL24	5.599	30.375	84.291	162.065	162.941	131.087	163.450	173.270	97.242	
	DL25	24.972	91.988	164.399	139.721	82.824	83.533	144.874	168.797	98.325	
	DL26	113.439	176.504	130.376	59.479	38.170	66.605	140.644	168.806	98.545	
	DL34	5.138	30.467	89.515	181.594	212.092	212.411	178.512	86.520	20.360	
	DL35	24.780	92.131	169.638	159.246	131.948	164.857	159.934	82.041	21.406	
	DL36	113.249	176.654	135.650	79.016	87.333	147.941	155.743	82.063	21.667	
	DL45	28.252	122.197	247.528	292.583	204.088	88.637	28.261	7.766	0.422	
	DL46	113.150	206.022	213.300	212.337	159.330	71.549	23.822	6.721	0.571	
	DL56	137.243	268.551	293.708	190.114	79.574	24.589	8.173	1.282	1.330	

우측편재하	DL123	1.920	1.417	8.712	26.566	84.485	198.133	318.821	366.355	336.592	
	DL124	5.628	27.566	76.090	146.042	149.099	129.251	199.837	296.513	316.925	
	DL125	23.148	83.035	148.199	125.946	76.990	86.475	183.134	292.508	317.905	
	DL126	102.788	159.120	117.601	53.737	36.814	71.227	179.325	292.523	318.116	
	DL134	5.215	27.663	80.787	163.640	193.318	202.435	213.386	218.430	247.712	
	DL135	22.927	83.167	152.905	143.518	121.241	159.666	196.688	214.427	248.692	
	DL136	102.569	159.257	122.339	71.311	81.041	144.447	192.882	214.444	248.903	
	DL145	26.007	110.222	223.002	263.515	186.089	90.857	77.712	144.642	229.081	
	DL146	102.496	185.666	192.194	191.288	145.805	75.531	73.853	144.610	229.314	
	DL156	124.118	241.928	264.569	171.211	73.826	32.852	57.209	140.625	230.267	
	DL234	4.776	27.323	81.000	167.587	209.619	247.920	286.906	229.756	106.482	
	DL235	22.833	82.894	153.141	147.469	137.555	205.192	270.216	225.751	107.424	
	DL236	102.467	158.950	122.568	75.257	97.348	189.937	266.402	225.738	107.666	
	DL245	25.560	109.849	223.206	267.454	202.356	136.337	151.230	155.967	87.851	
	DL246	102.404	185.399	192.462	195.242	162.117	121.025	147.376	155.931	88.047	
	DL256	124.024	241.655	264.804	175.159	90.135	78.345	130.734	151.952	89.037	
	DL345	25.150	109.949	227.933	285.031	246.606	209.525	164.781	77.885	18.637	
	DL346	102.176	185.497	197.164	212.813	206.373	194.249	160.936	77.853	18.834	
	DL356	123.836	241.765	269.539	192.731	134.361	151.565	144.291	73.873	19.824	
	DL456	123.751	268.233	339.456	312.720	199.196	82.869	25.714	6.840	0.902	
	DL1234	4.470	22.956	67.705	139.797	176.736	216.016	283.025	308.629	279.891	
	DL1235	19.576	69.279	127.835	123.063	116.673	180.403	269.134	305.297	280.728	
	DL1236	85.947	132.675	102.351	62.880	83.197	167.684	265.963	305.272	280.896	
	DL1245	21.795	91.751	186.212	223.041	170.692	122.999	169.947	247.129	264.394	
	DL1246	85.867	154.703	160.580	162.854	137.167	110.262	166.749	247.092	264.556	
	DL1256	103.885	201.589	220.899	146.129	77.173	74.713	152.897	243.771	265.362	
	DL1345	21.450	91.822	190.140	237.705	207.546	184.009	181.252	182.059	206.722	
	DL1346	85.713	154.811	164.521	177.518	174.025	171.276	178.057	182.023	206.884	
	DL1356	103.732	201.694	224.833	160.757	114.021	135.694	164.203	178.733	207.698	
	DL1456	103.651	223.725	283.068	260.765	167.996	78.273	64.985	120.520	191.350	
	DL2345	21.079	91.516	190.314	240.970	221.115	221.905	242.528	191.477	89.002	
	DL2346	85.618	154.593	164.724	180.819	187.608	209.185	239.344	191.477	89.172	
	DL2356	103.673	201.478	225.006	164.055	127.603	173.626	225.457	188.150	89.976	
	DL2456	103.595	223.511	283.268	264.036	181.579	116.211	126.276	129.976	73.638	
	DL3456	103.434	223.586	287.202	278.695	218.431	177.192	137.579	64.905	15.967	
	DL12345	21.580	91.751	190.540	241.158	223.200	231.334	286.473	308.635	280.162	
	DL12346	86.186	154.801	164.907	180.959	189.647	218.573	283.282	308.638	280.371	
	DL12356	104.205	201.687	225.225	164.233	129.650	183.018	269.397	305.312	281.175	
	DL12456	104.124	223.714	283.454	264.208	183.623	125.602	170.216	247.138	264.837	
	DL13456	103.971	223.821	287.393	278.845	220.508	186.618	181.525	182.070	207.166	
	DL23456	103.906	223.576	287.592	282.142	234.088	224.519	242.774	191.485	89.444	
	DL123456	104.446	223.819	287.816	282.323	236.135	233.911	286.711	308.639	280.605	
좌측편재하	DB1	293.657	197.937	76.091	17.128	6.166	1.441	0.680	0.499	0.906	
	DB2	105.914	201.780	183.732	86.585	28.399	8.813	2.490	0.362	0.797	
	DB3	19.856	94.756	187.701	188.190	95.374	32.646	10.127	2.264	0.734	
	DB4	0.430	6.734	24.825	78.143	169.908	198.777	112.540	41.033	7.340	
	DB5	0.967	1.278	7.069	21.782	70.750	160.912	204.141	124.003	36.889	

좌측편재하	DB6	0.820	0.401	1.517	5.944	18.487	62.682	155.785	218.504	148.257	
	DB12	399.498	399.652	259.628	103.324	31.826	9.847	2.625	0.750	1.613	
	DB13	312.843	292.550	263.548	204.898	98.690	32.920	10.111	2.223	1.471	
	DB14	292.975	201.779	100.315	94.665	173.200	199.118	112.917	41.358	8.034	
	DB15	294.170	197.734	80.037	38.069	73.893	161.191	204.513	124.339	37.671	
	DB16	294.325	198.021	76.236	20.091	22.213	62.909	156.155	218.877	149.032	
	DB22	211.824	403.538	367.460	173.150	56.816	17.628	4.981	0.725	1.593	
	DB24	105.262	205.678	208.109	164.300	197.779	204.737	113.146	40.903	7.482	
	DB25	106.454	201.613	187.835	107.714	98.503	166.817	204.790	123.955	37.540	
	DB26	106.587	201.870	183.939	89.497	46.011	68.421	156.370	218.471	148.855	
	DB34	19.728	98.717	212.164	266.088	265.033	230.988	119.887	41.159	7.020	
	DB35	19.854	94.492	191.828	209.477	165.712	193.043	211.517	124.213	37.121	
	DB36	20.103	94.769	187.939	191.261	113.225	94.671	163.102	218.731	148.437	
	DB45	0.726	7.527	29.054	99.470	240.358	359.595	316.400	164.231	39.363	
	DB46	0.665	6.512	25.016	81.179	187.867	261.222	267.975	258.722	150.691	
	DB56	1.701	1.273	8.202	25.024	88.875	223.401	359.849	342.481	185.080	
	DB123	376.833	444.885	402.492	262.148	114.066	35.172	11.021	2.141	2.001	
	DB124	358.942	363.189	255.586	162.909	181.026	184.563	102.193	37.142	7.376	
	DB125	360.007	359.540	237.327	111.959	91.655	150.438	184.671	111.901	34.518	
	DB126	360.138	359.771	233.833	95.573	44.424	61.902	141.091	196.961	134.725	
	DB134	281.011	266.795	259.178	254.500	241.517	208.187	108.234	37.373	6.958	
	DB135	282.077	263.147	240.922	203.573	152.151	174.064	190.716	112.140	34.147	
	DB136	282.205	263.359	237.447	187.188	104.919	85.509	147.155	197.201	134.355	
	DB145	264.227	181.464	93.990	104.350	219.287	323.943	285.090	148.128	36.165	
	DB146	264.358	181.694	90.493	87.943	172.054	235.408	241.530	233.187	136.350	
	DB156	265.433	178.068	72.303	37.087	82.760	201.274	324.215	308.557	167.269	
	DB234	112.059	270.285	356.179	317.174	263.650	213.253	108.454	36.954	6.460	
	DB235	113.125	266.639	337.927	266.252	174.288	179.109	190.953	111.780	34.022	
	DB236	113.230	266.847	334.451	249.868	127.058	90.574	147.373	196.840	134.229	
	DB245	95.275	184.957	190.995	167.030	241.427	329.011	285.331	147.769	36.040	
	DB246	95.383	185.182	187.497	150.621	194.190	240.451	241.746	232.824	136.224	
	DB256	96.481	181.561	169.308	99.767	104.899	206.339	324.433	308.195	167.143	
	DB345	17.573	88.579	194.598	258.621	301.922	352.619	291.393	147.985	35.642	
	DB346	18.008	88.865	191.143	242.239	254.699	264.091	247.819	233.069	135.854	
	DB356	18.546	85.144	172.898	191.357	165.389	229.944	330.495	308.432	166.749	
	DB456	1.276	6.664	26.384	92.335	232.590	379.850	424.897	344.446	168.783	
	DB1234	313.551	373.650	353.731	276.851	222.210	177.969	90.669	31.065	5.917	
	DB1235	314.446	370.603	338.524	234.409	147.761	149.520	159.438	93.433	28.978	
	DB1236	314.550	370.787	335.607	220.752	108.392	75.726	123.107	164.308	112.467	
	DB1245	299.558	302.530	216.065	151.721	203.701	274.435	238.074	123.420	30.644	
	DB1246	299.663	302.715	213.167	138.045	164.332	200.643	201.764	194.298	114.134	
	DB1256	300.568	299.705	197.999	95.677	89.939	172.199	270.662	257.102	139.899	
	DB1345	234.628	222.203	219.062	228.043	254.102	294.104	243.125	123.611	30.341	
	DB1346	234.733	222.391	216.169	214.392	214.758	220.318	206.820	194.511	113.835	
	DB1356	235.634	219.357	200.993	171.999	140.343	191.891	275.717	257.312	139.577	
	DB1456	220.750	151.306	78.536	89.311	196.280	316.785	354.351	287.302	141.266	
	DB2345	93.835	225.112	299.911	280.281	272.549	298.327	243.315	123.324	30.231	

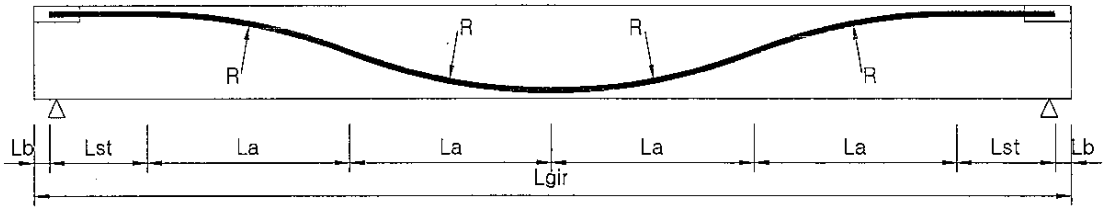
	DB2346	93.916	225.292	296.994	266.627	233.203	224.538	207.008	194.203	113.721	
	DB2356	94.816	222.258	281.818	224.234	158.788	196.112	275.906	257.007	139.487	
	DB2456	79.957	154.214	159.385	141.550	214.728	321.009	354.561	286.996	141.154	
	DB3456	15.000	73.862	162.380	217.875	265.154	340.702	359.616	287.188	140.850	
	DB12345	314.002	373.514	356.805	292.819	275.073	298.589	243.629	123.601	30.857	
	DB12346	314.107	373.700	353.907	279.142	235.702	224.794	207.297	194.476	114.346	
	DB12356	315.012	370.688	338.736	236.754	161.311	196.375	276.222	257.306	140.116	
	DB12456	300.124	302.616	216.276	154.064	217.248	321.267	354.852	287.270	141.778	
	DB13456	235.189	222.268	219.274	230.409	267.655	340.960	359.908	287.480	141.456	
	DB23456	94.377	225.195	300.123	282.646	286.099	345.160	360.094	287.173	141.365	
	DB123456	314.568	373.603	357.038	295.164	288.622	345.422	360.408	287.468	141.972	
	DL1	246.205	160.750	62.435	14.651	5.592	1.229	0.562	0.412	0.833	
	DL2	87.917	163.692	147.133	69.209	23.875	7.982	2.164	0.343	0.700	
	DL3	18.458	76.177	150.792	151.448	76.429	27.520	9.297	1.964	0.667	
	DL4	0.302	5.957	21.074	62.698	135.269	161.537	89.702	33.992	6.319	
	DL5	0.852	1.043	6.286	18.576	56.777	127.453	166.401	98.730	30.713	
	DL6	0.704	0.336	1.261	5.210	15.794	50.229	123.182	179.459	123.185	
	DL12	334.045	324.374	209.362	83.468	27.133	8.777	2.224	0.637	1.438	
	DL13	262.008	236.394	212.839	165.650	79.525	27.674	9.181	1.900	1.360	
	DL14	245.641	164.260	82.888	76.729	138.391	161.778	89.930	34.248	6.979	
	DL15	246.641	160.605	66.102	32.361	59.749	127.660	166.650	98.999	31.422	
좌측편재하	DL16	246.831	160.892	62.890	18.691	20.684	50.726	123.584	179.812	124.001	
	DL22	175.834	327.383	294.264	138.390	47.778	15.966	4.327	0.680	1.361	
	DL24	87.348	167.222	167.718	131.463	158.583	166.958	90.333	33.868	6.450	
	DL25	88.357	163.604	150.944	87.107	79.977	132.811	167.069	98.654	31.270	
	DL26	88.473	163.725	147.323	71.865	38.793	55.480	123.799	179.441	123.721	
	DL34	18.165	79.762	171.457	213.871	211.390	188.542	96.430	34.202	5.981	
	DL35	18.213	75.953	154.588	169.507	132.734	154.404	173.165	99.032	30.883	
	DL36	18.676	76.148	151.027	154.301	91.561	77.049	129.893	179.791	123.366	
	DL45	0.719	6.534	25.006	80.797	191.732	288.863	255.805	131.873	32.528	
	DL46	0.618	5.728	21.271	65.520	150.535	211.535	212.527	212.651	124.973	
	DL56	1.459	1.070	7.315	22.583	72.368	177.575	289.541	278.187	153.864	
	DL123	314.863	360.050	323.887	211.167	92.686	29.955	9.845	1.774	1.813	
	DL124	300.120	295.125	206.947	131.116	145.611	150.508	81.553	30.703	6.406	
	DL125	301.007	291.857	191.823	91.204	74.823	119.800	150.618	89.070	28.831	
	DL126	301.116	291.964	188.594	77.478	37.751	50.176	111.657	161.732	112.012	
	DL134	235.294	215.899	210.126	205.261	193.051	169.882	86.986	31.017	5.984	
	DL135	236.221	212.645	195.039	165.356	122.268	139.173	156.051	89.365	28.478	
	DL136	236.328	212.751	191.785	151.663	85.231	69.555	117.096	162.035	111.697	
	DL145	221.520	147.726	78.035	85.317	175.373	260.232	230.437	118.924	29.949	
	DL146	221.629	147.833	74.806	71.591	138.302	190.610	191.481	191.619	113.137	
	DL156	222.527	144.595	59.769	31.794	67.602	159.914	260.766	250.607	139.097	
	DL234	92.835	218.580	286.483	254.529	211.242	174.532	87.339	30.653	5.502	
	DL235	93.761	215.321	271.365	214.598	140.491	143.825	156.428	89.066	28.343	
	DL236	93.877	215.464	268.147	200.908	103.425	74.206	117.473	161.762	111.532	
	DL245	79.062	150.407	154.392	134.560	193.569	264.885	230.841	118.622	29.777	
	DL246	79.178	150.550	151.173	120.869	156.503	195.266	191.889	191.324	113.004	

좌측편재하	DL256	80.066	147.271	136.094	81.034	85.823	164.538	261.170	250.310	138.963	
	DL345	16.152	71.554	157.701	208.746	241.062	284.304	236.309	118.969	29.475	
	DL346	16.575	71.754	154.497	195.024	203.998	214.686	197.352	191.633	112.657	
	DL356	16.629	68.351	139.403	155.196	133.306	183.976	266.632	250.650	138.621	
	DL456	1.227	5.838	23.289	75.440	186.458	305.023	341.020	280.221	140.075	
	DL1234	261.953	302.667	285.395	222.773	178.420	145.671	72.997	25.763	5.094	
	DL1235	262.722	299.963	272.805	189.518	119.450	120.050	130.571	74.455	24.193	
	DL1236	262.800	300.055	270.105	178.093	88.551	62.022	98.092	135.006	93.522	
	DL1245	250.475	245.852	175.325	122.806	163.698	220.959	192.570	99.076	25.398	
	DL1246	250.561	245.977	172.630	111.384	132.800	162.934	160.096	159.661	94.735	
	DL1256	251.328	243.255	160.070	78.181	73.888	137.320	217.830	208.822	116.374	
	DL1345	196.473	179.862	177.986	184.602	203.228	237.087	197.106	99.324	25.117	
	DL1346	196.551	179.954	175.287	173.180	172.335	179.094	164.638	159.912	94.454	
	DL1356	197.318	177.232	162.727	139.977	113.422	153.481	222.372	209.073	116.094	
	DL1456	185.079	123.154	65.252	73.268	157.671	254.390	284.371	233.694	117.298	
	DL2345	77.758	182.102	241.615	225.655	218.406	240.959	197.411	99.102	24.992	
	DL2346	77.836	182.194	238.917	214.234	187.515	182.970	164.971	159.662	94.324	
	DL2356	78.603	179.472	226.356	181.030	128.603	157.356	222.705	208.823	115.963	
	DL2456	66.365	125.394	128.881	114.321	172.852	258.268	284.709	233.478	117.176	
	DL3456	13.658	59.626	131.626	176.151	212.417	274.427	289.264	233.734	116.898	
	DL12345	262.334	302.606	288.273	236.326	220.788	241.194	197.617	99.306	25.570	
	DL12346	262.412	302.698	285.573	224.901	189.889	183.169	165.144	159.891	94.907	
	DL12356	263.187	300.009	273.018	191.700	130.978	157.556	222.878	209.052	116.547	
	DL12456	250.941	245.898	175.537	124.989	175.225	258.464	284.877	233.673	117.752	
	DL13456	196.931	179.875	178.193	186.782	214.755	274.592	289.413	233.921	117.471	
	DL23456	78.216	182.115	241.824	227.838	229.941	278.503	289.757	233.708	117.348	
	DL123456	262.799	302.652	288.485	238.509	232.318	278.705	289.955	233.902	117.888	
ENV		399.498	444.885	423.157	389.834	308.165	379.850	424.897	452.806	421.080	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1281.979	1295.561	1247.670	1211.205	1137.207	1202.584	1251.817	1311.548	1409.573	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 24.42 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.215 m , La = 6.675 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.554 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.215 + 0.554 × 24.42 = 14.737 m

▷ 마찰손실량 산정

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

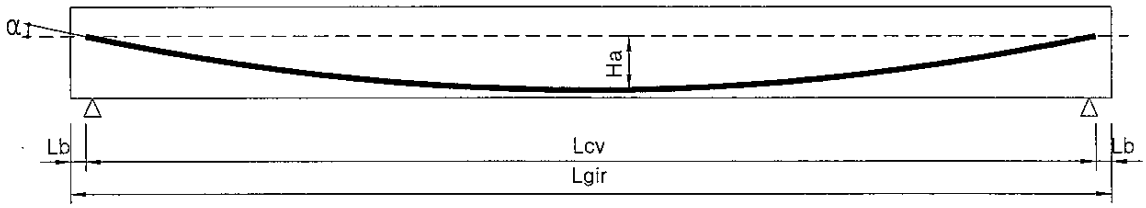
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 200687 N

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

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 14.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 115487 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 29.130 m

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

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

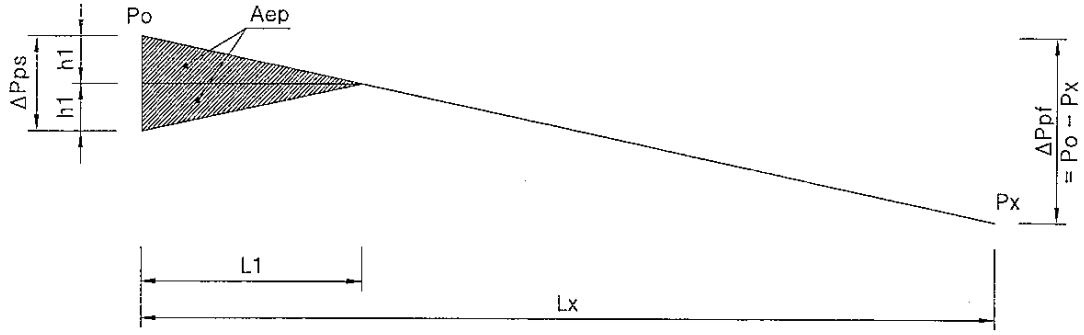
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 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	1.475	0.006953	0.19984	29.328	14.664	0.250	0.005	313154
T3	1.025	0.004832	0.13983	29.226	14.613	0.250	0.005	276459
T4	-	-	-	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-	-	-	-

9.2 정착장치 활등에 의한 손실



▷ 정착장치 활등량 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	14.565	3965	1508400	19.506	154662	39175
C2	14.565	3965	1508400	19.506	154662	39175
T1	14.737	13618	1165080	9.250	251920	0
T2	14.664	21355	2496600	10.812	461804	0
T3	14.613	18919	2496600	11.488	434661	0
T4	0.000	0	0	0.000	0	0
T5	0.000	0	0	0.000	0	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

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

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

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

$fcir = \Sigma fpsi + fsw / N$

$(Ept / Eci) = n$

$fsw = Msw \cdot e / Inet$

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

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

- 긴장회수(N) = 2 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 = 0.92368 m^2 , Inet = 0.51423 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(Msw) = 2686500 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	2700000	-313154	0	2386846	-0.769612	4
T3	2700000	-276459	0	2423541	-0.769612	1
T4	-	-	-	-	0.000000	-
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	fpsi	∑fpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	5.415	5.333	-2.010	3.323	22.862	47.565
T4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	5.333	0.000	-2.010	-2.010	-13.831	-28.776
Σ	10.749	5.333	-4.021	1.313	9.031	18.788

Δfpe의 평균치 : 4.515 MPa

ΔPpe의 평균치 : 9.394 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	-525000	57744	39175	0	-428081	1.08039	-462494
C2	-525000	57744	39175	0	-428081	1.08039	-462494
PS강봉 소계(압축)					-856162	1.08039	-924987
T1	1050000	-200687	0	0	849313	-0.77961	-662135
T2	2700000	-313154	0	28776	2415622	-0.76961	-1859093
T3	2700000	-276459	0	-47565	2375976	-0.76961	-1828581
T4	0	0	0	0	0	0.00000	0
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					5640911	-0.77193	-4349808

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			2686.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-856	1.080	-924.99	
	강선	gs	5641	-0.772	-4349.81	
합성전 고정하중		bl			1766.70	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1165.20	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2452.40	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{2687}{0.51423} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.205	-0.895			
fsw	MPa			6.297	-4.674			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 4785 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{856}{0.002514} = 340.558 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-5641}{0.0051319} = -1099.186 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{4785}{0.9237} + \frac{-5275}{0.51423} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.205	-0.895	1.080	-0.772	
fps	MPa			-7.184	14.357	340.558	-1099.186	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{1766.70}{0.55294} \cdot y$$

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			1.214	-0.886	1.089	-0.763	
fbl	MPa			3.878	-2.832	22.519	-15.788	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1165.20}{1.18574} \cdot y$$

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	0.968	0.728	0.728	-1.372	0.603	-1.249	
fal	MPa	0.856	0.644	0.716	-1.348	3.837	-7.944	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2452.4 + 0}{1.18574} \cdot y$$

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	0.968	0.728	0.728	-1.372	0.603	-1.249	
fll	MPa	1.802	1.355	1.506	-2.837	8.076	-16.720	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0051 = -186.80$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-186.8}{1.5302} + n \cdot \frac{233.3}{1.1857} \cdot y$$

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	0.968	0.728	0.728	-1.372	0.603	-1.249	
fsh	MPa	0.062	0.019	0.021	-0.392	-0.022	2.381	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 9.07 - 7 \times 3.67 = 83.126$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 13.10 + -4.03 = 9.07$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -2.44 + -1.23 = -3.67$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{4785}{0.9237} + \frac{-5275}{0.51423} \quad -0.772 = 13.098 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{2687}{0.51423} \quad -0.772 = -4.033 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{1767}{0.55294} \quad -0.763 = -2.439 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1165}{1.18574} \quad -1.249 = -1.227 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -83.126 \times 0.0051 = -426.597$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-426.597}{1.5302} + n \cdot \frac{532.706}{1.1857} \cdot y$$

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	0.968	0.728	0.728	-1.372	0.603	-1.249	
fcr	MPa	0.141	0.044	0.048	-0.895	-0.051	5.437	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 340.56\ + 22.52\ + 3.84\ ) \times\ 0.03\ =\ 11.007\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -11.007 \times 0.0025 = -27.673\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-27.673}{1.5302} + n \cdot \frac{-16.691}{1.1857} \cdot y$$

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	0.968	0.728	0.728	-1.372	0.603	-1.249	
frgb	MPa	-0.029	-0.026	-0.028	0.001	-0.172	-0.003	

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	206.702	0.000	36.400	83.126	14.555
T2	0.002081	150.519	13.831	36.400	83.126	17.104
T3	0.002081	132.881	-22.862	36.400	83.126	22.008
T4	0.000000	0.000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
Σ	0.005132	490.102	-9.031	109.200	249.379	53.667
avg	0.001711	163.367	-3.010	36.400	83.126	17.889

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -17.889 \times 0.0051 = -91.80\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-91.80}{1.5302} + n \cdot \frac{114.64}{1.1857} \cdot y$$

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	0.968	0.728	0.728	-1.372	0.603	-1.249	
frgs	MPa	0.030	0.009	0.010	-0.193	-0.011	1.170	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 5.5294E+11 / 27804.0636 \times 2673907200 = 229.751$

$B = 1 + m = 1 + 229.751 = 230.751$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.21365777 - 229.751 \times 0.12 = -26.356 \ m$

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

$= 1.473 + 0.568 + 229.751 \times 0.005 + 229.751 \times 0.014$

$= 6.452$

$P = (1383.68 + 1210.69828) / 2 \times (138.7 \times 37)$

$= 6657045 \ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -627179.955 \ N$

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

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

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

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

$= -72509.723 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 103387.955 \ N$

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

$= 11809.010 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 1.002$ MPa

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

$= 1.249$ MPa

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

$= -2.474$ MPa

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

$= 0.692$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.159$ MPa

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

$= -0.212$ MPa

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

$= 0.408$ 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	1.214	-0.886	1.089	-0.763	
fcr2	MPa	1.002	1.249	-2.474	0.692	-2.220	0.596	
fsh2	MPa	-0.159	-0.212	0.408	-0.114	0.366	-0.098	
f2	MPa	0.844	1.037	-2.067	0.578	-1.854	0.498	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G8거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			2686.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-856	1.080	-924.99	
	강선	gs	5641	-0.772	-4349.81	
합성전 고정하중		bl			2005.30	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1367.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2205.00	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{2687}{0.51423} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.205	-0.895			
fsw	MPa			6.297	-4.674			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 4785 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{856}{0.002514} = 340.558 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-5641}{0.0051319} = -1099.186 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{4785}{0.9237} + \frac{-5275}{0.51423} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.205	-0.895	1.080	-0.772	
fps	MPa			-7.184	14.357	340.558	-1099.186	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2005.30}{0.55294} \cdot y$$

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			1.214	-0.886	1.089	-0.763	
fbl	MPa			4.401	-3.214	25.560	-17.920	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1367.30}{1.21186} \cdot y$$

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	-1.269	
fal	MPa	0.963	0.719	0.799	-1.570	4.260	-9.267	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2205 + 0}{1.21186} \cdot y$$

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	-1.269	
fll	MPa	1.553	1.160	1.289	-2.532	6.869	-14.945	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0051 = -186.80$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-186.8}{1.5672} + n \cdot \frac{233.3}{1.2119} \cdot y$$

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	-1.269	
fsh	MPa	0.057	0.015	0.017	-0.387	-0.045	2.353	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 9.07 - 7 \times 4.18 = 79.548$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 13 + -4.03 = 9.07$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -2.77 + -1.41 = -4.18$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{4785}{0.9237} + \frac{-5275}{0.51423} \quad -0.772 = 13.098 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{2687}{0.51423} \quad -0.772 = -4.033 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2005}{0.55294} \quad -0.763 = -2.768 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1367}{1.21186} \quad -1.249 = -1.409 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -79.548 \times 0.0051 = -408.235$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-408.235}{1.5672} + n \cdot \frac{509.777}{1.2119} \cdot y$$

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	-1.269	
fcr	MPa	0.125	0.034	0.037	-0.846	-0.098	5.142	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 340.56 + 25.56 + 4.26\ ) \times 0.03 = 11.111\ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -11.111 \times 0.0025 = -27.934\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-27.934}{1.5672} + n \cdot \frac{-16.849}{1.2119} \cdot y$$

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	-1.269	
frgb	MPa	-0.028	-0.025	-0.028	0.002	-0.168	-0.001	

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	206.702	0.000	36.400	79.548	14.733
T2	0.002081	150.519	13.831	36.400	79.548	17.283
T3	0.002081	132.881	-22.862	36.400	79.548	22.187
T4	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.005132	490.102	-9.031	109.200	238.645	54.204
avg	0.001711	163.367	-3.010	36.400	79.548	18.068

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -18.068 \times 0.0051 = -92.72\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-92.72}{1.5672} + n \cdot \frac{115.79}{1.2119} \cdot y$$

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	-1.269	
frgs	MPa	0.028	0.008	0.008	-0.192	-0.022	1.168	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.55294231 / 27804.0636 \times 0.00291444 = 210.789$

$B = 1 + m = 1 + 210.789 = 211.789$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.21365777 - 210.789 \times 0.12 = -24.081\ m$

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

$= 1.473 + 0.568 + 210.789 \times 0.005 + 210.789 \times 0.014$

$= 6.088$

$P = (1383.68 + 1214.97714) / 2 \times 138.7 \times 37 = 6668024\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -718427.230\ N$

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

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

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

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

$= -83510.522\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 106218.069\ N$

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

$= 12077.303\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 1.072$ MPa

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

$= 1.294$ MPa

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

$= -2.835$ MPa

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

$= 0.793$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.147$ MPa

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

$= -0.202$ MPa

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

$= 0.419$ 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	1.214	-0.886	1.089	-0.763	
fcr2	MPa	1.072	1.294	-2.835	0.793	-2.543	0.683	
fsh2	MPa	-0.147	-0.202	0.419	-0.117	0.375	-0.101	
f2	MPa	0.925	1.092	-2.417	0.676	-2.168	0.582	

10.3 G9거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			2686.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-856	1.080	-924.99	
	강선	gs	5641	-0.772	-4349.81	
합성전 고정하중		bl			1914.00	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1725.90	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2589.50	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{2687}{0.51423} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.205	-0.895			
fsw	MPa			6.297	-4.674			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 4785 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{856}{0.002514} = 340.558 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-5641}{0.0051319} = -1099.186 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{4785}{0.9237} + \frac{-5275}{0.51423} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.205	-0.895	1.080	-0.772	
fps	MPa			-7.184	14.357	340.558	-1099.186	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{1914.00}{0.55294} \cdot y$$

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			1.214	-0.886	1.089	-0.763	
fbl	MPa			4.201	-3.068	24.396	-17.104	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1725.90}{1.22089} \cdot y$$

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	0.941	0.701	0.701	-1.399	0.576	-1.276	
fal	MPa	1.198	0.892	0.991	-1.977	5.274	-11.674	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2589.5 + 0}{1.22089} \cdot y$$

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	0.941	0.701	0.701	-1.399	0.576	-1.276	
fll	MPa	1.797	1.339	1.487	-2.967	7.913	-17.516	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0051 = -186.80$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-186.8}{1.5804} + n \cdot \frac{233.3}{1.2209} \cdot y$$

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	0.941	0.701	0.701	-1.399	0.576	-1.276	
fsh	MPa	0.055	0.014	0.016	-0.385	-0.052	2.343	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 9.07 - 7 \times 4.41 = 77.936$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 13.10 + -4.03 = 9.07$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -2.64 + -1.77 = -4.41$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{4785}{0.9237} + \frac{-5275}{0.51423} \quad -0.772 = 13.098 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{2687}{0.51423} \quad -0.772 = -4.033 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{1914}{0.55294} \quad -0.763 = -2.642 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1726}{1.22089} \quad -1.249 = -1.765 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -77.936 \times 0.0051 = -399.960$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-399.960}{1.5804} + n \cdot \frac{499.444}{1.2209} \cdot y$$

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	0.941	0.701	0.701	-1.399	0.576	-1.276	
fcr	MPa	0.119	0.030	0.034	-0.825	-0.112	5.017	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 340.56 + 24.40 + 5.27\ ) \times 0.03 = 11.107\ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -11.107 \times 0.0025 = -27.923\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-27.923}{1.5804} + n \cdot \frac{-16.842}{1.2209} \cdot y$$

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	0.941	0.701	0.701	-1.399	0.576	-1.276	
frgb	MPa	-0.028	-0.025	-0.027	0.002	-0.166	0.000	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

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

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	206.702	0.000	36.400	77.936	14.814
T2	0.002081	150.519	13.831	36.400	77.936	17.364
T3	0.002081	132.881	-22.862	36.400	77.936	22.268
T4	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
∑	0.005132	490.102	-9.031	109.200	233.808	54.445
avg	0.001711	163.367	-3.010	36.400	77.936	18.148

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -18.148 \times 0.0051 = -93.14\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-93.14}{1.5804} + n \cdot \frac{116.30}{1.2209} \cdot y$$

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	0.941	0.701	0.701	-1.399	0.576	-1.276	
frgs	MPa	0.028	0.007	0.008	-0.192	-0.026	1.168	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.55294231 / 27804.0636 \times 0.00291444 = 210.789$

$B = 1 + m = 1 + 210.789 = 211.789$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.21365777 - 210.789 \times 0.12 = -24.081 \ m$

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

$= 1.473 + 0.568 + 210.789 \times 0.005 + 210.789 \times 0.014$

$= 6.088$

$P = (1383.68 + 1216.90538) / 2 \times 138.7 \times 37 = 6672972 \ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -689461.590 \ N$

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

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

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

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

$= -79866.851 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 106218.069 \ N$

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

$= 12077.303 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 1.017$ MPa

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

$= 1.254$ MPa

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

$= -2.720$ MPa

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

$= 0.761$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.147$ MPa

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

$= -0.202$ MPa

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

$= 0.419$ 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	1.214	-0.886	1.089	-0.763	
fcr2	MPa	1.017	1.254	-2.720	0.761	-2.440	0.655	
fsh2	MPa	-0.147	-0.202	0.419	-0.117	0.375	-0.101	
f2	MPa	0.870	1.051	-2.302	0.644	-2.065	0.555	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.875

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			6.297	-4.674	0.000	0.000	
2	fps			-7.184	14.357	340.558	-1099.186	
계				-0.887	9.683	340.558	-1099.186	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	3.878	-2.832	22.519	-15.788	
4	fal	0.856	0.644	0.716	-1.348	3.837	-7.944	
5	fll	1.802	1.355	1.506	-2.837	8.076	-16.720	
6	fsh	0.062	0.019	0.021	-0.392	-0.022	2.381	
7	fcr	0.141	0.044	0.048	-0.895	-0.051	5.437	
8	frgb	-0.029	-0.026	-0.028	0.001	-0.172	-0.003	
9	frgs	0.030	0.009	0.010	-0.193	-0.011	1.170	
10	f2	0.844	1.037	-2.067	0.578	-1.854	0.498	
계		3.706	3.083	3.197	1.765	372.881	-1130.156	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	15	15	0	0
P_{CT}	(kN)	-428.081	-428.081	849.313	2415.622	2375.976	0.000	±0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00000	±0.0000
fps	(MPa)	-340.558	-340.558	874.768	1161.077	1142.022	0.000000	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-	-

11.2 G2~G8거더 응력산출

1) G2~G8거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.878

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			6.297	-4.674	0.000	0.000	
2	fps			-7.184	14.357	340.558	-1099.186	
계				-0.887	9.683	340.558	-1099.186	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	4.401	-3.214	25.560	-17.920	
4	fal	0.963	0.719	0.799	-1.570	4.260	-9.267	
5	fll	1.553	1.160	1.289	-2.532	6.869	-14.945	
6	fsh	0.057	0.015	0.017	-0.387	-0.045	2.353	
7	fcr	0.125	0.034	0.037	-0.846	-0.098	5.142	
8	frgb	-0.028	-0.025	-0.028	0.002	-0.168	-0.001	
9	frgs	0.028	0.008	0.008	-0.192	-0.022	1.168	
10	f2	0.925	1.092	-2.417	0.676	-2.168	0.582	
계		3.622	3.003	3.221	1.619	374.746	-1132.074	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	15	15	0	0
P_{CT}	(kN)	-428.081	-428.081	849.313	2415.622	2375.976	0.000	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00000	0.00000
fps	(MPa)	-340.558	-340.558	874.768	1161.077	1142.022	0.00000	0.00000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-	-

11.3 G9거더 응력산출

1) G9거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.879

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			6.297	-4.674	0.000	0.000	
2	fps			-7.184	14.357	340.558	-1099.186	
계				-0.887	9.683	340.558	-1099.186	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	4.201	-3.068	24.396	-17.104	
4	fal	1.198	0.892	0.991	-1.977	5.274	-11.674	
5	fll	1.797	1.339	1.487	-2.967	7.913	-17.516	
6	fsh	0.055	0.014	0.016	-0.385	-0.052	2.343	
7	fcr	0.119	0.030	0.034	-0.825	-0.112	5.017	
8	frgb	-0.028	-0.025	-0.027	0.002	-0.166	0.000	
9	frgs	0.028	0.007	0.008	-0.192	-0.026	1.168	
10	f2	0.870	1.051	-2.302	0.644	-2.065	0.555	
계		4.039	3.309	3.521	0.914	375.720	-1136.398	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	15	15	0	0
P_{CT}	(kN)	-428.081	-428.081	849.313	2415.622	2375.976	0.000	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00000	0.00000
fps	(MPa)	-340.558	-340.558	874.768	1161.077	1142.022	0.00000	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-	-

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

ㄴ 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	2686.50	30891	0.5142	14.82
합성전 고정하중	1766.70	30891	0.5529	9.06
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.1857	4.25
프리스트레스 도입직후	-5274.80	30891	0.5142	-29.09
프리스트레스 손실	624.69	30891	1.1857	1.49
활하중	2452.40	30891	1.1857	5.87

(2) G2~G8 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	2686.50	30891	0.5142	14.82
합성전 고정하중	2005.30	30891	0.5529	10.28
합성후 고정하중	1367.30	30891	1.2119	3.42
프리스트레스 도입직후	-5274.80	30891	0.5142	-29.09
프리스트레스 손실	624.69	30891	1.1857	1.49
활하중	2205.00	30891	1.1857	5.27

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

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

= (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 × (14.82 + -29.09) = -11.49 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 × (14.82 + 9.06 + 4.25 + -27.60)

= 0.60 mm

(4) G2~G8 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ (Φ_b = 0.805)

= 0.805 × (14.82 + -29.09) = -11.49 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 × (14.82 + 10.28 + 3.42 + -27.60)

= 1.05 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G8 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-14.27	-14.27	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-25.76	-25.76	
바닥판 타설 후	-16.70	-15.48	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-10.37	-9.51	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{pe}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	5.87	5.27	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 29 / 800 = 36.25 mm

(1) G1 거더

δv = 5.87 < δa = 36.25 ---------- O.K

(2) G2~G8 거더

δv = 5.27 < δa = 36.25 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 12576580.0 N · m

2) 단면 제원

b =	2750.0	mm	(압축 플랜지의 폭)			
dp =	2216.9	mm				
Ap1 =	0.0051319	m^2	=	5131.9	mm^2	(강연선 총면적)
Ap2 =	0.002514	m^2	=	2514	mm^2	(강봉 총면적)
Fck =	27	MPa	(슬래브 콘크리트 강도)			
Fck =	40	MPa	(빔 콘크리트 강도)			
Fput =	1900	MPa	(극한인장강도)			
Fpyt =	1600	MPa	(항복강도)			
Fpuc =	1050	MPa	(극한인장강도)			
Fpyc =	950	MPa	(항복강도)			

3) 계수 산정

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

$\beta 1$ = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

$\rho p1$ = Ap / (b × dp) = 0.000842

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

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

Fps = Fput ×[1 - (rp1/$\beta 1$) × $\rho p1$ × (Fput / Fck)] = 1863.2 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 151.5 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm > 151.5 mm ---------- 직사각형단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.058

qp (=0.058) < 0.36 × $\beta 1$ (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

$\Phi \cdot Mn = \Phi$ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))

'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 35788.95 kN · m

$\Phi \cdot Mn$ (=35788.954) > Mu (=12576.58) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -13680.687 kN · m

fpe = 12.562 MPa

fd = Md1 / Zbo = -4.674 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.575 m^3

1.2 · Mcr (=-13680.687 < $\Phi \cdot Mn$ (=35788.954) ---------- 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	405.51	3.57
합성전	234.08	1.24
합성후	191.20	8.31
활하중	391.66	13.76

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1922.1 kN

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

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

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

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 6351.9 kN·m

fpe = 12.562 MPa

fd = Md1 / Zbo = 4.674 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.575 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 42.00 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 = 405.51 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1394.93 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 211798.53 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1190.03 kN

∴ Vci = 211798.53 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 7917873 N = 7917.87 kN

fpc = Pe1 / Ac = 6497073 / 923676 = 7.034 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 5640911 × 0.4639 = 2616734.91 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 7917.9 kN

3) øVc = 0.80 × 7917.9 = 6334.3 kN

1/2 øVc = 3,167.149 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G9 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	378.72	231.70
합성전	244.22	148.22
합성후	325.58	181.02
활하중	400.06	235.51

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2093.2 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) = 6351.9 kN·m

fpe = 12.562 MPa

fd = Md1 / Zbo = 4.674 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.575 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 934.36 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 = 378.72 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1600.87 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 11367.87 kN > 0.14 √fck × bw × d = 297.51 kN

∴ Vci = 11367.87 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3942019.45 N = 3942.02 kN

fpc = Pe1 / Ac = 6497073 / 923676 = 7.034 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 5640911 × 0.4639 = 2616734.91 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3942.0 kN

3) øVc = 0.80 × 3942.0 = 3153.6 kN

1/2 øVc = 1,576.808 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1575mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

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

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

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

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

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G9 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	242.88	1447.10
합성전	176.75	990.16
합성후	202.50	1237.20
활하중	322.40	1472.70

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1501.9 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) = 6351.9 kN·m

fpe = 12.562 MPa

fd = Md1 / Zbo = 4.674 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.5748 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 6061.87 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 = 242.88 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1186.19 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1592.07 kN > 0.14 √fck × bw × d = 297.51 kN

∴ Vci = 1592.07 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3942019.45 N = 3942.02 kN

fpc = Pe1 / Ac = 6497073 / 923676 = 7.034 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 5640911 × 0.4639 = 2616734.91 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1592.1 kN

3) øVc = 0.80 × 1592.1 = 1273.7 kN

1/2 øVc = 636.826 kN

∴ Vu > øVc, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1575mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

$Av = (V_u - \phi V_c) S / (\phi f_y d)$

= (1501.9 - 1273.7) × 400

/ (0.80 × 300 × 1680.00)

= 226.46 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 93.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 226.46 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 = 830.8 x 1000 /(0.800 x 1.872) = 0.555 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 = 391.7 x 1000 /{ 0.800 x 1.872) = 0.262 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 0.555 + 2.15 x 0.262

= 1.285 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(0.555 + 0.262 + 0.054)

= 1.132 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

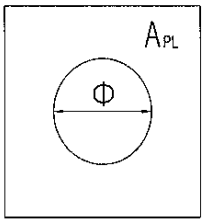
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

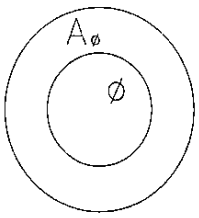
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

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	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	2,700,000	2,415,622	2,113,631
T3	2,700,000	2,375,976	2,078,942
T4	-	-	-
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	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	-	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/15연선	2,700,000	0.107	25.2	35.2	O.K
T3	15.2/15연선	2,700,000	0.107	25.2	35.2	O.K
T4	-	-	-	-	-	-
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	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	-	-	-	-	36.0	-
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/15연선	2,415,622	0.107	22.6	33.9	O.K
T3	15.2/15연선	2,375,976	0.107	22.2	33.9	O.K
T4	-	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-	-

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 295 mm

h(정착단면의 치수) = 2100 mm

α (radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.297799042

∑Po (도입긴장력) = 5400000 N

1) 파열력 산정

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

= 0.25 × 5400000 × { 1 - (885 / 2100) }

+ 0.5 × 5400000 × sin 0.29780

= 1585128.8 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 1585128.84 / (0.8 × 300.0) = 7925.6 mm^2

e = 2100 / 2 - (250 x 3 + 450 x 2 + 450 x 1) / 3

= 350 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.29780

= 0.5 × (2100 - 2 × 35.00) + 5 × 35.00 × sin 0.29780

= 1015.9 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 × 1015.9 = 2539.75 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 × 1585128.840 = 31702.577 N

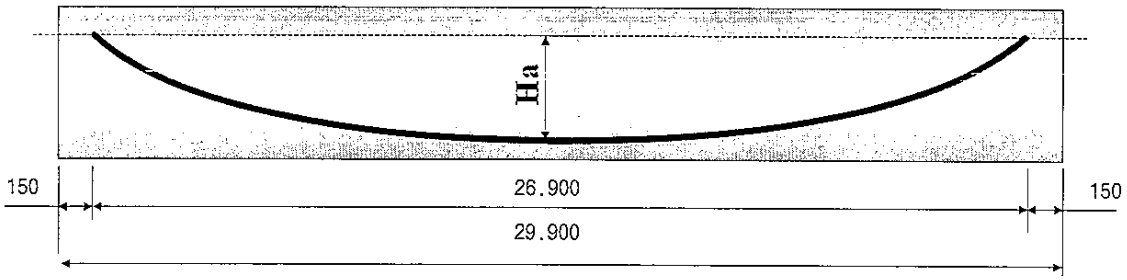
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 31702.577 / 180 = 176.125 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	29.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	29.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.860	29.474	0.55373
T2	0.0020805	200000	1.475	29.328	0.19984
T3	0.0020805	200000	1.025	29.226	0.13983
T4	0.0000000	0	0.000	0.000	0.00000
T5	0.0000000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

△L = (Po + Pnet)×(Lps/2)/(Ap×Ep)

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	3	-525.00	-428.08	29.130	-55.217
C2	3	-525.00	-428.08	29.130	-55.217
T1	3	1050.00	849.31	29.474	144.146
T2	4	2700.00	2415.62	29.328	180.282
T3	1	2700.00	2375.98	29.226	178.262
T4	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-

17. 신축이음의 설계 (복현1교 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 × 75 = 0.0300 m

② 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 75 = 0.008 m

③ creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 75 = 0.015 m

④ 신축 여유량

(30 mn+ 7.500 mn + 15.000 mn) × 20 % + 10.0 mn = 20.5 mm

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

∴ 30 mn + 7.500 mn + 15.000 mn + 20.5 = 73.0 mm

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	설계
	30.0	7.5	15.0	20.5	73.0	

(S2)

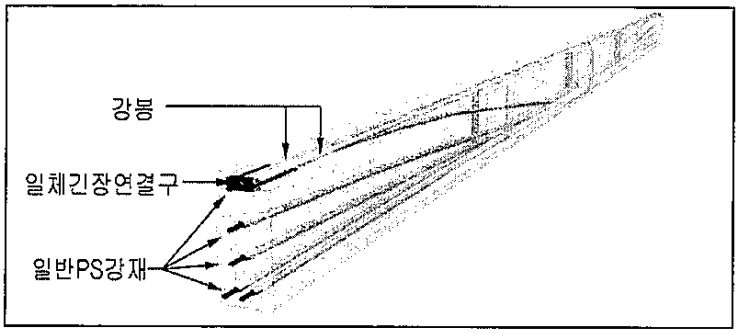
1. 설 계 개 요

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

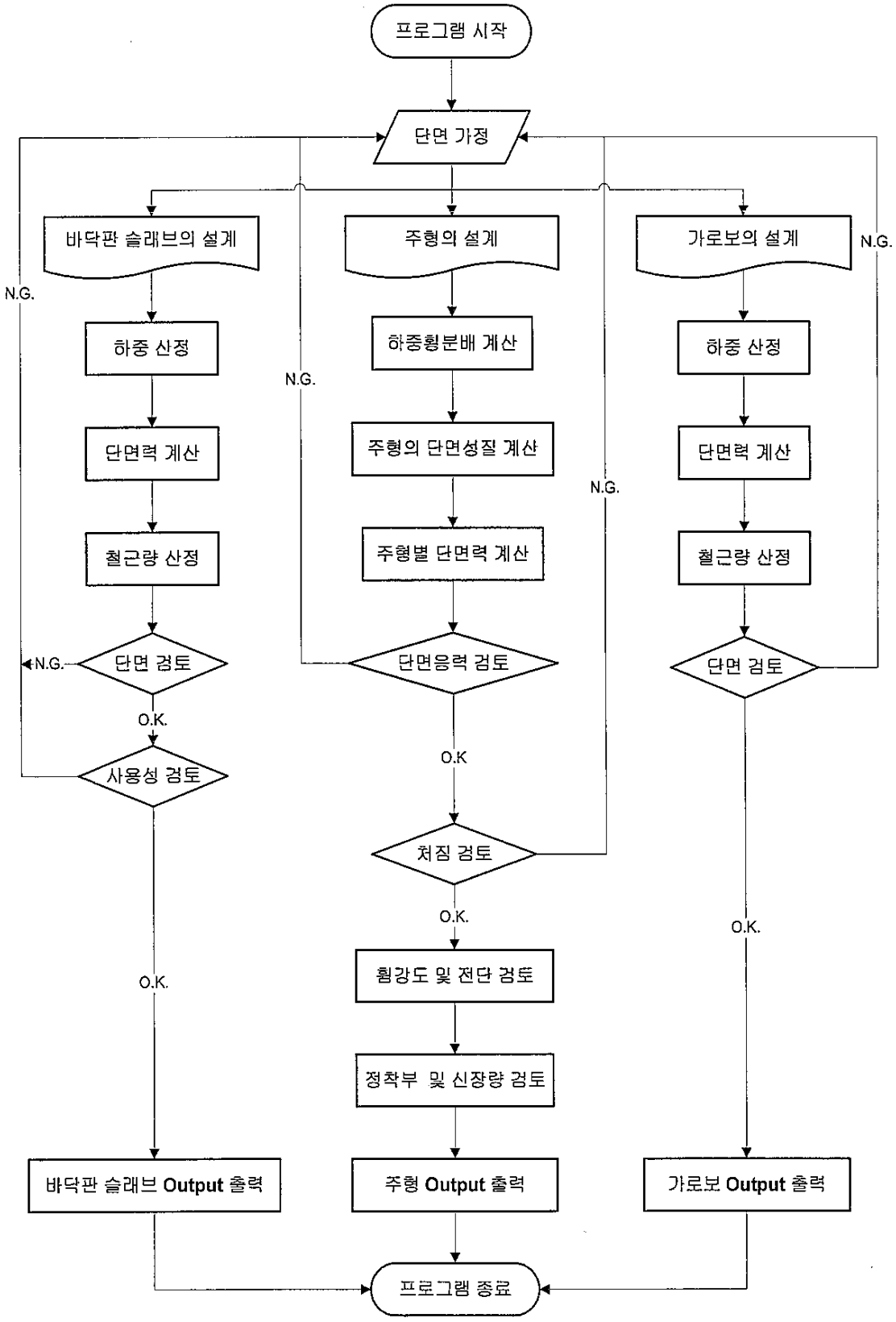
(2) 사용프로그램

- 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.
하중 산정
하중횡분배 계산
하중 산정
N.G.
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 : 북현1교_S2
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 45.000 m
(2) 거 더 전 장 : 44.900 m
(3) 설 계 지 간 : 44.000 m
(4) 교 량 폭 원 : 24.640 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 + 44) = 0.179 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

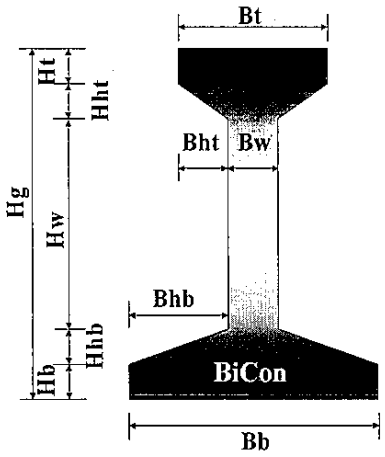
L / 800 = 0.0550 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

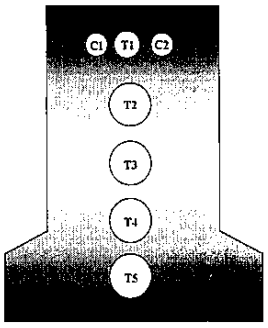
Hg	2100 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1250 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

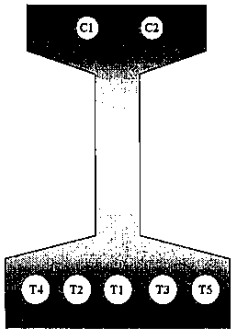
(4) 단부블록크기 : 600 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	16EA	16EA	16EA	16EA
쉬스관의경		55mm	55mm	70mm	90mm	90mm	90mm	90mm
초기긴장력		-600kN	-600kN	1200kN	3160kN	3160kN	3160kN	3160kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	1975mm	1975mm	1975mm	1600mm	1150mm	700mm	250mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	-150mm	150mm	-300mm	300mm
	Z	1975mm	1975mm	115mm	125mm	125mm	125mm	125mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

4.1 바닥판 슬래브계산

4.1.1 경험적 설계법 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.

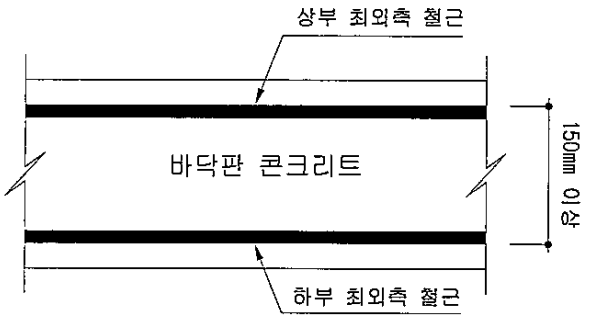
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 + 13/2) = 155 ㎜ ≥ 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

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

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

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 없을 경우

0.970 m (좌측켄틸레버 길이) < 0.24 × 5 = 1.200 ---------- 적용 불가

1.100 m (우측켄틸레버 길이) < 0.24 × 5 = 1.200 ---------- 적용 불가

※ 경험적 설계법 적용구간

	켄틸레버구간	켄틸레버 인접 내측바닥판	중앙부 내측바닥판	비고
좌측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	
우측	강도설계법	강도설계법 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 13	@	400	=	316.750	mm^2	(현장배근철근)	
	H 13	@	180	=	703.889	cm^2	(Rib-Deck내부철근)	
			Σ	=	1020.639	mm^2	(N = 8.056) ----------	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

4.1.4 합성전 프리캐스트 패널 검토

(1) 일반조건

교량명	상부형식
복현1교	BICON

(2) 재료강도 및 특성

구 분		바닥판 슬래브	프리캐스트 패널
콘크리트	압축강도(fck)	27 MPa	40 MPa
	탄성계수(Ec)	$8500\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,804 MPa	$8500\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 30,891 MPa
철 근 (SD40)	항복강도(fy)	400 MPa	400 MPa
	탄성계수(Es)	200,000 MPa	200,000 MPa
Truss Girder (KS D3552)	항복강도(fy)		460 MPa
	탄성계수(Es)		205,000 MPa

(3) 단위중량

구 분	철 근 콘 크 리 트	
단위중량	25.0	kN/m³

(4) 하중산정 (☞ 콘크리트표준시방서(2009. 4장1.7.3)

가) 고정하중

슬래브 : 0.240 m × 25.000 kN/m³ = 6.000 kN/m

Rib자중 : = 0.470 kN/m

W_1 = 6.470 kN/m

계산지간 L = 2.010 m 바닥판 지점의 수 n = 2

$Md = (1/8) \cdot W1 \cdot L^2 = (1/8) \times 6.47 \times 2.01^2 = 3.267$ kN·m

나) 활하중

진동식 카트 장비 사용시 = 3.750 kN/m

W_2 = 3.750 kN/m

계산지간 L = 2.010 m 바닥판 지점의 수 n = 2

$Ml = (1/8) \cdot W2 \cdot L^2 = (1/8) \times 3.75 \times 2.01^2 = 1.894$ kN·m

다) 하중 조합 (☞ 콘.설 3.3.2)

① $Mu = 1.2\ Md + 1.6\ Ml+i$

$= 1.2 \times 3.267 + 1.6 \times 1.894 = 6.951$ kN·m

라) 단면검토

① 중앙부 (내측)

f_{ck} =	40.0 MPa	f_y =	400.0 MPa
M_u =	6.951 kN·m		
b =	921.7 mm	h =	110.0 mm
β =	0.77	d' =	40.0 mm
$Ø_f$ =	0.85	d =	70.0 mm

▪ 강도 감소계수 ($Ø_f$) 산정 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

$T = A_s \times f_y$ = 316.8 × 400.0 = 126,700.0

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b$ = 0.85 × 40.0 × a × 921.7 = 31,336.7 a

T = C 이므로, a = 4.043mm

c = 4.043 / β = 4.043 / 0.77 = 5.278 mm

$\varepsilon_y = f_y / E_s$ = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020

$\varepsilon_t = 0.003 \times (dt - c) / c$ = 0.003 × (70.0 - 5.278) / 5.278 = 0.0368

ε_t = 0.0368 ≥ 0.0050 이므로 인장지배 단면이며, Øf = 0.85를 적용한다.

▪ 필요 철근량 산정

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 0.014164 A_s ---------- ①

$M_u = \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$ = 23,800.0 A_s - 170.0 $A_s \cdot a$ ----- ②

식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다.

6,951,000.0 = -2.407943 A_s^2 + 23,800.0 A_s

∴ $A_{s\,req}$ = **301.240** mm^2

▪ 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\,use}$ = H 13 @ 400.0 = 316.8 mm^2 (1Cycle)

Σ = **316.8** mm^2 **[사용률 = 1.05]** ····· O.K !!

▪ 철근량 검토

$A_{s\,min}$ = 1.4 / f_y × b × d = 225.8 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= $0.25\sqrt{(f_{ck})}/f_y \times$ b × d = 255.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 수축 온도 철근량 = 202.8 mm^2 (☞ 콘.설.해 5.7.2)

∴ $A_{s\,min}$ = **255.0** mm^2

$A_{s\,max}$ = 0.714 × ρ_b × b × d = 1,799.6 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

∴ $A_{s\,max}$ ≥ $A_{s\,use}$ ≥ $A_{s\,min}$ ····· O.K !!

▪ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 4.487 mm

ΦM_n = 0.85×316.8×400.0×(70.0-a/2) = 7.297 kN·m > 6.951 kN·m

∴ ΦMn ≥ Mu ····· O.K !!

(5) 합성후 수평전단(Horizontal Shear) 검토

▶ 본 항에서는 프리캐스트 패널과 그 위에 타설되는 현장콘크리트가 합성되는 접합면에서 발생하는 수평 전단력에 대해 프리캐스트 패널 에 삽입되어 돌출된 전단연결재에 의한 전단강도에 대해 검토함.

▶ 패널과 그 위에 타설되는 현장콘크리트가 합성되는 접합면에서 발생하는 수평전단력에 대한 마찰저항력이 최대한 발생하기 위해 Rib-Deck 상면의 마찰조도를 확보하여 제작됨.

▶ 기수행한 프리캐스트 패널의 구조적 안전성 확보에 대한 실험에서 신·구콘크리트의 일체화는 충분히 검증되었음.

가) 고정하중 산정

▪ 포 장 :	0.353	KN/m
▪ 패 널 :	0.591	KN/m
▪ 바닥판 :	1.350	KN/m
계(w_d) :	2.294	KN/m

$$V_d = \frac{w_d \ \ell}{2} = \frac{2.29 \times 2.01}{2} = 2.305 \quad KN \cdot m$$

나) 활하중 산정

- 충격계수 : i = 15 / (40 + L) 15 / (40 + 2.01) = 0.357 > 0.3 이므로

∴ i = 0.3 적용

$$M_\ell = \frac{L + 0.6}{9.6} \times P_{24} = \frac{2.01 + 0.6}{9.6} \times 96 = 26.100 \quad KN \cdot m$$

$$M_{\ell+i} = 26.100 \times (1 + 0.3) \times 0.8 = 27.144 \quad KN \cdot m$$

$$w_{\ell+i} = \frac{27.144 \times 10}{4.040} = 67.186 \quad KN/m$$

$$V_{\ell+i} = \frac{67.186 \times 2.01}{2} \times 0.3 \quad (단위폭) = 20.257 \quad KN$$

다) 극한전단력

V_u = 1.3 × 2.31 + 2.15 × 20.26 = 46.549 KN

(6) 전단력 산정

▪ 지점에서 유효깊이(d)만큼 떨어진 위치에서의 Vu

V_u = 46.55 × (100.5 - 18.0) / 100.5 = 38.212 KN

(7) 수평전단검토

가) 수평전단강도 검토 (콘크리트구조설계기준 해설.2007, 17.3.2 수평전단강도)

: 합성부재의 제작형태는 최소 전단연결재(Diagonal-Bar)가 있고, 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 6㎜ 깊이로 거칠게 만들어진 경우로 적용함.

① $\phi V_{nh} = \phi \times (1.8 + 0.6 \rho_v f_y) \times \lambda \times b_v \times d$

= 0.75 x (1.8 + 0.6 x 0.000472 x 460)

x 1 x 300 x 180

= 78.172 KN

$$\rho_v = \frac{28.300 \times 1\ ea}{300 \times 200} = 0.000472$$

여기서, ρ_v = 접촉면에 대한 전단연결재 면적의비

λ =(보통콘크리트에 일부러 표면을 거칠게 만든 콘크리트에 새로 친 콘크리트의 경우)

② $\phi V_{nh} = \phi \times 3.5 \times b_v \times d$

= 0.75 x 3.5 x 300 x 180

= 141.750 KN > 78.172 KN

∴ 따라서 ϕV_{nh} = 78.172 KN 적용

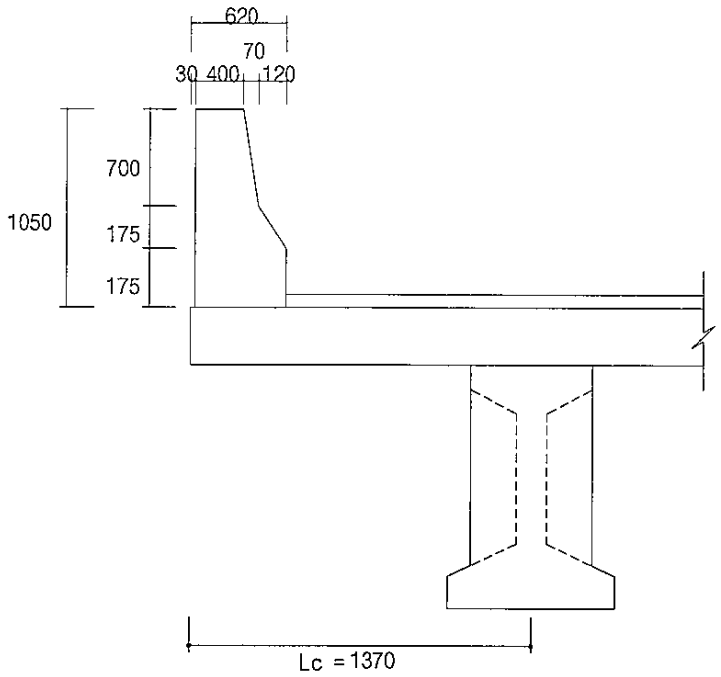
ϕV_{nh} = 78.172 KN > V_u = 38.212 KN ∴ O.K

나) 최대간격 검토

Sv = 250 ㎜ < Sv_{max} = 600 ㎜ ∴ O.K

4.2 캔틸레버 부(좌측)

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L = 0.050 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-154)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 194.00 mm or 220.000 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	0.697	8.730
바닥판	0.233	25.000	5.825	0.485	2.825
포 장	0.018	23.500	0.411	0.175	0.072
방음판			1.000	0.697	0.697
합 계			19.761		12.324

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, P.4-158) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.180 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 / 1.180) · 0.050 · (1 + 0.300) = 5.288 kN · m

(3) 활하중에 의한 휨모멘트

1) ML_{DB} = 5.288 kN · m (DB하중에 의한 휨모멘트)

(4) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500\ (N/m)$

$(100 / 60)^2 \times 7500 + 2500\ (N/m) = 23.333\ kN/m$

$Mco1 = 23.333 \times 1.0 = 23.333\ kN \cdot m$

2) 작용높이 = 1.290 m

$H = 10.0\ kN/m$

$Mco2 = 10.0 \times 1.290 = 12.900\ kN \cdot m$

$\therefore\ Mco = \max(Mco1, Mco2) = 23.333\ kN \cdot m$

(5) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-15)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	4.613
활하중 비재하시	0.0030	1170	7.196

(6) 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 5.676° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

$CF = 0.79 \times V2 / R \quad 0.79 \times 10000 / 1060 = 7.5\%$

$Pcf = (96 / 1.180) \cdot 0.075 = 6.063\ kN$

$Mcf = 6.063 \times 1.800 = 10.914\ kN \cdot m$

(7) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	12.324	
2	활하중	Ml	5.288	
3	풍하중	Mw	4.613	활하중 재하시
			7.196	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	직교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(8) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

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

② 사용하중 - 사용성 검토시

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

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	27.391	17.612	
Case 2	25.375	19.520	
Case 3	25.894	22.225	
Case 4	22.896	17.612	
Case 5	24.898	22.225	
Case 6	53.229	40.945	
Case 7	51.423	42.853	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	53.229	
사 용 하 중	42.853	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 53228676.3 (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 × 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 - 53228676.3 = 0 에서

As(req) = 909.827 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0051

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 909.827

② As(min) = 630.000 ∴ As = 909.827 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1213.103

(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 = 53.229 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 = 0.97 × 1000 / 10 = 97 mm

Tcan (240mm) > Tmin (97mm) ---------- 처짐검토 불필요

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

Mmax = Mnet = 42.853 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

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 163.471 MPa

Fsmax (=163.471 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 / 163.47) - 3 × 52.00 = 351.737 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 163.47) = 385.389 mm

Sa는 작은 값인 351.737 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 351.737 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 5.288 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 20.173 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 = 609.584 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) = 609.584 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	12.324	
2	활하중	Ml	5.288	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	4.613	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			38.760	
Case 2	1.3		1.3		46.354	
Case 3	1.3	2.6		0.65	32.768	
Case 4	1.3	2.6	1.3		60.103	
Case 5	1.2		1.2	1.2	48.323	
적 용					60.103	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 60103252.5 (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 - 60103252.5 = 0 에서

As(req) = 1033.825 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0057

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1033.825

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1378.433

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1819.654

∴ As = 1819.654 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 19 @ 200 = 1432.500

② H 19 @ 200 = 1432.500

∑ = 2865.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

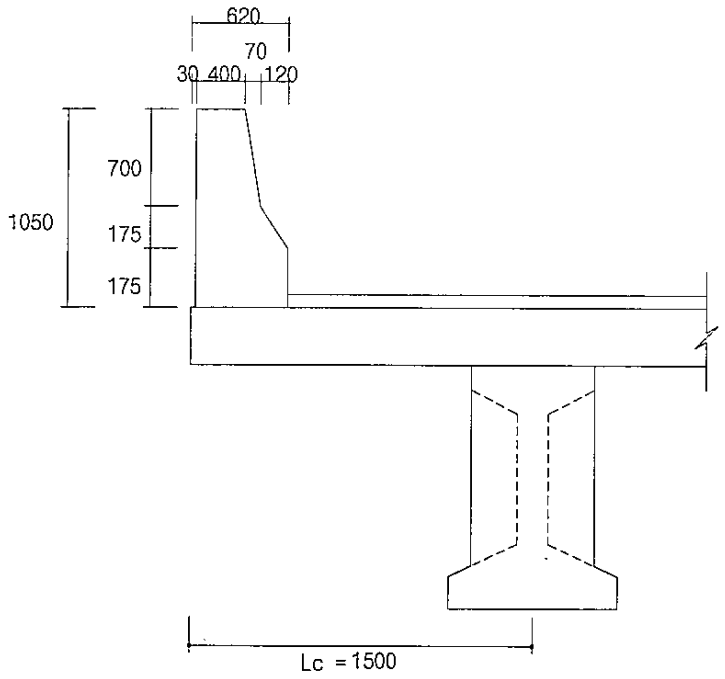
φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 151.017 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 49.935 mm

∴ φf · Mn = 151.017 kN · m > Mu = 60.103 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.4-153)

L = 0.180 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-154)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 230.40 mm or 220.000 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 230.400 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	0.827	10.358
바닥판	0.264	25.000	6.600	0.550	3.630
포 장	0.024	23.500	0.564	0.240	0.135
방음판			3.000	0.827	2.481
합 계			22.689		16.604

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, P.4-158) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.284 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 / 1.284) · 0.180 · (1 + 0.300) = 17.495 kN · m

(3) 활하중에 의한 휨모멘트

1) ML_{DB} = 17.495 kN · m (DB하중에 의한 휨모멘트)

(4) 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 = 1.290 m

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.290 = 12.900 kN · m

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

(5) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-15)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	9.113
활하중 비재하시	0.0030	2170	26.366

(6) 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 5.676 ° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1060 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.284) · 0.075 = 5.572 kN

Mcf = 5.572 × 1.800 = 10.03 kN · m

(7) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	16.604	
2	활하중	Ml	17.495	
3	풍하중	Mw	9.113	활하중 재하시
			26.366	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	직교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(8) 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	59.200	34.099	
Case 2	55.860	42.970	
Case 3	50.252	43.212	
Case 4	44.329	34.099	
Case 5	48.319	43.212	
Case 6	74.662	57.432	
Case 7	79.563	66.303	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	79.563	
사 용 하 중	66.303	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 79563000.0 (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

$T = As \times fy =$ 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 / β1

= 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 (mm^2)

$Mu = \Phi \cdot As \cdot fy \cdot (d - a / 2)$

$-2.963\ As^2 +$ 61200 As - 79563000.0 = 0 에서

$As(req) =$ 1394.151 (mm^2)

단면철근비 : $P = As / (b \times d)$ = 0.0077

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) = 1394.151

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1394.151 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1858.868

(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 > $Mu =$ 79.563 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 = 1.1 × 1000 / 10 = 110 mm

Tcan (240mm) > Tmin (110mm) ---------- 처짐검토 불필요

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

Mmax = Mnet = 66.303 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

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 209.4 MPa

Fsmax (=209.4 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 / 209.4) - 3 × 52.00 = 246.074 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 209.4) = 300.860 mm

Sa는 작은 값인 246.074 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 246.074 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 17.495 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 55.255 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 = 934.081 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) = 934.081 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

Σ = 1588.800 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	16.604	
2	활하중	Ml	17.495	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	9.113	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			96.815	
Case 2	1.3		1.3		51.918	
Case 3	1.3	2.6		0.65	72.996	
Case 4	1.3	2.6	1.3		97.406	
Case 5	1.2		1.2	1.2	58.859	
적 용					97.406	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 97405950.5 (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 - 97405950.5 = 0 에서

As(req) = 1737.814 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0097

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1737.814

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2317.085

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2788.302

∴ As = 2788.302 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

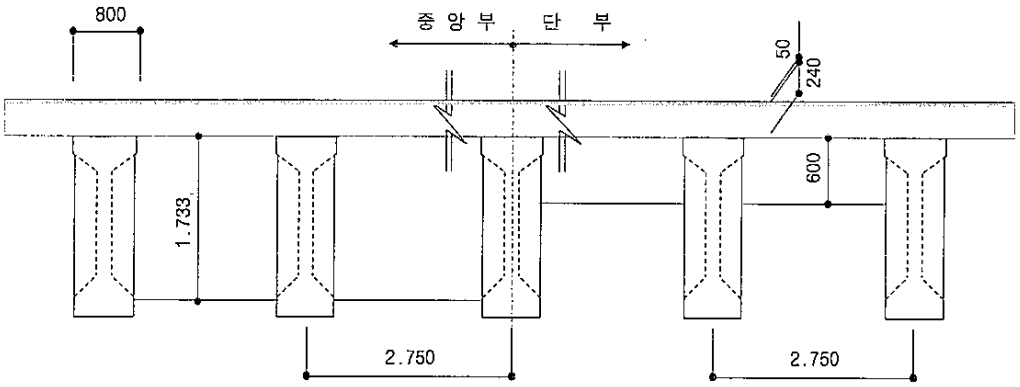
4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 172.511 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 58.702 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 172.511 kN · m > Mu = 97.406 kN · m ---------- O.K

4.4 가로보의 설계



4.6.1 단부 가로보

1) 가로보제원

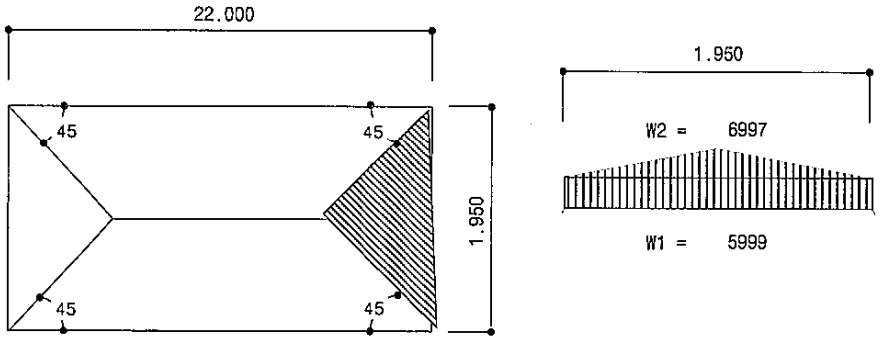
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.750 m

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

교량사각 : 88.8 ° 가로보 사지간 1.950 ÷ SIN (88.8) = 1.950 m

2)작용하중

(1)고정하중



빔 폭: 0.400 × SIN (88.8) = 0.400 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (88.8) × 0.600 × 2500 × 10 = 5999 N/m

슬라브자중: (0.240 × 0.975 × 2500 + 0.050 × 0.975 × 2350) × 10 = 6997 N/m

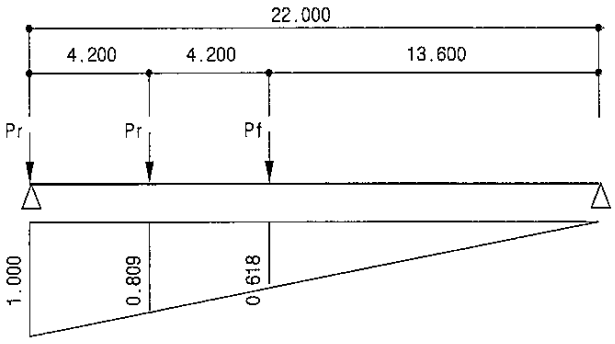
작용 단면력

Rad = 5999 × 1.950 × 1/2 + (1.950 × 6997 × 1/2) × 1/2 = 9262 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5999 \times 1.950^2}{8} + \frac{6997 \times 1.950^2}{12} = 5071 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



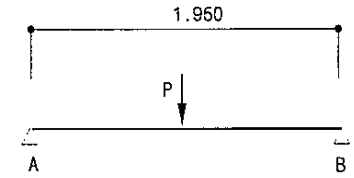
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

충격계수(i) = $\frac{15}{40 + 22.000}$ = 0.242 < 0.3

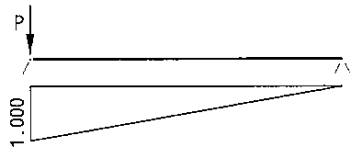
P (L+i) = { 96.0 × (1.000 + 0.809) + 24.0 × 0.618)} × 1.242 = 234.116 kN

작용 단면력



$ml = \frac{PL}{4} = \frac{234.116 \times 1.950}{4}$

= 114.168 kN · m



RAl = 234.116 × 1.000 = 234.116 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	5.071	114.158
Vu	kN	9.262	234.116

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 5.071 + 2.150 \times 114.158 = 252.032\ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 9.262 + 2.150 \times 234.116 = 515.390\ kN \cdot m$

3) 휨 검토

[설계조건]

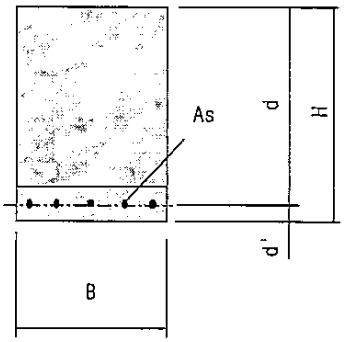
fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 252.032 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]

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

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

$= 252032000$

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,320.6 ㎟ 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 = 1,760.8 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00494 < Pmax = 0.714 Pb = 0.03095 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.119)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.714 ×600/(600 + fy) ×d = 366.52 mm > c = a/0.85 = 58.44 mm

Max. a = 0.85 ×c = 311.54 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 = 252.032 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 1.950 ÷ 0.770 = 2.533 < 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 = 515.390 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 = 515.390 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

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

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

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

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.533}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.533}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 734.026 kN

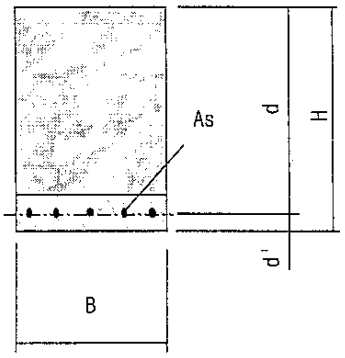
- 공칭전단강도

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

= 213.389 + 734.026 = 947.415 kN > 853.555 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 853.555 > Vu = 515.390 kN O.K.

4.6.2 중간지점부 가로보

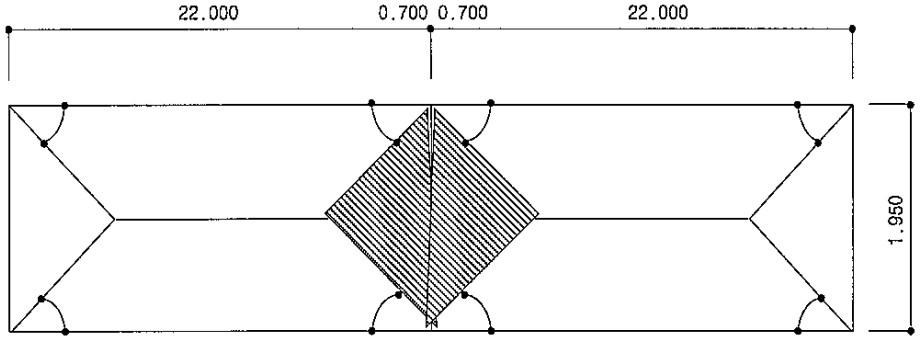


1) 가로보제원

빔 높 이 :	1.733	m	주 빔 간 격 :	2.750	
빔 폭 :	1.400	m	가로보 순지간 :	2.750	
교량사각 :	88.8	°	가로보 사지간 :	1.950	

2)작용하중

(1)고정하중



빔 폭: 1.400 × SIN (88.8) = 1.400 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (88.8) × 1.733 × 2500 × 10 = 60641 N/m

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

(0.240 × 1.950 × 2500 + 0.050 × 1.950 × 2350) × 10 = 13994 N/m

1.950

W2 = 13994

W1 = 70686

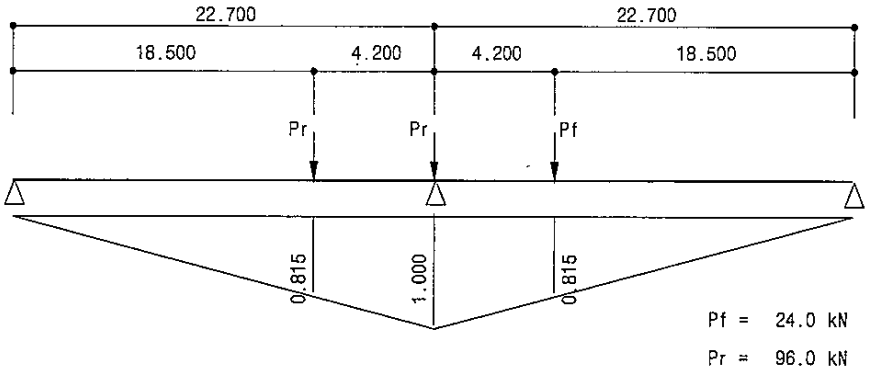
작용 단면력

Rad = 70686 × 1.950 × 1/2 + (1.950 × 13994 × 1/2) × 1/2 = 75758 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{70686 \times 1.950^2}{8} + \frac{13994 \times 1.950^2}{12} = 38050 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



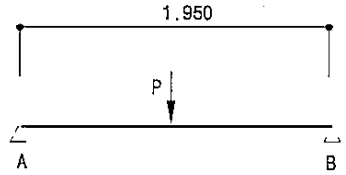
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 22.700} = 0.239 < 0.3$$

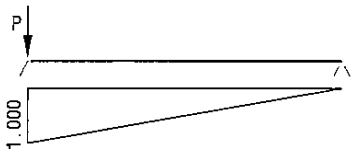
P (L+i) = { 96.0 × (1.000 + 0.815) + 24.0 × 0.815)} × 1.239 = 240.164 kN

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{240.164 \times 1.950}{4}$$

$$= 117.107 \ kN \cdot m$$



RAl = 240.164 × 1.000 = 240.164 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	38.050	117.107
Vu	kN	75.758	240.164

(4) 극한단면력

Mu = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 × 38.050 + 2.150 × 117.107 = 301.245 kN · m

Vu = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 × 75.758 + 2.150 × 240.164 = 614.838 kN · m

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 301.245 kN·m

b = 1400.0 mm h = 1973.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1903.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

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

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) = -1.190\ As^2 + 485265\ As$

$= 301245000$

사용철근량은

필요철근량 Asreq = 621.7 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 11,536.3 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 12,432.9 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 829.0 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b·d) = 0.00057 < Pmax = 0.714 Pb = 0.03095 O.K.

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.714 ×600/(600 + fy) ×d = 905.83 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 769.95 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 1895.90 mm

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

ΦMn = Φfy As jd = 734.900 kN·m > Mu = 301.245 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산

ln / d = 1.950 ÷ 1.903 = 1.025 < 5

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.8 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1903 \times 10^{-3}$

= 23478.727 kN > Su = 614.838 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.8 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1903 \times 10^{-3}$

= 5869.682 kN > Su = 614.838 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 380.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > $0.0015 \cdot bo \cdot Sv$ = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 634 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > $0.0025 \cdot bo \cdot Sh$ = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

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

$$= 0.8 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 1.025}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 1.025}{12} \right) \right] \times 300 \times 1903.0$$

= 1814.092 kN

- 공칭전단강도

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

= 5869.682 + 1814.092 = 7683.774 kN < 23478.727 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 7683.774 > Vu = 614.838 kN O.K.

4.5. 강가로보 설계

4.5.1 중앙부 강가로보 설계

(1) 설계단면력 : 3D FRAME 해석 결과

· 관용적인 방법에 의한 방법은 격벽이 슬래브와 분리되어 있어 검토 생략함.

외측 격벽 Max

구 분	M(kN·m)	S(kN)	비 고
합성전 고정하중	0.133	2.361	자중
합성후 고정하중	101.012	49.057	포장, 방호벽
합성후 활하중	242.541	145.973	DB24, DL24
계	343.686	197.391	

(2) 단면검토

H-beam (SS- 400)

· 탄성계수 : Ets = 2.05 x 10^6 Kgf/cm² (20500 KN/㎠) (도로교 설계기준 2.3.3)

H-PILE 제원 : 700.0 x 300.0 x 13.0 x 24.0

표준단면치수				단면적	단면2차모멘트	단 면 계 수	단위중량
H	B	t1	t2	A	I	Zx	W
mm	mm	mm	mm	cm^2	cm^4	cm^3	KN/m
700	300	13	24	235.5	201000.00	5760	1.85

설계 부재력은 Mu = 343.686 kN · m Su = 197.391 kN

υ = Su / Aw = 197.391 × 10^3 / 2.36E+04 = 8.38 MPa < υa = 80 MPa O.K

fu = Mu·Ysu / In = 343.686 × 10^6 / 5760000

= 59.668 MPa < fca = 140.00 MPa O.K

fl = Mu·Ysl / In = 343.686 × 10^6 / 5760000

= 59.668 MPa < fta = 140.00 MPa O.K

* 합성응력의 검토

$$\left(\frac{59.67}{140.00}\right)^2 + \left(\frac{8.38}{80.00}\right)^2 = 0.193 < 1.2 \quad \text{O.K.}$$

(3) BOLT의 연결

Nr = 열당 볼트 개수 = 8 EA , 8 EA

Muse = 사용 볼트 열수 = 2 열

Nuse = 사용 볼트 개수 = Muse × Nr = = 16 EA

* 중립축에서 각 볼트열까지의 거리

y1 = 37.5 mm , y2 = 112.5 mm , y3 = 187.5 mm , y4 = 262.5 mm

y5 = 0 mm , y6 = 0 mm , y7 = 0 mm , y8 = 0 mm

y9 = 0 mm , y10 = 0 mm

fyi2 = (37.5^2 + 113^2 + 188^2 + 263^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2

+ 0^2 + 0^2 + 0^2) × 2 × 2 열 = 472500 mm^2

* 볼트력의 계산

I_w = 13.0 × 652 ^{3} / 12 = 300265125 mm^4

M_w = 343686000 × 300265125 / 2010000000.0 = 51341751 N · mm

ρ_p = N_w / N = 0 / 16 = 0 kN

ρ_m = Mf × ymax / fyi2 = 51341751 × 262.5 / 472500 = 28.5 kN

ρ_{p+m} = ρ_p + ρ_m = 0 + 29 = 28.5 kN

< ρ_a = 48.0 kN - O.K -

ρ_s = 197.39 / 16 = 12.3 kN

< ρ_a = 48.0 kN - O.K -

합성력에 대한 검토

$\sqrt{((\ 0\ +\ 28.5\ )^2 + 12.3^{\ 2}\ )}$ = 31.1 kN

< ρ_a = 48 kN - O.K -

T.S.B S 10 T (M 22) 사용

BOLT의 사용갯수 = 1 열× 8 EA + 2 열× 8 EA = 16 EA

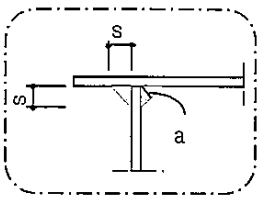
(4) 매입 PLATE 용접검토 (SM- 490)

① 설계용접(필렛 용접) 치수 검토

t_1 = 12 mm , t_2 = 19 mm

t_1 = 12 mm > S > √(2×t_2) = 6.16 mm

∴ S = 9 mm 적용



② 용접길이검토

용 접 치 수 : s = 9 mm

유효 목두께 : a = 0.707 × 9.0 = 6.360 mm

허용전단응력 : τa = 110.0 × 1.0 = 110.0 MPa

용접길이산정 : L = 2 × 590.0 = 1180.0 mm

③ 용접부 전단응력 검토

$$\tau = \frac{T}{a \times L} = \frac{197391.00}{6.360 \times 1180.0}$$

= 26.30 MPa < τa = 110.0 MPa ---- O.K

④ 용접부 휨응력 검토

* 단면계수 산정

$I = 6.36 \times (590.00)^3 / 12 \times 2 =$

$6.36 \times 30.72 \times (298.18)^2 \times 2 = 252444582 \ mm^4$

$$z = \frac{I}{Y} = \frac{252444582}{295.00} = 8.557E+05 \ mm^3$$

$$f = \frac{M}{z} = \frac{51341751}{855744.35} = 60.00$$

$= 60.00 \ MPa < \tau a = 110.0 \ MPa$ ----- O.K

⑤ 필렛용접 합성응력 검토

$$\left(\frac{vb}{va}\right)^2 + \left(\frac{vs}{va}\right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{60.00}{110.00}\right)^2 + \left(\frac{26.30}{110.00}\right)^2 = 0.35$$

$= 0.35 < 1.0$ ---- O.K

4.6. 강가로보 Gusset Plate 설계

4.6.1 Gusset Plate설계 (도로교 설계기준 3.5.1)

(1) 연결부 강도에 대한 검토 (도로교 설계기준 3.5.1.1)

· 부재의 연결은 모재 전강도의 75%이상의 강도를 갖도록 설계

· H-Beam사용강재 : SS 400

연결강도(fa') : 105.00 MPa

H-Beam 복부두께 : 13 mm H-Beam 복부길이 : 652 mm

$$\text{필요단면적 : As} = \frac{13 \times 652 \times 105.0}{140.0} = 6357.0 \ \text{mm}^2$$

· Gusset Plate 사용강재 : SM 490

사용단면적 : 220 × 18 × 590 = 10620.0 mm²

* 볼트 일렬배치 (볼트지름 : 22.0 mm)

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT지름을공제 (도로교 설계기준3.5.3.7)

An = 10620 − 25.0 × 8.0 × 18.0

= 7020.0 mm² (순단면적) > 6357.0 mm² (필요단면적) O.K

$$\text{Gusset Plate 응력(fs)} = \frac{13 \times 652 \times 105}{7020} = 126.8 \ \text{MPa} < \text{fsa (=190MPa)} \quad \text{O.K}$$

(2) 응력 검토

(1) 휨모멘트 산정

Mw = 51341751 N · mm = 51.342 kN · m

(2) Gusset Plate의 단면2차모멘트

$$Ig = \frac{18 \times 590^3}{12} = 308068500 \ \text{mm}^4$$

fu : Gusset Plate의 상연응력 fl : Gusset Plate의 하연응력 (fsa = 190 MPa)

$$fu = \frac{Mw}{Ig} \cdot Ysu = \frac{51.342 \times 1000000}{308068500} \times 295.0 = 49.164 \ \text{MPa} < \text{fsa}, \quad \text{O.K}$$

$$fl = \frac{Mw}{Ig} \cdot Ysl = \frac{51.342 \times 1000000}{308068500} \times 295.0 = 49.164 \ \text{MPa} < \text{fsa}, \quad \text{O.K}$$

(3) 전단력에 의한 설계

$$\upsilon = Su / Aw = 197.391 \times 10^3 / 10620.0 = 18.59 \ \text{MPa} < \upsilon a = 110 \ \text{MPa} \quad \text{O.K}$$

(4) 합성응력 검토

$$\left(\frac{49.16}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{18.59}{110.00}\right)^2 = 0.096 < 1.2 \quad \text{O.K.}$$

4.7. 강가로보 연결 매입앵커 검토

(1) 매입앵커의 전단 저항력

$$F1 = \frac{\pi \times \Phi^2}{4} \times N_b \times \tau_a \times 1.0$$

F1 = 392.699 kN

Φ	=	25	mm
Nb	=	10	EA
τa	=	80	MPa

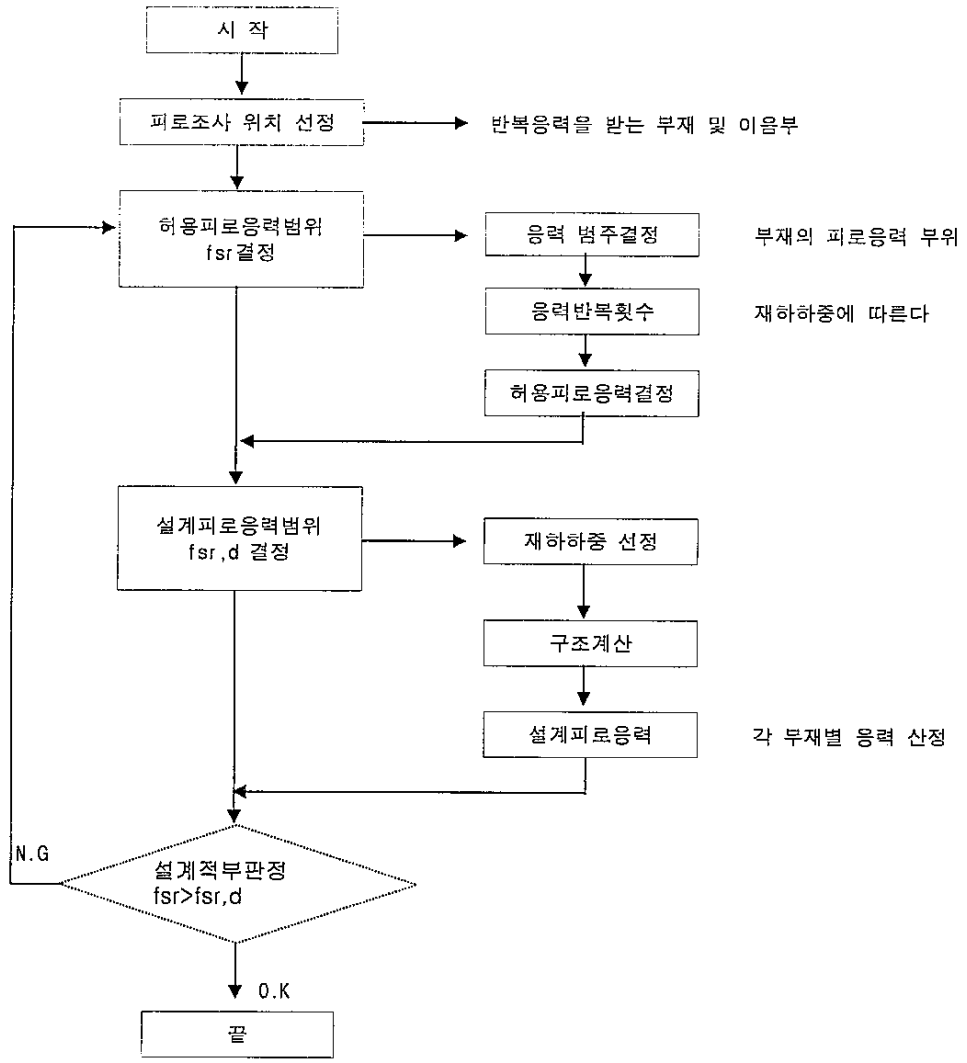
(2) 매입앵커의 전단에 대한 검토

F1 = 392.699 kN > H = 197.391 kN --> O.K

4.8. 피로검토 (도로교 설계기준 3.3.4.1)

4.8.1 선정기준

반복하중을 받는 부재와 이음부의 설계시 응력범위가 규정된 허용피로응력범위를 초과하지 않아야 한다.



[피로검토 순서도]

4.8.2 경로구조

1) 다재하경로구조 : 한부재의 파괴로 인해 전체적인 파괴가 일어나지 않도록 한 구조물

2) 단재하경로구조 : 한부재의 파괴만으로 전체구조가 붕괴되는 구조물

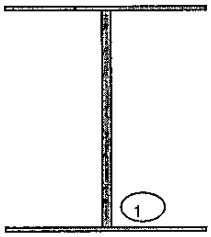
4.8.3 경로구조에 따른 허용 피로응력범위

다재하경로구조				
상세 범주	허용응력 범위 fsr(MPa)			
	10만 회	50만 회	200만 회	200만 회 이상
A	442	260	168	168
B	344	203	126	112
B'	274	161	101	84
C	250	147	91	70
				84
D	196	112	70	49
E	154	91	56	31
E'	112	64	40	18
F	105	84	63	56

단재하경로구조				
상세 범주	허용응력 범위 fsr(MPa)			
	10만 회	50만 회	200만 회	200만 회 이상
A	351	203	168	168
B	274	161	112	112
B'	218	126	77	77
C	196	112	70	63
			84	77
D	154	91	56	35
E	119	70	42	16
E'	84	49	28	9
F	84	63	49	42

4.8.4 피로조사 위치 결정

■ 다재하경로구조로 200만 회 이상 적용



1) 플랜지와 복부판의 연결부

4.8.5 허용응력범위 결정

1) 브라켓 부재

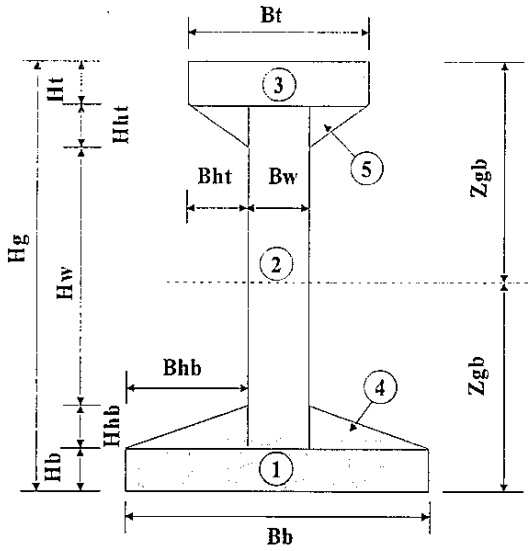
구 분	상 세 구 분	작 용 응 력	응력범주	허용응력범위(MPa)
①	FLANGE TO WEB 연결부	인장 또는 교번	B	112

2) 브라켓 부재

위 치	I(mm⁴)	고정하중 Mmax (kN-m)	활하중 Mmax (kN-m)	활하중Mmin (kN-m)	중심거리 (mm)	f_max (MPa)	f_min (MPa)	Δf (MPa)	허용응력 (MPa)	판 정
①	2.010E+09	101.15	242.54	0.00	350	59.8	17.6	42.2	112	O.K

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

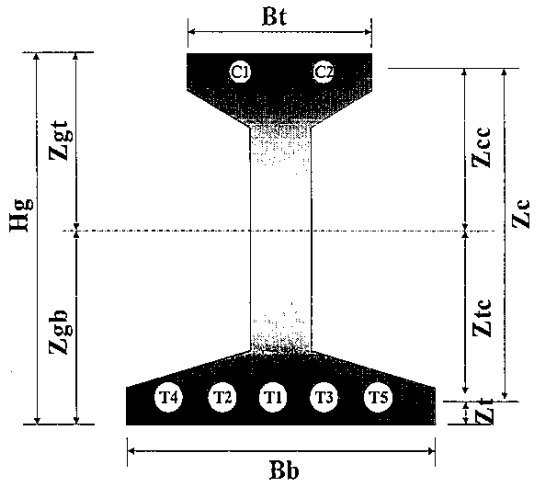


< 단위 : m >

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(㎜)	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(㎜)	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

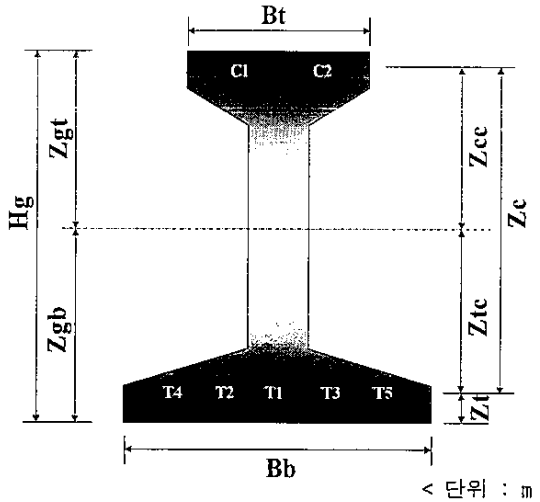
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000014 m⁴

▷ 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

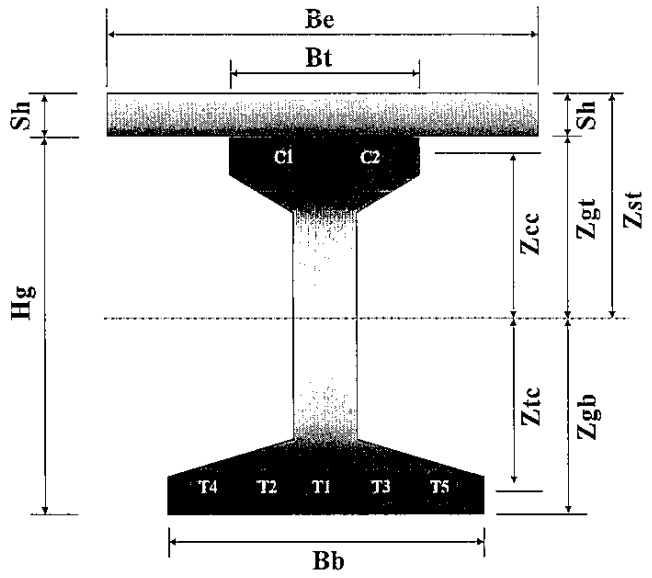
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

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 = 1.420 m

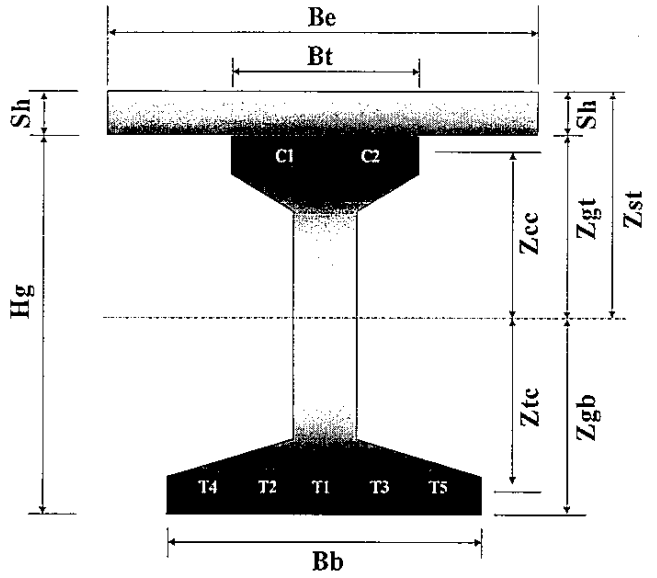
거더 경간의 1/12 + b1	=	5.503	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.860	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.695	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.695	m

< 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' 1.981037 m^4

5.4.2 G2~G8 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

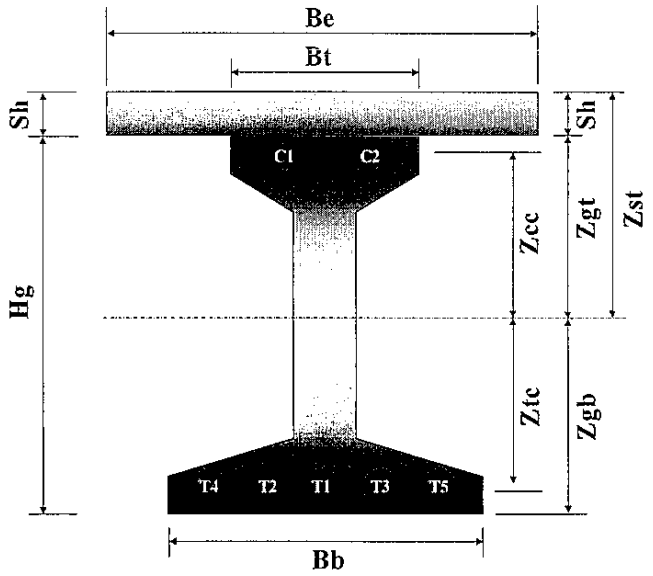
거더 경간의 1/4	=	12.25	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.750	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.750	m

< 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
∑		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^2 = 1.994437 m^4

5.4.3 G9 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.420 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	$A \times z^2$	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) = $\sum(A \times z) / \sum A$ = -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) = $\sum Io + \sum(A \times y^2) - \sum A \times zgb^2$ = 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

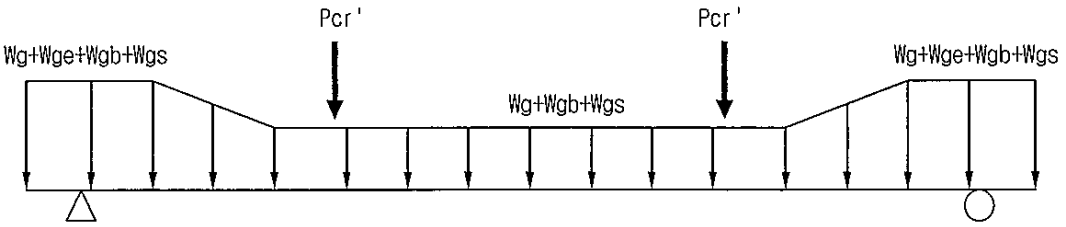
6. 설 계 하 중

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

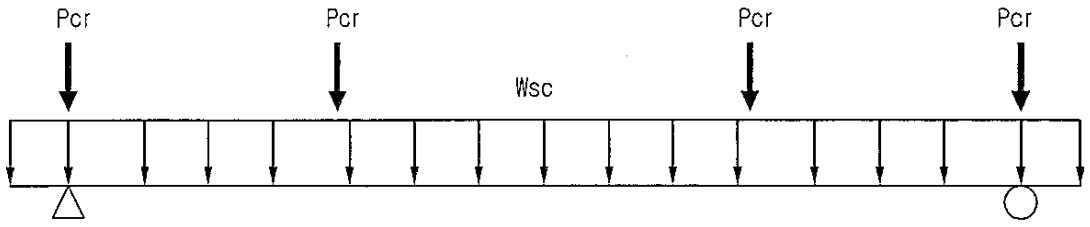
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(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/㎡

(4) 기타 하중

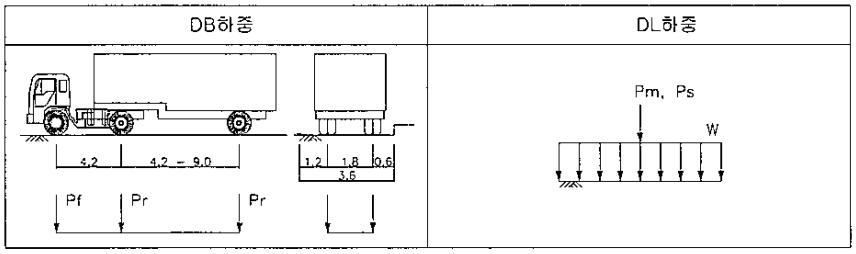
	위치	하중크기
1) 방음벽(좌)	0.230m	1000N/m
2) 방음벽(우)	24.410m	3000N/m
3) 중분대	12.320m	10540N/m
4) 내측풍하중1	22.300m	-6480N/m
5) 내측풍하중2	26.520m	6480N/m
6) G1RIB	1.204m	774N/m
7) G2RIB	3.954m	825N/m
8) G3RIB	6.704m	825N/m
9) G4RIB	9.454m	825N/m
10) G5RIB	12.204m	825N/m
11) G6RIB	14.954m	825N/m
12) G7RIB	17.704m	825N/m
13) G8RIB	20.454m	825N/m
14) G9RIB	23.204m	843N/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)	1.243591	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.025624	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 = 44.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 13570.046

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

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 1.283$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 119.799

(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 : $\dfrac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, 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 ±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 : $(\sigma\cdot B_b)-3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

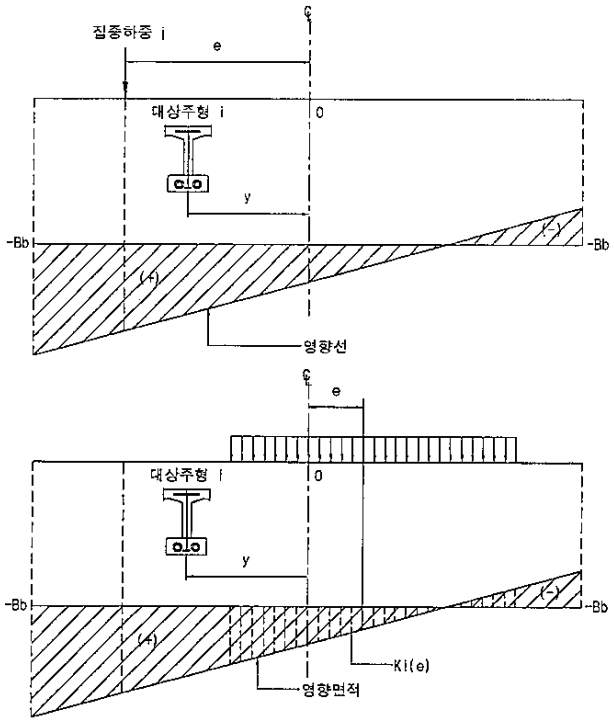
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 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	G8	G9	합계
	위치(m)	11.030	8.280	5.530	2.780	0.030	-2.720	-5.470	-8.220	-10.970	(∑)
-1.00×Bb	-12.320	0.007	0.002	-0.005	-0.019	-0.035	-0.031	0.047	0.283	0.751	1.000
-0.75×Bb	-9.240	0.002	-0.002	-0.005	-0.003	0.016	0.073	0.183	0.330	0.407	1.000
-0.50×Bb	-6.160	-0.004	-0.005	0.002	0.028	0.091	0.194	0.292	0.258	0.144	1.000
-0.25×Bb	-3.080	-0.012	0.002	0.034	0.100	0.204	0.291	0.237	0.124	0.021	1.000
0.00×Bb	0.000	-0.014	0.036	0.112	0.217	0.289	0.220	0.114	0.038	-0.013	1.000
0.25×Bb	3.080	0.019	0.121	0.235	0.291	0.206	0.102	0.035	0.003	-0.012	1.000
0.50×Bb	6.160	0.141	0.255	0.293	0.196	0.092	0.029	0.002	-0.005	-0.004	1.000
0.75×Bb	9.240	0.404	0.330	0.184	0.074	0.017	-0.003	-0.005	-0.002	0.002	1.000
1.00×Bb	12.320	0.746	0.284	0.049	-0.029	-0.034	-0.019	-0.005	0.002	0.006	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

거더 위치(m)	G1 11.030	G2 8.280	G3 5.530	G4 2.780	G5 0.030	G6 -2.720	G7 -5.470	G8 -8.220	G9 -10.970	합계 (Σ)
방호벽(좌)	12.047	0.716	0.289	0.060	-0.020	-0.030	-0.017	-0.005	0.002	0.006	1.000
방호벽(우)	-12.047	0.006	0.002	-0.005	-0.018	-0.030	-0.022	0.059	0.288	0.720	1.000
콘크리트포장	0.000	2.272	2.547	2.699	2.761	2.777	2.765	2.709	2.567	2.303	23.400
방음벽(좌)	12.090	0.721	0.288	0.059	-0.022	-0.030	-0.018	-0.005	0.002	0.006	1.000
방음벽(우)	-12.090	0.006	0.002	-0.005	-0.018	-0.031	-0.023	0.057	0.287	0.725	1.000
중분대	0.000	-0.014	0.036	0.112	0.217	0.289	0.220	0.114	0.038	-0.013	1.000
내측풍하중1	-9.980	0.003	-0.001	-0.006	-0.007	0.003	0.047	0.150	0.322	0.489	1.000
내측풍하중2	-14.200	0.009	0.006	-0.005	-0.028	-0.066	-0.095	-0.040	0.249	0.970	1.000
G1RIB	11.116	0.614	0.304	0.101	0.010	-0.015	-0.013	-0.006	0.000	0.005	1.000
G2RIB	8.366	0.314	0.327	0.222	0.106	0.035	0.004	-0.005	-0.003	0.000	1.000
G3RIB	5.616	0.110	0.230	0.298	0.218	0.110	0.038	0.005	-0.005	-0.005	1.000
G4RIB	2.866	0.014	0.113	0.226	0.292	0.215	0.109	0.039	0.004	-0.012	1.000
G5RIB	0.116	-0.014	0.038	0.116	0.222	0.289	0.215	0.110	0.036	-0.013	1.000
G6RIB	-2.634	-0.013	0.005	0.042	0.115	0.222	0.292	0.219	0.107	0.012	1.000
G7RIB	-5.384	-0.006	-0.004	0.007	0.042	0.116	0.225	0.298	0.223	0.101	1.000
G8RIB	-8.134	0.000	-0.004	-0.004	0.005	0.039	0.114	0.230	0.325	0.295	1.000
G9RIB	-10.884	0.004	0.000	-0.006	-0.012	-0.012	0.016	0.110	0.308	0.591	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)	11.030	8.280	5.530	2.780	0.030	-2.720	-5.470	-8.220	-10.970	(Σ)
DB1	10.200	1.022	0.634	0.283	0.082	0.001	-0.016	-0.011	-0.002	0.006	2.000
DB2	7.200	0.439	0.585	0.524	0.307	0.129	0.033	-0.003	-0.009	-0.004	2.000
DB3	4.200	0.108	0.336	0.538	0.528	0.326	0.144	0.041	-0.003	-0.018	2.000
DB4	-1.805	-0.028	0.027	0.124	0.293	0.497	0.547	0.370	0.167	0.004	2.000
DB5	-4.805	-0.015	-0.006	0.026	0.112	0.276	0.488	0.565	0.394	0.160	2.000
DB6	-7.805	-0.001	-0.008	-0.006	0.019	0.096	0.255	0.481	0.620	0.545	2.000

(2) DL하중

	거더	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
	위치(m)	11.030	8.280	5.530	2.780	0.030	-2.720	-5.470	-8.220	-10.970	(Σ)
DL1	10.200	0.511	0.320	0.142	0.040	0.000	-0.008	-0.006	-0.001	0.003	1.000
DL2	7.200	0.213	0.298	0.267	0.153	0.063	0.015	-0.002	-0.005	-0.002	1.000
DL3	4.200	0.049	0.167	0.275	0.270	0.162	0.070	0.019	-0.002	-0.009	1.000
DL4	-1.805	-0.014	0.012	0.060	0.145	0.252	0.281	0.184	0.081	0.000	1.000
DL5	-4.805	-0.007	-0.004	0.012	0.054	0.137	0.247	0.291	0.196	0.074	1.000
DL6	-7.805	-0.001	-0.004	-0.004	0.008	0.046	0.126	0.243	0.318	0.266	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DB1	1.022	0.634	0.283	0.082	0.001	-0.016	-0.011	-0.002	0.006	2.000
DB2	0.439	0.585	0.524	0.307	0.129	0.033	-0.003	-0.009	-0.004	2.000
DB3	0.108	0.336	0.538	0.528	0.326	0.144	0.041	-0.003	-0.018	2.000
DB4	-0.028	0.027	0.124	0.293	0.497	0.547	0.370	0.167	0.004	2.000
DB5	-0.015	-0.006	0.026	0.112	0.276	0.488	0.565	0.394	0.160	2.000
DB6	-0.001	-0.008	-0.006	0.019	0.096	0.255	0.481	0.620	0.545	2.000
DB12	1.461	1.219	0.807	0.388	0.130	0.017	-0.014	-0.011	0.003	4.000
DB13	1.130	0.971	0.821	0.610	0.327	0.127	0.030	-0.005	-0.011	4.000
DB14	0.994	0.661	0.407	0.375	0.498	0.530	0.358	0.165	0.011	4.000
DB15	1.008	0.628	0.309	0.193	0.277	0.472	0.554	0.392	0.166	4.000
DB16	1.021	0.627	0.277	0.100	0.097	0.239	0.470	0.618	0.551	4.000
DB22	0.877	1.169	1.047	0.613	0.257	0.066	-0.005	-0.017	-0.008	4.000
DB24	0.411	0.611	0.648	0.599	0.626	0.580	0.367	0.158	0.001	4.000
DB25	0.424	0.579	0.550	0.418	0.405	0.521	0.562	0.385	0.156	4.000
DB26	0.437	0.577	0.517	0.325	0.225	0.288	0.478	0.611	0.541	4.000
DB34	0.080	0.363	0.662	0.821	0.823	0.690	0.410	0.164	-0.013	4.000
DB35	0.093	0.330	0.564	0.639	0.602	0.632	0.606	0.392	0.142	4.000
DB36	0.107	0.329	0.532	0.546	0.422	0.399	0.522	0.617	0.527	4.000
DB45	-0.043	0.020	0.150	0.404	0.773	1.035	0.935	0.561	0.164	4.000
DB46	-0.029	0.019	0.118	0.312	0.593	0.802	0.851	0.787	0.549	4.000
DB56	-0.016	-0.014	0.020	0.130	0.372	0.744	1.046	1.014	0.704	4.000
DB123	1.412	1.400	1.211	0.824	0.410	0.144	0.024	-0.012	-0.014	5.400
DB124	1.290	1.121	0.838	0.613	0.564	0.507	0.320	0.140	0.006	5.400
DB125	1.302	1.092	0.750	0.450	0.365	0.455	0.496	0.345	0.146	5.400
DB126	1.314	1.090	0.720	0.366	0.203	0.245	0.421	0.548	0.492	5.400
DB134	0.992	0.898	0.851	0.812	0.742	0.607	0.359	0.146	-0.006	5.400
DB135	1.004	0.868	0.763	0.649	0.543	0.554	0.535	0.351	0.133	5.400
DB136	1.016	0.867	0.734	0.565	0.380	0.344	0.460	0.554	0.480	5.400
DB145	0.882	0.589	0.390	0.438	0.697	0.917	0.831	0.503	0.153	5.400
DB146	0.894	0.588	0.361	0.354	0.535	0.707	0.756	0.706	0.500	5.400
DB156	0.906	0.558	0.273	0.191	0.336	0.655	0.932	0.911	0.639	5.400
DB234	0.467	0.853	1.067	1.015	0.856	0.651	0.367	0.140	-0.015	5.400
DB235	0.479	0.823	0.979	0.851	0.657	0.599	0.543	0.345	0.124	5.400
DB236	0.491	0.822	0.950	0.768	0.495	0.388	0.467	0.548	0.471	5.400
DB245	0.356	0.545	0.606	0.640	0.812	0.961	0.839	0.497	0.144	5.400
DB246	0.369	0.543	0.577	0.556	0.650	0.751	0.763	0.700	0.491	5.400
DB256	0.380	0.514	0.489	0.393	0.451	0.699	0.939	0.905	0.630	5.400
DB345	0.059	0.321	0.619	0.839	0.989	1.061	0.878	0.502	0.132	5.400
DB346	0.071	0.320	0.590	0.755	0.827	0.851	0.802	0.706	0.478	5.400
DB356	0.083	0.290	0.502	0.592	0.628	0.798	0.978	0.910	0.618	5.400
DB456	-0.040	0.011	0.129	0.381	0.783	1.161	1.274	1.063	0.638	5.400
DB1234	1.156	1.186	1.102	0.907	0.714	0.530	0.297	0.115	-0.008	6.000
DB1235	1.166	1.162	1.028	0.771	0.549	0.487	0.444	0.286	0.108	6.000
DB1236	1.176	1.161	1.004	0.701	0.414	0.312	0.381	0.455	0.397	6.000
DB1245	1.064	0.930	0.718	0.595	0.677	0.789	0.691	0.413	0.125	6.000
DB1246	1.074	0.928	0.693	0.525	0.542	0.614	0.628	0.582	0.414	6.000
DB1256	1.084	0.904	0.620	0.389	0.377	0.570	0.774	0.753	0.530	6.000
DB1345	0.816	0.743	0.729	0.761	0.825	0.872	0.723	0.417	0.115	6.000

DB1346	0.826	0.742	0.704	0.691	0.690	0.697	0.660	0.587	0.403	6.000
DB1356	0.836	0.718	0.631	0.555	0.524	0.653	0.807	0.757	0.520	6.000
DB1456	0.734	0.485	0.320	0.379	0.653	0.955	1.053	0.884	0.536	6.000
DB2345	0.378	0.706	0.909	0.929	0.921	0.909	0.729	0.412	0.107	6.000
DB2346	0.388	0.705	0.885	0.859	0.786	0.734	0.666	0.582	0.396	6.000
DB2356	0.398	0.680	0.811	0.724	0.620	0.690	0.813	0.752	0.512	6.000
DB2456	0.296	0.448	0.500	0.547	0.749	0.992	1.060	0.879	0.529	6.000
DB3456	0.048	0.262	0.511	0.713	0.896	1.075	1.092	0.884	0.518	6.000
DB12345	1.145	1.182	1.121	0.990	0.922	0.897	0.721	0.411	0.112	7.500
DB12346	1.155	1.181	1.097	0.921	0.786	0.722	0.658	0.580	0.400	7.500
DB12356	1.165	1.156	1.024	0.785	0.621	0.678	0.805	0.751	0.517	7.500
DB12456	1.063	0.924	0.713	0.609	0.749	0.980	1.051	0.878	0.533	7.500
DB13456	0.815	0.738	0.724	0.775	0.897	1.063	1.084	0.882	0.523	7.500
DB23456	0.377	0.700	0.904	0.943	0.993	1.100	1.090	0.877	0.515	7.500
DB123456	1.144	1.176	1.117	1.004	0.994	1.088	1.082	0.876	0.520	9.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DL1	0.511	0.320	0.142	0.040	0.000	-0.008	-0.006	-0.001	0.003	1.000
DL2	0.213	0.298	0.267	0.153	0.063	0.015	-0.002	-0.005	-0.002	1.000
DL3	0.049	0.167	0.275	0.270	0.162	0.070	0.019	-0.002	-0.009	1.000
DL4	-0.014	0.012	0.060	0.145	0.252	0.281	0.184	0.081	0.000	1.000
DL5	-0.007	-0.004	0.012	0.054	0.137	0.247	0.291	0.196	0.074	1.000
DL6	-0.001	-0.004	-0.004	0.008	0.046	0.126	0.243	0.318	0.266	1.000
DL12	0.724	0.618	0.408	0.193	0.063	0.007	-0.008	-0.006	0.001	2.000
DL13	0.560	0.486	0.417	0.310	0.162	0.061	0.013	-0.003	-0.006	2.000
DL14	0.496	0.331	0.201	0.185	0.252	0.272	0.179	0.080	0.003	2.000
DL15	0.503	0.316	0.153	0.094	0.136	0.239	0.286	0.195	0.078	2.000
DL16	0.510	0.316	0.138	0.048	0.046	0.118	0.238	0.317	0.269	2.000
DL22	0.426	0.596	0.534	0.306	0.125	0.030	-0.004	-0.009	-0.004	2.000
DL24	0.199	0.310	0.327	0.298	0.315	0.296	0.182	0.076	-0.002	2.000
DL25	0.206	0.294	0.278	0.206	0.199	0.263	0.289	0.192	0.073	2.000
DL26	0.212	0.294	0.263	0.161	0.109	0.142	0.241	0.314	0.264	2.000
DL34	0.035	0.178	0.335	0.415	0.414	0.351	0.203	0.079	-0.009	2.000
DL35	0.042	0.163	0.287	0.323	0.299	0.317	0.310	0.194	0.066	2.000
DL36	0.049	0.163	0.271	0.278	0.208	0.196	0.262	0.316	0.257	2.000
DL45	-0.022	0.008	0.071	0.199	0.389	0.528	0.476	0.277	0.074	2.000
DL46	-0.015	0.008	0.056	0.153	0.299	0.407	0.428	0.399	0.265	2.000
DL56	-0.008	-0.008	0.008	0.062	0.183	0.374	0.535	0.514	0.340	2.000
DL123	0.696	0.706	0.615	0.416	0.202	0.069	0.010	-0.007	-0.007	2.700
DL124	0.638	0.567	0.421	0.304	0.283	0.259	0.159	0.068	0.001	2.700
DL125	0.645	0.553	0.378	0.222	0.179	0.229	0.255	0.172	0.068	2.700
DL126	0.651	0.552	0.364	0.181	0.098	0.120	0.212	0.281	0.241	2.700
DL134	0.491	0.448	0.429	0.409	0.373	0.308	0.178	0.070	-0.005	2.700
DL135	0.497	0.435	0.385	0.327	0.269	0.278	0.274	0.174	0.062	2.700
DL136	0.503	0.434	0.372	0.286	0.187	0.169	0.231	0.284	0.234	2.700
DL145	0.440	0.295	0.191	0.215	0.350	0.468	0.423	0.248	0.070	2.700
DL146	0.446	0.295	0.178	0.174	0.269	0.359	0.380	0.358	0.242	2.700
DL156	0.452	0.281	0.134	0.092	0.165	0.329	0.476	0.462	0.309	2.700
DL234	0.223	0.429	0.541	0.511	0.429	0.329	0.181	0.067	-0.010	2.700
DL235	0.229	0.415	0.498	0.428	0.325	0.299	0.277	0.171	0.057	2.700

DL236	0.236	0.415	0.484	0.388	0.244	0.190	0.234	0.280	0.230	2.700
DL245	0.172	0.275	0.304	0.316	0.406	0.489	0.426	0.245	0.065	2.700
DL246	0.178	0.275	0.290	0.275	0.325	0.380	0.383	0.355	0.237	2.700
DL256	0.185	0.261	0.247	0.193	0.221	0.350	0.479	0.459	0.305	2.700
DL345	0.025	0.157	0.312	0.421	0.496	0.538	0.445	0.247	0.059	2.700
DL346	0.031	0.157	0.298	0.380	0.415	0.429	0.402	0.357	0.231	2.700
DL356	0.037	0.143	0.255	0.298	0.310	0.399	0.498	0.461	0.298	2.700
DL456	-0.020	0.004	0.061	0.186	0.392	0.589	0.647	0.536	0.306	2.700
DL1234	0.569	0.597	0.557	0.456	0.358	0.268	0.146	0.055	-0.006	3.000
DL1235	0.574	0.586	0.521	0.387	0.271	0.243	0.227	0.141	0.050	3.000
DL1236	0.579	0.585	0.510	0.353	0.203	0.152	0.191	0.233	0.194	3.000
DL1245	0.526	0.469	0.360	0.294	0.339	0.401	0.351	0.204	0.057	3.000
DL1246	0.531	0.469	0.348	0.259	0.271	0.311	0.315	0.295	0.200	3.000
DL1256	0.537	0.458	0.312	0.191	0.184	0.285	0.395	0.382	0.256	3.000
DL1345	0.404	0.371	0.366	0.381	0.413	0.442	0.366	0.205	0.051	3.000
DL1346	0.409	0.371	0.354	0.347	0.346	0.351	0.330	0.297	0.195	3.000
DL1356	0.414	0.359	0.318	0.279	0.259	0.326	0.411	0.383	0.251	3.000
DL1456	0.366	0.243	0.157	0.185	0.327	0.485	0.535	0.446	0.257	3.000
DL2345	0.180	0.355	0.460	0.466	0.460	0.460	0.369	0.203	0.048	3.000
DL2346	0.185	0.354	0.448	0.432	0.393	0.369	0.333	0.294	0.191	3.000
DL2356	0.191	0.343	0.412	0.363	0.306	0.344	0.413	0.381	0.247	3.000
DL2456	0.143	0.227	0.251	0.270	0.373	0.502	0.538	0.443	0.254	3.000
DL3456	0.020	0.128	0.257	0.357	0.448	0.543	0.553	0.445	0.248	3.000
DL12345	0.563	0.594	0.566	0.496	0.460	0.453	0.365	0.202	0.050	3.750
DL12346	0.568	0.594	0.555	0.462	0.393	0.363	0.329	0.293	0.193	3.750
DL12356	0.574	0.583	0.518	0.393	0.306	0.338	0.409	0.380	0.250	3.750
DL12456	0.526	0.466	0.357	0.300	0.373	0.496	0.533	0.442	0.256	3.750
DL13456	0.403	0.368	0.363	0.387	0.448	0.537	0.549	0.444	0.251	3.750
DL23456	0.180	0.352	0.457	0.472	0.495	0.555	0.552	0.441	0.247	3.750
DL123456	0.563	0.591	0.563	0.502	0.495	0.548	0.547	0.441	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	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		603.264	603.264	603.264	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	0.000	0.000	0.000	
합성전		385.788	424.050	424.050	424.050	424.050	424.050	424.050	424.050	393.870	
합성후		262.166	184.741	147.713	132.142	129.228	128.408	145.879	202.781	338.390	-
		259.689	187.739	154.783	145.235	149.539	154.796	169.222	201.051	249.395	내측풍하중
		216.613	185.519	163.036	152.193	150.151	149.020	161.836	203.352	289.729	외측풍하중
ADD		1251.218	1212.055	1175.027	1159.456	1156.542	1155.722	1173.193	1230.095	1335.524	-
		1248.741	1215.053	1182.097	1172.549	1176.853	1182.110	1196.536	1228.365	1246.529	내측풍하중
		1205.665	1212.833	1190.350	1179.507	1177.465	1176.334	1189.150	1230.666	1286.863	외측풍하중
우측편재하	DB1	1.679	0.629	2.047	5.716	11.416	41.906	102.743	191.780	273.513	
	DB2	0.301	2.855	7.651	21.674	49.569	97.019	151.847	171.194	141.405	
	DB3	1.675	8.366	24.403	55.156	100.640	148.362	152.775	109.175	55.012	
	DB4	6.829	25.997	59.022	105.825	149.521	147.221	100.993	54.156	15.240	
	DB5	17.754	62.116	111.358	152.794	143.063	95.934	51.118	21.571	5.517	
	DB6	66.818	120.925	158.284	140.959	90.698	47.865	20.134	7.091	1.304	
	DB12	1.024	3.054	9.218	23.569	60.576	138.608	254.416	362.898	414.823	
	DB13	1.474	8.148	23.384	56.788	111.472	189.864	255.316	300.871	328.365	
	DB14	6.521	25.331	57.914	107.373	160.329	188.631	203.332	245.518	286.595	
	DB15	18.925	61.605	110.307	154.345	153.872	137.266	153.134	212.260	272.599	
	DB16	68.030	120.478	157.288	142.541	101.466	89.189	122.227	196.945	270.983	
	DB22	0.602	5.708	15.299	43.323	99.131	194.011	303.665	342.379	282.784	
	DB24	6.664	26.789	65.674	127.253	198.963	244.103	252.622	225.000	154.601	
	DB25	17.247	62.767	117.926	174.152	192.502	192.708	202.387	191.705	140.556	
	DB26	65.742	121.538	164.830	162.327	140.095	144.623	171.492	176.383	138.934	
	DB34	8.345	33.644	83.308	160.903	250.134	295.516	253.591	162.999	68.252	
	DB35	18.926	69.618	135.537	207.797	243.668	244.098	203.355	129.706	54.230	
	DB36	64.105	127.851	182.168	195.875	191.257	195.960	172.376	114.322	52.560	
	DB45	24.303	88.067	170.355	258.611	292.583	243.151	152.106	75.722	20.753	
	DB46	66.941	145.838	216.688	246.568	240.161	194.888	120.829	59.826	16.198	
	DB56	84.546	183.028	269.638	293.739	233.716	143.708	71.102	27.361	6.571	
	DB123	1.541	9.823	27.286	70.520	144.870	258.147	366.415	424.848	422.777	
	DB124	5.746	23.541	58.164	115.957	188.807	257.037	319.639	375.027	385.142	
	DB125	16.133	56.065	105.234	158.197	182.977	210.782	274.436	345.081	372.548	
	DB126	60.319	109.023	147.523	147.554	135.803	167.528	246.621	331.297	371.076	
	DB134	7.256	29.698	74.019	146.254	234.857	303.302	320.504	319.228	307.437	
	DB135	16.780	62.083	121.034	188.450	229.047	257.033	275.283	289.244	294.826	
	DB136	58.842	114.715	163.115	177.764	181.869	213.725	247.428	275.422	293.324	
	DB145	21.516	78.557	152.210	234.075	273.054	255.951	228.512	239.451	257.246	
	DB146	61.334	130.823	194.092	223.321	225.873	212.609	200.617	225.593	255.736	
	DB156	77.121	164.230	241.663	265.705	220.073	166.438	155.513	195.738	243.192	
	DB234	7.385	31.015	80.997	164.129	269.622	353.208	364.857	300.754	188.620	
	DB235	16.909	63.400	128.012	206.326	263.812	306.941	319.658	270.773	176.011	
	DB236	56.800	115.680	169.924	195.579	216.636	263.625	291.767	256.937	174.484	
	DB245	21.647	79.877	159.210	251.952	307.820	305.858	272.865	220.977	138.429	
	DB246	59.287	131.764	200.895	241.113	260.637	262.507	244.955	207.107	136.896	
	DB256	75.075	165.173	248.469	283.518	254.839	216.336	199.850	177.230	124.348	

우측편재하	DB345	23.157	86.034	175.065	282.249	353.871	352.122	273.730	165.178	60.724	
	DB346	57.810	137.456	216.487	271.322	306.682	308.724	245.762	151.233	59.145	
	DB356	73.575	170.860	264.058	313.725	300.882	262.532	200.657	121.377	46.601	
	DB456	76.214	187.155	295.251	359.425	344.904	261.732	154.774	73.275	19.549	
	DB1234	5.940	25.357	66.692	137.949	232.795	325.459	380.951	394.400	362.209	
	DB1235	13.880	52.358	105.880	173.141	227.961	286.909	343.275	369.420	351.690	
	DB1236	48.277	96.104	140.901	164.201	188.630	250.811	320.054	357.895	350.435	
	DB1245	17.828	66.085	131.877	211.155	264.620	286.016	304.292	327.916	320.386	
	DB1246	50.376	109.528	166.713	202.160	225.307	249.891	281.037	316.359	319.105	
	DB1256	63.500	137.353	206.359	237.505	220.481	211.422	243.459	291.471	308.658	
	DB1345	19.087	71.219	145.095	236.384	302.999	324.556	304.999	281.406	255.621	
	DB1346	49.136	114.255	179.712	227.338	263.686	288.397	281.721	269.808	254.307	
	DB1356	62.286	142.105	219.359	262.662	258.857	249.925	244.122	244.940	243.863	
	DB1456	64.364	155.526	245.189	300.619	295.512	248.983	205.124	203.404	212.535	
	DB2345	19.196	72.319	150.926	251.290	331.969	366.145	341.986	266.022	156.611	
	DB2346	47.422	115.058	185.381	242.190	292.654	329.977	318.654	254.390	155.270	
	DB2356	60.568	142.885	225.026	277.511	287.823	291.484	281.073	229.501	144.824	
	DB2456	62.646	156.307	250.858	315.472	324.502	290.566	242.059	187.987	113.498	
	DB3456	61.407	161.052	263.832	340.623	362.853	329.064	242.717	141.433	48.698	
	DB12345	18.983	71.835	150.113	252.491	340.091	397.271	418.865	409.789	361.623	
	DB12346	48.379	114.764	184.690	243.402	300.754	361.098	395.573	398.178	360.300	
	DB12356	61.527	142.612	224.316	278.724	295.923	322.624	357.970	373.288	349.851	
	DB12456	63.601	156.011	250.145	316.684	332.603	321.708	318.979	331.777	318.528	
	DB13456	62.364	160.762	263.147	341.862	370.981	360.212	319.641	285.223	253.728	
	DB23456	60.670	161.545	268.815	356.712	399.946	401.770	356.572	269.804	154.691	
	DB123456	61.629	161.273	268.106	357.927	408.070	432.916	433.495	413.598	359.744	
	DL1	1.601	0.719	2.396	6.788	13.616	43.131	98.890	177.958	267.157	
	DL2	0.299	3.301	9.032	22.697	47.980	89.996	138.562	158.159	141.284	
	DL3	1.860	9.843	25.257	53.298	92.759	134.391	138.461	102.057	57.349	
	DL4	7.860	27.160	56.652	97.474	135.617	133.498	93.083	53.143	17.992	
	DL5	20.722	60.253	102.102	138.605	129.659	88.929	49.566	22.854	6.301	
	DL6	68.961	112.442	143.913	127.623	84.098	46.764	21.151	8.292	1.418	
	DL12	0.988	3.486	10.818	26.202	60.905	132.731	237.192	336.046	408.327	
	DL13	1.565	9.508	24.828	56.450	105.462	176.985	237.053	279.896	324.302	
	DL14	7.417	26.388	56.130	100.540	148.301	175.984	191.361	230.422	282.073	
	DL15	20.789	59.518	101.528	141.619	142.327	131.288	147.445	199.417	267.062	
	DL16	69.942	111.979	143.546	130.717	96.718	89.129	119.198	184.164	264.795	
	DL22	0.598	6.603	18.064	45.394	95.962	179.994	277.126	316.347	282.535	
	DL24	7.527	28.537	64.471	119.813	183.418	223.309	231.305	210.723	156.338	
	DL25	20.330	61.555	109.841	160.877	177.447	178.603	187.371	179.696	141.273	
	DL26	67.832	113.636	151.633	149.904	131.830	136.408	159.084	164.405	138.976	
	DL34	9.429	36.061	81.693	150.595	228.325	267.768	231.260	154.609	72.493	
	DL35	22.232	69.084	127.069	191.696	222.361	223.069	187.335	123.621	57.438	
	DL36	66.507	120.499	168.493	180.564	176.732	180.809	158.971	108.258	55.086	
	DL45	28.583	87.414	158.755	236.080	265.276	222.427	142.648	75.996	24.292	
	DL46	70.115	138.219	199.846	224.826	219.607	180.001	113.890	59.961	18.932	
	DL56	88.718	172.486	245.907	266.172	213.690	135.542	70.475	29.795	7.336	

우측편재하	DL123	1.577	11.392	29.695	71.114	138.029	240.232	338.021	394.235	418.971	
	DL124	6.418	25.038	57.621	110.623	176.492	239.284	296.883	349.681	380.954	
	DL125	17.944	54.773	98.451	147.622	171.152	199.103	257.385	321.821	367.431	
	DL126	62.023	101.932	136.214	137.764	130.064	161.135	231.946	308.082	365.373	
	DL134	8.128	31.813	73.091	138.336	216.881	279.289	296.820	299.213	305.492	
	DL135	19.654	61.548	113.922	175.334	211.539	239.105	257.316	271.314	291.959	
	DL136	60.849	108.082	151.360	165.369	170.480	201.086	231.813	257.513	289.851	
	DL145	25.224	77.847	142.252	215.103	250.129	238.196	216.182	226.791	253.972	
	DL146	64.000	123.923	179.425	205.082	209.036	200.128	190.621	212.934	251.822	
	DL156	80.696	154.715	220.832	242.240	203.730	160.010	151.234	185.148	238.377	
	DL234	8.224	33.730	80.608	155.688	248.485	321.909	332.781	281.482	192.302	
	DL235	19.755	63.473	121.477	192.694	243.178	281.696	293.276	253.581	178.768	
	DL236	58.927	109.625	158.690	182.650	202.081	243.632	267.722	239.733	176.624	
	DL245	25.325	79.773	149.809	232.467	281.774	280.824	252.148	209.062	140.782	
	DL246	62.067	125.431	186.752	222.365	240.671	242.681	226.538	195.165	138.639	
	DL256	78.763	156.222	228.157	259.522	235.334	202.592	187.149	167.372	125.152	
	DL345	27.035	86.548	165.279	260.179	322.161	320.825	252.079	158.555	65.310	
	DL346	60.904	131.617	201.903	249.972	281.059	282.663	226.407	144.598	63.118	
	DL356	77.600	162.410	243.310	287.131	275.753	242.543	187.016	116.803	49.630	
	DL456	80.938	178.465	271.666	327.059	314.334	242.010	147.057	74.512	22.691	
	DL1234	6.566	27.606	66.846	132.098	216.620	300.187	351.252	367.930	360.457	
	DL1235	16.166	52.368	100.857	162.904	212.138	266.686	318.310	344.692	349.168	
	DL1236	49.929	91.054	132.005	154.584	177.899	234.973	297.052	333.176	347.402	
	DL1245	20.806	65.950	124.473	196.082	244.324	265.962	284.049	307.606	317.544	
	DL1246	52.537	104.219	155.393	187.684	210.081	234.210	262.744	296.046	315.743	
	DL1256	66.468	129.872	189.894	218.659	205.642	200.795	229.901	272.868	304.518	
	DL1345	22.235	71.607	137.370	219.153	277.988	299.275	284.016	265.505	254.637	
	DL1346	51.580	109.392	168.029	210.705	243.748	267.511	262.624	253.890	252.790	
	DL1356	65.467	135.034	202.524	241.677	239.309	234.071	229.824	230.761	241.623	
	DL1456	68.118	148.202	225.906	274.736	271.448	233.296	195.505	193.618	209.920	
	DL2345	22.316	73.196	143.664	233.603	304.313	334.780	313.985	250.748	160.331	
	DL2346	49.976	110.630	174.098	225.085	270.066	302.981	292.553	239.096	158.454	
	DL2356	63.868	136.279	208.629	256.060	265.625	269.533	259.710	215.922	147.272	
	DL2456	66.529	149.487	232.023	289.131	297.807	268.770	225.432	178.789	115.574	
	DL3456	65.517	154.611	244.646	312.143	331.469	302.038	225.313	136.666	52.630	
	DL12345	22.021	72.680	143.295	235.961	313.856	366.727	387.924	384.126	360.548	
	DL12346	50.789	110.344	173.884	227.454	279.609	334.948	366.517	372.497	358.691	
	DL12356	64.677	135.986	208.378	258.424	275.166	301.500	333.674	349.353	347.475	
	DL12456	67.339	149.196	231.773	291.526	307.315	300.733	299.393	312.189	315.811	
	DL13456	66.332	154.327	244.433	314.543	340.980	334.003	299.275	270.066	252.866	
	DL23456	64.739	155.605	250.512	328.932	367.335	369.475	329.201	255.237	158.521	
	DL123456	65.537	155.272	250.251	331.287	376.837	401.437	403.166	388.674	358.767	
좌측편재하	DB1	272.234	191.706	103.576	42.248	11.748	5.804	2.070	0.633	1.609	
	DB2	139.939	170.229	152.475	97.672	50.258	22.104	7.702	2.899	0.309	
	DB3	53.581	107.886	152.272	148.897	101.765	56.077	24.792	8.486	1.728	
	DB4	5.343	21.029	50.397	94.629	142.124	153.432	112.382	63.256	18.846	
	DB5	1.258	6.973	19.770	46.976	89.524	140.219	158.569	122.340	68.407	

	DB6	0.228	2.185	6.264	16.893	40.884	85.451	143.821	179.840	164.992	
	DB12	412.080	361.860	255.881	139.631	61.607	24.156	9.301	3.102	0.940	
	DB13	325.656	299.508	255.646	190.743	112.910	57.838	23.786	8.282	1.525	
	DB14	270.913	211.631	153.203	136.323	153.270	155.111	111.358	62.730	19.963	
	DB15	269.623	196.686	122.708	88.666	100.627	141.929	157.576	121.851	69.537	
	DB16	271.540	191.845	107.941	58.470	51.871	87.142	142.861	179.403	166.124	
	DB22	279.901	340.461	304.951	195.342	100.514	44.185	15.402	5.796	0.617	
	DB24	138.697	190.157	202.259	192.043	192.255	175.182	119.034	63.856	17.743	
	DB25	137.405	175.210	171.743	144.386	139.633	162.001	165.253	122.979	67.317	
	DB26	139.329	170.395	157.003	114.214	90.860	107.216	150.540	180.552	163.909	
	DB34	52.378	127.826	202.068	243.309	243.857	209.336	136.893	70.884	19.322	
	DB35	51.045	112.826	171.516	195.605	191.210	196.063	182.862	129.502	65.815	
	DB36	52.968	108.010	156.754	165.433	142.455	141.276	168.125	187.051	162.399	
	DB45	6.337	26.635	70.010	141.533	231.623	293.617	270.947	185.581	87.226	
	DB46	5.102	21.280	54.984	111.243	182.840	238.780	256.172	243.075	183.769	
	DB56	1.356	8.981	24.564	63.715	130.324	225.592	302.369	302.205	233.392	
	DB123	419.050	422.775	367.305	259.554	146.817	71.875	27.776	9.994	1.601	
	DB124	369.707	343.629	275.075	210.520	183.070	159.271	106.315	57.103	17.057	
	DB125	368.551	330.189	247.635	167.648	135.694	147.408	147.921	110.321	61.676	
	DB126	370.291	325.842	234.359	140.474	91.811	98.113	134.683	162.116	148.605	
	DB134	292.012	287.506	274.889	256.643	229.507	189.960	122.251	63.184	17.125	
좌	DB135	290.835	274.039	247.420	213.727	182.128	178.054	163.753	116.171	60.321	
측	DB136	292.552	269.690	234.143	186.573	138.245	128.738	150.494	167.984	147.251	
편	DB145	241.613	194.982	155.260	164.794	218.477	265.711	242.860	166.487	79.472	
재	DB146	243.330	190.631	141.982	137.619	174.595	216.418	229.625	218.305	166.404	
하	DB156	242.173	177.190	114.540	94.724	127.216	204.551	271.228	271.500	211.019	
	DB234	173.062	268.248	319.094	306.847	264.611	208.096	129.360	64.583	17.279	
	DB235	171.826	254.715	291.557	263.892	217.224	196.121	170.647	117.191	58.319	
	DB236	173.571	250.392	278.286	236.743	173.345	146.830	157.413	169.010	145.252	
	DB245	122.611	175.683	199.424	214.965	253.579	283.804	249.780	167.512	77.472	
	DB246	124.351	171.336	186.147	187.790	209.695	234.488	236.542	219.329	164.405	
	DB256	123.188	157.869	158.679	144.891	162.314	222.620	278.144	272.523	209.019	
	DB345	44.894	119.532	199.189	261.065	300.015	314.453	265.615	173.385	76.121	
	DB346	46.612	115.184	185.932	233.890	256.130	265.134	252.352	225.176	163.047	
	DB356	45.449	101.717	158.465	190.992	208.751	253.270	293.980	278.396	207.668	
	DB456	5.487	24.195	67.151	142.338	245.098	341.092	373.261	328.877	226.948	
	DB1234	348.273	367.254	343.424	287.087	228.854	174.713	107.010	53.314	14.180	
	DB1235	347.270	355.999	320.499	251.314	189.378	164.767	141.522	97.358	49.505	
	DB1236	348.707	352.386	309.444	228.681	152.804	123.690	130.498	140.519	121.957	
	DB1245	306.258	290.145	243.716	210.531	219.660	237.822	207.452	139.287	65.472	
	DB1246	307.691	286.511	232.660	187.899	183.108	196.746	196.428	182.445	137.901	
	DB1256	306.719	275.310	209.772	152.154	143.614	186.854	231.103	226.795	175.095	
	DB1345	241.474	243.344	243.534	248.945	258.368	263.362	220.645	144.159	64.323	
	DB1346	242.911	239.731	232.478	226.313	221.795	222.286	209.624	187.343	136.779	
	DB1356	241.958	228.512	209.591	190.569	182.322	212.396	244.301	231.693	173.974	
	DB1456	200.918	162.632	132.803	149.784	212.604	285.450	310.229	273.619	189.917	
	DB2345	142.314	227.251	280.326	290.760	287.622	278.435	226.402	145.018	62.672	

	DB2346	143.774	223.641	269.269	268.104	251.044	237.335	215.378	188.201	135.128	
	DB2356	142.797	212.418	246.381	232.361	211.574	227.467	250.054	232.549	172.299	
	DB2456	101.758	146.538	169.593	191.577	241.855	300.522	315.985	274.478	188.266	
	DB3456	37.001	99.762	169.413	229.991	280.541	326.060	329.176	279.349	187.117	
	DB12345	346.399	371.001	357.866	322.141	295.964	279.756	225.733	144.709	63.578	
	DB12346	347.832	367.367	346.810	299.509	259.411	238.679	214.689	187.888	136.009	
	DB12356	346.859	356.166	323.921	263.763	219.916	228.785	249.361	232.215	173.199	
	DB12456	305.843	290.289	247.135	222.979	250.197	301.840	315.291	274.144	189.166	
	DB13456	241.059	243.488	246.953	261.394	288.906	327.382	328.487	279.039	188.021	
	DB23456	141.899	227.396	283.745	303.209	318.160	342.455	334.244	279.898	186.370	
	DB123456	345.984	371.147	361.287	334.611	326.503	343.775	333.553	279.587	187.274	
	DL1	266.013	177.801	99.640	43.301	13.740	6.862	2.398	0.707	1.511	
	DL2	139.843	157.248	139.245	90.486	48.621	23.120	9.101	3.356	0.308	
	DL3	55.918	100.902	138.102	134.818	93.743	54.126	25.577	9.987	1.920	
	DL4	6.078	22.335	48.942	87.748	128.813	139.235	102.815	61.134	21.122	
	DL5	1.365	8.146	20.836	45.924	83.076	127.017	144.136	113.710	70.567	
	DL6	0.215	2.506	7.354	18.152	40.187	80.098	131.753	166.615	163.725	
	DL12	405.768	334.921	238.632	133.413	61.821	26.758	10.917	3.541	0.909	
	DL13	321.729	278.595	237.460	177.613	106.725	57.412	25.189	9.671	1.626	
	DL14	265.486	198.731	147.575	130.317	141.768	142.440	102.356	60.554	21.849	
	DL15	263.577	183.803	119.640	88.519	95.976	130.270	143.762	113.180	71.477	
좌측편재하	DL16	265.205	178.372	105.037	60.588	52.929	83.287	131.444	166.151	164.640	
	DL22	279.727	314.497	278.455	180.961	97.201	46.232	18.197	6.710	0.616	
	DL24	139.476	178.247	187.411	177.913	177.251	161.935	110.694	62.500	20.744	
	DL25	137.505	163.281	159.437	136.048	131.410	149.712	151.950	114.915	69.395	
	DL26	139.145	157.894	144.849	108.162	88.377	102.771	139.640	167.892	162.559	
	DL34	55.564	121.911	186.322	222.311	222.506	193.160	128.115	70.218	22.720	
	DL35	53.533	106.870	158.238	180.383	176.659	180.821	169.058	121.993	68.239	
	DL36	55.173	101.484	143.653	152.500	133.658	133.880	156.715	174.965	161.398	
	DL45	7.052	29.072	69.542	133.529	211.821	266.253	246.894	174.785	91.469	
	DL46	5.686	23.067	54.615	105.526	168.776	219.217	234.508	227.690	184.579	
	DL56	1.400	10.407	26.798	63.857	123.079	207.023	275.846	280.285	234.234	
	DL123	415.381	392.238	338.995	241.225	139.715	72.370	30.143	11.599	1.648	
	DL124	364.761	320.337	258.103	198.632	171.192	148.692	99.247	55.678	18.700	
	DL125	363.003	306.878	232.951	161.005	129.984	137.758	136.518	103.061	63.404	
	DL126	364.465	302.011	219.802	135.885	91.238	95.474	125.432	150.730	147.224	
	DL134	289.235	269.609	257.088	238.580	211.936	176.800	114.908	62.531	20.079	
	DL135	287.444	256.131	231.880	200.900	170.682	165.732	151.899	109.406	62.352	
	DL136	288.906	251.267	218.734	175.783	131.969	123.448	140.780	157.072	146.167	
	DL145	236.905	184.326	151.061	158.403	202.290	242.425	221.728	156.712	83.082	
	DL146	238.368	179.459	137.912	133.283	163.544	200.142	210.648	204.391	166.946	
	DL156	236.652	166.005	112.760	95.621	122.330	189.203	247.912	251.764	211.606	
	DL234	175.783	251.194	292.967	281.421	243.828	194.398	122.522	64.527	20.202	
	DL235	174.002	237.683	267.720	243.709	202.606	183.260	159.296	110.994	60.486	
	DL236	175.465	232.817	254.572	218.591	163.862	141.007	148.179	158.661	144.303	
	DL245	123.464	165.878	186.902	201.214	234.218	259.958	229.162	158.306	81.221	
	DL246	124.926	161.011	173.752	176.092	195.468	217.670	218.045	205.978	165.081	

좌측편재하	DL256	123.167	147.550	148.597	138.459	154.223	206.729	255.307	253.350	209.741	
	DL345	47.905	115.132	185.831	241.111	274.918	287.963	244.512	164.649	80.165	
	DL346	49.357	110.229	172.681	215.993	236.207	245.686	233.436	212.330	164.030	
	DL356	47.609	96.806	147.531	178.364	194.964	234.745	270.698	259.702	208.690	
	DL456	5.999	26.832	67.715	136.206	226.594	311.617	340.773	307.212	229.580	
	DL1234	345.843	342.601	318.643	266.619	212.923	164.445	101.768	53.246	16.535	
	DL1235	344.360	331.327	297.618	235.217	178.579	155.224	132.509	92.183	51.148	
	DL1236	345.591	327.289	286.662	214.276	146.276	119.969	123.278	131.915	121.043	
	DL1245	302.263	271.508	230.268	199.800	204.917	219.140	190.754	131.595	68.453	
	DL1246	303.483	267.433	219.304	178.853	172.609	183.877	181.481	171.311	138.299	
	DL1256	302.010	256.242	198.337	147.470	138.273	174.762	212.553	210.830	175.534	
	DL1345	239.269	229.212	229.378	233.019	238.826	242.436	203.543	136.904	67.594	
	DL1346	240.491	225.145	218.428	212.121	206.570	207.225	194.319	176.634	137.446	
	DL1356	239.061	213.960	197.461	180.731	172.191	198.095	225.344	216.106	174.666	
	DL1456	196.959	154.111	130.141	145.316	198.533	262.016	283.596	255.555	191.981	
	DL2345	144.760	213.831	259.252	268.731	265.437	257.059	209.721	138.221	66.017	
	DL2346	145.980	209.759	248.295	247.794	233.171	221.839	200.457	177.943	135.864	
	DL2356	144.507	198.565	227.324	216.405	198.797	212.715	231.524	217.431	173.134	
	DL2456	102.410	138.747	159.973	180.986	225.133	276.628	289.733	256.865	190.400	
	DL3456	39.451	96.429	159.093	214.248	259.084	299.934	302.559	262.145	189.535	
	DL12345	344.100	347.096	333.790	300.820	275.187	259.560	209.494	137.900	66.773	
	DL12346	345.333	343.063	322.839	279.916	242.890	224.309	200.264	177.633	136.668	
	DL12356	343.893	331.843	301.870	248.528	208.546	215.184	231.293	217.108	173.888	
	DL12456	301.796	272.022	234.515	213.106	234.849	279.096	289.535	256.546	191.159	
	DL13456	238.793	229.696	233.632	246.367	268.803	302.434	302.331	261.824	190.291	
	DL23456	144.249	214.339	263.501	282.045	295.410	317.056	308.510	263.149	188.759	
	DL123456	343.630	347.608	338.006	314.157	305.119	319.516	308.275	262.823	189.513	
ENV		419.050	422.775	367.305	359.425	408.070	432.916	433.495	424.848	422.777	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1670.268	1637.828	1557.655	1538.932	1585.535	1615.026	1630.031	1655.514	1758.301	

8.3.2 S2 종점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	비 고
자 중		603.264	603.264	603.264	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	0.000	0.000	0.000	
합성전		385.788	424.050	424.050	424.050	424.050	424.050	424.050	424.050	393.870	
합성후		261.636	185.182	147.728	132.130	129.597	127.411	146.920	201.717	339.125	-
		259.185	188.143	154.788	145.201	149.927	153.705	170.312	200.274	249.913	내측풍하중
		216.206	185.788	163.052	152.173	150.560	147.937	162.949	202.446	290.336	외측풍하중
ADD		1250.688	1212.496	1175.042	1159.444	1156.911	1154.725	1174.234	1229.031	1336.259	
		1248.237	1215.457	1182.102	1172.515	1177.241	1181.019	1197.626	1227.588	1247.047	
		1205.258	1213.102	1190.366	1179.487	1177.874	1175.251	1190.263	1229.760	1287.470	
우측편재하	DB1	1.678	0.626	2.046	5.704	11.473	41.531	103.080	191.353	273.722	
	DB2	0.302	2.824	7.644	21.642	49.658	96.620	152.195	170.992	141.557	
	DB3	1.677	8.298	24.386	55.109	100.746	147.990	153.145	109.106	55.088	
	DB4	6.827	25.891	58.994	105.778	149.632	146.912	101.360	54.149	15.264	
	DB5	17.732	61.992	111.330	152.773	143.177	95.694	51.417	21.579	5.522	
	DB6	66.735	120.863	158.274	140.973	90.802	47.702	20.326	7.104	1.304	
	DB12	1.023	3.019	9.210	23.524	60.721	137.836	255.099	362.268	415.183	
	DB13	1.475	8.076	23.366	56.727	111.633	189.120	256.020	300.375	328.649	
	DB14	6.518	25.221	57.886	107.312	160.495	187.952	204.031	245.086	286.826	
	DB15	18.902	61.480	110.279	154.310	154.042	136.658	153.762	211.852	272.808	
	DB16	67.947	120.414	157.278	142.541	101.626	88.658	122.750	196.536	271.188	
	DB22	0.602	5.646	15.285	43.259	99.309	193.212	304.361	341.975	283.087	
	DB24	6.663	26.653	65.639	127.174	199.163	243.397	253.335	224.793	154.776	
	DB25	17.226	62.613	117.891	174.098	192.706	192.073	203.029	191.522	140.709	
	DB26	65.662	121.444	164.813	162.309	140.288	144.065	172.028	176.199	139.083	
	DB34	8.345	33.469	83.263	160.809	250.351	294.836	254.327	162.925	68.352	
	DB35	18.906	69.426	135.491	207.728	243.890	243.489	204.019	129.656	54.308	
	DB36	64.027	127.714	182.141	195.841	191.467	195.429	172.933	114.272	52.633	
	DB45	24.278	87.836	170.299	258.542	292.809	242.602	152.772	75.722	20.781	
	DB46	66.859	145.660	216.651	246.535	240.375	194.419	121.385	59.831	16.221	
	DB56	84.441	182.841	269.601	293.731	233.934	143.307	71.591	27.382	6.573	
	DB123	1.542	9.730	27.264	70.436	145.094	257.118	367.362	424.219	423.169	
	DB124	5.745	23.415	58.132	115.874	189.036	256.067	320.581	374.457	385.486	
	DB125	16.114	55.924	105.202	158.136	183.210	209.876	275.314	344.532	372.872	
	DB126	60.246	108.937	147.507	147.526	136.026	166.692	247.405	330.748	371.396	
	DB134	7.255	29.538	73.978	146.157	235.102	302.355	321.467	318.778	307.714	
	DB135	16.762	61.906	120.993	188.376	229.295	256.151	276.181	288.815	295.083	
	DB136	58.771	114.590	163.090	177.722	182.107	212.912	248.230	274.993	293.577	
	DB145	21.494	78.347	152.160	234.001	273.308	255.127	229.406	239.080	257.455	
	DB146	61.260	130.661	194.058	223.280	226.116	211.855	201.415	225.221	255.941	
	DB156	77.026	164.061	241.629	265.686	220.321	165.748	156.247	195.388	243.378	
	DB234	7.386	30.831	80.950	164.015	269.897	352.237	365.832	300.507	188.846	
	DB235	16.893	63.199	127.965	206.235	264.092	306.035	320.569	270.547	176.218	
	DB236	56.731	115.529	169.893	195.520	216.904	262.788	292.582	256.710	174.686	
	DB245	21.626	79.643	159.154	251.861	308.104	305.010	273.771	220.808	138.587	
	DB246	59.216	131.575	200.855	241.054	260.910	261.729	245.765	206.939	137.050	
	DB256	74.982	164.977	248.429	283.482	255.117	215.622	200.596	177.083	124.483	

우측편재하	DB345	23.137	85.765	175.000	282.145	354.170	351.298	274.657	165.129	60.815
	DB346	57.741	137.228	216.438	271.249	306.971	307.970	246.592	151.184	59.231
	DB356	73.484	170.626	264.008	313.676	301.176	261.841	201.423	121.349	46.668
	DB456	76.120	186.883	295.193	359.375	345.200	261.094	155.543	73.286	19.572
	DB1234	5.941	25.201	66.653	137.844	233.065	324.371	382.014	393.873	362.553
	DB1235	13.866	52.189	105.840	173.055	228.235	285.874	344.285	368.911	352.018
	DB1236	48.219	95.977	140.875	164.142	188.895	249.835	320.984	357.386	350.759
	DB1245	17.810	65.887	131.829	211.069	264.898	285.030	305.298	327.455	320.674
	DB1246	50.316	109.369	166.679	202.101	225.575	248.964	281.963	315.898	319.389
	DB1256	63.422	137.188	206.324	237.465	220.753	210.547	244.332	291.028	308.927
	DB1345	19.070	70.992	145.040	236.287	303.290	323.590	306.022	281.045	255.853
	DB1346	49.077	114.065	179.670	227.267	263.967	287.489	282.663	269.447	254.536
	DB1356	62.210	141.909	219.318	262.611	259.143	249.071	245.011	244.596	244.076
	DB1456	64.285	155.299	245.140	300.568	295.802	248.178	206.009	203.109	212.707
	DB2345	19.180	72.072	150.865	251.178	332.285	365.159	343.019	265.830	156.800
	DB2346	47.366	114.845	185.335	242.105	292.960	329.050	319.606	254.198	155.456
	DB2356	60.494	142.666	224.979	277.446	288.133	290.609	281.972	229.326	144.993
	DB2456	62.570	156.057	250.804	315.406	324.816	289.740	242.954	187.861	113.628
	DB3456	61.333	160.770	263.771	340.546	363.181	328.259	243.629	141.406	48.772
	DB12345	18.967	71.586	150.053	252.369	340.449	396.006	420.148	409.277	361.968
	DB12346	48.321	114.550	184.644	243.307	301.102	359.892	396.775	397.665	360.641
	DB12356	61.453	142.392	224.268	278.648	296.275	321.471	359.121	372.793	350.177
	DB12456	63.524	155.760	250.091	316.608	332.959	320.604	320.125	331.330	318.813
	DB13456	62.289	160.478	263.085	341.775	371.350	359.127	320.803	284.876	253.958
	DB23456	60.597	161.239	268.747	356.611	400.340	400.665	357.744	269.626	154.878
	DB123456	61.555	160.966	268.039	357.816	408.505	431.532	434.919	413.100	360.087
	DL1	1.599	0.715	2.394	6.774	13.689	42.668	99.318	177.317	267.580
	DL2	0.299	3.265	9.025	22.658	48.097	89.470	139.025	157.836	141.532
	DL3	1.863	9.761	25.237	53.237	92.903	133.879	138.973	101.936	57.447
	DL4	7.861	27.034	56.617	97.406	135.777	133.084	93.576	53.116	18.014
	DL5	20.703	60.111	102.061	138.574	129.833	88.622	49.946	22.858	6.303
	DL6	68.854	112.385	143.902	127.651	84.246	46.562	21.384	8.307	1.417
	DL12	0.986	3.446	10.811	26.149	61.093	131.745	238.078	335.081	408.997
	DL13	1.567	9.422	24.808	56.374	105.675	176.015	237.988	279.134	324.822
	DL14	7.417	26.258	56.095	100.457	148.530	175.113	192.274	229.760	282.512
	DL15	20.770	59.373	101.487	141.573	142.572	130.527	148.241	198.796	267.477
	DL16	69.833	111.921	143.536	130.731	96.936	88.472	119.851	183.546	265.209
	DL22	0.598	6.530	18.049	45.317	96.197	178.942	278.050	315.700	283.031
	DL24	7.530	28.375	64.428	119.707	183.696	222.372	232.257	210.379	156.603
	DL25	20.313	61.377	109.792	160.807	177.740	177.775	188.207	179.393	141.514
	DL26	67.728	113.542	151.614	149.893	132.095	135.685	159.775	164.105	139.217
	DL34	9.433	35.854	81.637	150.467	228.629	266.845	232.262	154.467	72.609
	DL35	22.218	68.860	127.006	191.604	222.680	222.255	188.220	123.520	57.530
	DL36	66.409	120.353	168.462	180.531	177.023	180.100	159.711	108.161	55.177
	DL45	28.565	87.146	158.678	235.982	265.610	221.705	143.520	75.973	24.316
	DL46	70.017	138.022	199.800	224.786	219.913	179.387	114.614	59.949	18.951
	DL56	88.594	172.285	245.854	266.169	214.011	135.034	71.087	29.815	7.336

우측편재하	DL123	1.579	11.283	29.671	71.010	138.326	238.885	339.278	393.258	419.662	
	DL124	6.420	24.888	57.581	110.513	176.804	238.027	298.120	348.795	381.572	
	DL125	17.929	54.609	98.407	147.546	171.477	197.945	258.518	320.970	368.027	
	DL126	61.927	101.846	136.197	137.740	130.365	160.071	232.950	307.235	365.969	
	DL134	8.132	31.622	73.041	138.207	217.216	278.045	298.102	298.508	305.976	
	DL135	19.641	61.343	113.866	175.238	211.888	237.960	258.493	270.646	292.421	
	DL136	60.759	107.949	151.332	165.326	170.805	200.035	232.861	256.848	290.313	
	DL145	25.208	77.602	142.182	215.001	250.493	237.141	217.340	226.213	254.362	
	DL146	63.910	123.745	179.384	205.033	209.375	199.167	191.648	212.360	252.211	
	DL156	80.582	154.534	220.785	242.224	204.083	159.147	152.158	184.610	238.745	
	DL234	8.230	33.511	80.549	155.537	248.864	320.605	334.099	281.064	192.630	
	DL235	19.743	63.239	121.414	192.576	243.571	280.490	294.489	253.199	179.073	
	DL236	58.841	109.460	158.654	182.585	202.448	242.520	268.804	239.354	176.929	
	DL245	25.311	79.500	149.732	232.344	282.182	279.708	253.341	208.770	141.016	
	DL246	61.982	125.220	186.704	222.294	241.053	241.660	227.600	194.877	138.872	
	DL256	78.654	156.008	228.103	259.484	235.731	201.669	188.107	167.120	125.363	
	DL345	27.022	86.234	165.191	260.036	322.593	319.722	253.316	158.446	65.410	
	DL346	60.824	131.360	201.844	249.882	281.464	281.655	227.513	144.492	63.217	
	DL356	77.497	162.149	243.245	287.074	276.172	241.633	188.018	116.733	49.707	
	DL456	80.834	178.159	271.587	326.996	314.767	241.181	148.051	74.505	22.710	
	DL1234	6.570	27.421	66.798	131.961	216.988	298.756	352.667	367.101	361.046	
	DL1235	16.156	52.170	100.805	162.795	212.517	265.338	319.638	343.893	349.738	
	DL1236	49.856	90.916	131.976	154.519	178.257	233.703	298.271	332.380	347.972	
	DL1245	20.795	65.719	124.409	195.967	244.716	264.688	285.361	306.882	318.055	
	DL1246	52.464	104.043	155.352	187.614	210.451	233.015	263.947	295.325	316.253	
	DL1256	66.376	129.692	189.849	218.617	206.024	199.682	231.017	272.177	305.010	
	DL1345	22.225	71.341	137.296	219.023	278.400	298.012	285.365	264.933	255.035	
	DL1346	51.511	109.177	167.980	210.618	244.138	266.327	263.864	253.321	253.188	
	DL1356	65.379	134.816	202.470	241.618	239.711	232.968	230.977	230.221	242.003	
	DL1456	68.030	147.946	225.841	274.672	271.863	232.268	196.641	193.155	210.240	
	DL2345	22.307	72.907	143.585	233.454	304.761	333.467	315.363	250.415	160.599	
	DL2346	49.911	110.388	174.043	224.980	270.491	301.747	293.821	238.765	158.722	
	DL2356	63.784	136.033	208.569	255.983	266.063	268.381	260.892	215.622	147.522	
	DL2456	66.445	149.203	231.952	289.049	298.257	267.693	226.597	178.564	115.764	
	DL3456	65.438	154.289	244.565	312.044	331.938	300.971	226.514	136.593	52.708	
	DL12345	22.012	72.388	143.215	235.801	314.355	365.069	389.619	383.312	361.132	
	DL12346	50.723	110.100	173.828	227.338	280.086	333.369	368.102	371.686	359.274	
	DL12356	64.591	135.739	208.317	258.336	275.656	300.003	335.173	348.571	348.040	
	DL12456	67.254	148.911	231.702	291.432	307.817	299.311	300.876	311.483	316.316	
	DL13456	66.251	154.003	244.353	314.433	341.502	332.592	300.794	269.512	253.260	
	DL23456	64.662	155.254	250.426	328.804	367.892	368.014	330.749	254.921	158.784	
	DL123456	65.459	154.921	250.165	331.147	377.447	399.632	405.032	387.878	359.346	
좌측편재하	DB1	272.011	191.996	103.603	42.282	11.785	5.766	2.099	0.633	1.610	
	DB2	139.789	170.285	152.486	97.702	50.336	22.002	7.810	2.909	0.309	
	DB3	53.513	107.804	152.257	148.905	101.874	55.899	25.005	8.499	1.727	
	DB4	5.342	20.929	50.371	94.580	142.234	153.111	112.754	63.242	18.877	
	DB5	1.259	6.912	19.755	46.931	89.627	139.837	158.934	122.251	68.498	

	DB6	0.228	2.160	6.258	16.865	40.967	85.053	144.166	179.599	165.157	
	DB12	411.707	362.207	255.920	139.696	61.722	24.016	9.433	3.115	0.941	
	DB13	325.366	299.717	255.658	190.786	113.055	57.626	24.023	8.299	1.525	
	DB14	270.693	211.813	153.204	136.309	153.416	154.756	111.753	62.718	19.994	
	DB15	269.404	196.912	122.720	88.656	100.767	141.512	157.965	121.764	69.629	
	DB16	271.319	192.111	107.963	58.476	51.990	86.710	143.229	179.164	166.289	
	DB22	279.602	340.573	304.973	195.403	100.670	43.981	15.618	5.816	0.618	
	DB24	138.550	190.104	202.245	192.025	192.443	174.763	119.510	63.854	17.772	
	DB25	137.259	175.201	171.739	144.371	139.814	161.520	165.724	122.901	67.406	
	DB26	139.181	170.426	157.009	114.216	91.020	106.720	150.990	180.323	164.072	
	DB34	52.313	127.635	202.028	243.268	244.075	208.839	137.476	70.885	19.351	
	DB35	50.982	112.680	171.486	195.568	191.422	195.506	183.437	129.433	65.903	
	DB36	52.902	107.903	156.734	165.412	142.647	140.704	168.680	186.831	162.562	
	DB45	6.339	26.475	69.969	141.439	231.837	292.914	271.684	185.478	87.348	
	DB46	5.102	21.156	54.953	111.166	183.033	238.062	256.888	242.822	183.965	
	DB56	1.358	8.896	24.543	63.641	130.511	224.812	303.080	301.876	233.648	
	DB123	418.654	423.013	367.326	259.620	147.018	71.593	28.086	10.019	1.601	
	DB124	369.375	343.843	275.087	210.535	183.271	158.862	106.765	57.103	17.084	
	DB125	368.220	330.443	247.656	167.666	135.889	146.943	148.366	110.252	61.757	
	DB126	369.957	326.132	234.388	140.508	91.988	97.636	135.110	161.911	148.752	
	DB134	291.753	287.595	274.878	256.637	229.736	189.482	122.796	63.189	17.152	
좌	DB135	290.578	274.169	247.418	213.725	182.352	177.522	164.292	116.109	60.401	
측	DB136	292.292	269.856	234.150	186.586	138.450	128.192	151.014	167.787	147.398	
편	DB145	241.419	195.087	155.248	164.740	218.702	265.047	243.544	166.396	79.582	
재	DB146	243.133	190.772	141.978	137.581	174.801	215.741	230.290	218.078	166.581	
하	DB156	241.977	177.371	114.545	94.689	127.416	203.819	271.888	271.204	211.250	
	DB234	172.869	268.127	319.068	306.837	264.878	207.559	129.980	64.593	17.304	
	DB235	171.635	254.633	291.541	263.886	217.485	195.531	171.260	117.139	58.397	
	DB236	173.377	250.347	278.278	236.752	173.588	146.227	158.007	168.821	145.396	
	DB245	122.482	175.577	199.397	214.908	253.841	283.082	250.537	167.431	77.580	
	DB246	124.220	171.266	186.128	187.748	209.938	233.754	237.280	219.111	164.579	
	DB256	123.058	157.839	158.670	144.852	162.551	221.830	278.878	272.237	209.248	
	DB345	44.839	119.302	199.139	260.987	300.305	313.663	266.466	173.311	76.228	
	DB346	46.555	114.990	185.891	233.827	256.401	264.332	253.185	224.966	163.221	
	DB356	45.393	101.563	158.433	190.933	209.017	252.412	294.808	278.117	207.896	
	DB456	5.489	24.029	67.109	142.228	245.365	340.101	374.235	328.568	227.206	
	DB1234	347.945	367.371	343.422	287.105	229.103	174.240	107.544	53.325	14.201	
	DB1235	346.944	356.149	320.506	251.335	189.623	164.249	142.051	97.315	49.570	
	DB1236	348.379	352.566	309.458	228.714	153.034	123.161	131.012	140.363	122.078	
	DB1245	305.984	290.274	243.715	210.510	219.905	237.194	208.101	139.219	65.562	
	DB1246	307.415	286.671	232.665	187.890	183.338	196.107	197.062	182.265	138.047	
	DB1256	306.444	275.503	209.785	152.148	143.839	186.169	231.732	226.557	175.286	
	DB1345	241.262	243.370	243.513	248.907	258.637	262.678	221.372	144.098	64.413	
	DB1346	242.697	239.788	232.464	226.286	222.048	221.591	210.336	187.169	136.925	
	DB1356	241.744	228.602	209.585	190.546	182.571	211.655	245.008	231.462	174.164	
	DB1456	200.757	162.701	132.789	149.718	212.853	284.599	311.057	273.362	190.133	
	DB2345	142.157	227.101	280.293	290.718	287.922	277.703	227.191	144.965	62.760	

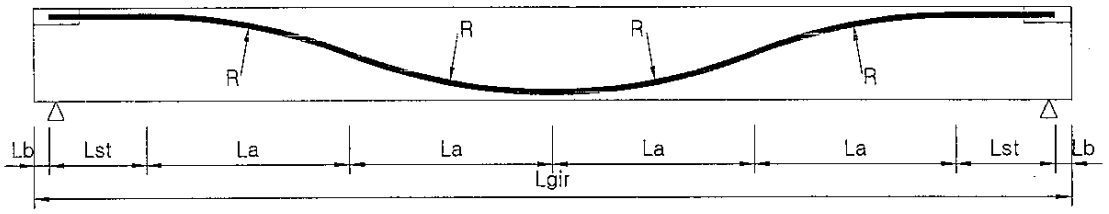
	DB2346	143.615	223.521	269.243	268.075	251.328	236.592	216.151	188.034	135.271	
	DB2356	142.639	212.332	246.363	232.335	211.854	226.678	250.823	232.325	172.488	
	DB2456	101.651	146.431	169.566	191.508	242.136	299.623	316.874	274.229	188.480	
	DB3456	36.956	99.552	169.367	229.904	280.845	325.104	330.144	279.107	187.330	
	DB12345	346.074	371.069	357.854	322.126	296.291	278.997	226.539	144.657	63.666	
	DB12346	347.505	367.465	346.804	299.506	259.722	237.910	215.480	187.722	136.153	
	DB12356	346.534	356.297	323.924	263.763	220.223	227.970	250.148	231.992	173.388	
	DB12456	305.570	290.401	247.129	222.936	250.505	300.915	316.198	273.896	189.380	
	DB13456	240.847	243.496	246.927	261.333	289.237	326.400	329.472	278.797	188.235	
	DB23456	141.742	227.227	283.707	303.145	318.522	341.425	335.290	279.664	186.582	
	DB123456	345.660	371.197	361.270	334.574	326.892	342.719	334.617	279.354	187.486	
	DL1	265.602	178.254	99.679	43.343	13.784	6.813	2.433	0.707	1.513	
	DL2	139.612	157.367	139.271	90.532	48.723	22.995	9.229	3.368	0.308	
	DL3	55.835	100.817	138.081	134.836	93.901	53.903	25.840	10.002	1.919	
	DL4	6.080	22.217	48.909	87.679	128.969	138.801	103.319	61.099	21.151	
	DL5	1.367	8.075	20.819	45.867	83.216	126.492	144.640	113.558	70.690	
	DL6	0.214	2.477	7.348	18.118	40.296	79.582	132.205	166.235	164.008	
	DL12	405.127	335.493	238.697	133.502	61.966	26.587	11.072	3.557	0.911	
	DL13	321.238	278.964	237.479	177.674	106.924	57.149	25.476	9.691	1.625	
	DL14	265.087	199.052	147.582	130.291	141.965	141.966	102.884	60.521	21.879	
	DL15	263.175	184.177	119.661	88.504	96.157	129.705	144.292	113.030	71.602	
좌측편재하	DL16	264.798	178.796	105.070	60.596	53.080	82.731	131.922	165.774	164.924	
	DL22	279.263	314.735	278.507	181.055	97.405	45.982	18.453	6.735	0.616	
	DL24	139.255	178.234	187.405	177.891	177.507	161.380	111.323	62.477	20.771	
	DL25	137.281	163.322	159.446	136.038	131.651	149.068	152.578	114.778	69.515	
	DL26	138.915	157.983	144.869	108.175	88.587	102.135	140.216	167.527	162.839	
	DL34	55.492	121.695	186.270	222.261	222.818	192.504	128.880	70.198	22.746	
	DL35	53.459	106.707	158.201	180.344	176.956	180.079	169.819	121.866	68.354	
	DL36	55.093	101.371	143.627	152.484	133.925	133.146	157.425	174.611	161.673	
	DL45	7.057	28.883	69.492	133.404	212.117	265.295	247.902	174.598	91.621	
	DL46	5.690	22.921	54.576	105.423	169.041	218.267	235.464	227.276	184.891	
	DL56	1.402	10.307	26.776	63.765	123.329	205.983	276.802	279.754	234.641	
	DL123	414.730	392.676	339.036	241.322	139.986	72.022	30.516	11.627	1.647	
	DL124	364.194	320.733	258.133	198.651	171.460	148.157	99.834	55.661	18.724	
	DL125	362.433	307.322	232.994	161.034	130.238	137.142	137.106	102.939	63.513	
	DL126	363.890	302.500	219.856	135.935	91.464	94.865	125.974	150.404	147.478	
	DL134	288.801	269.822	257.077	238.573	212.255	176.175	115.618	62.517	20.103	
	DL135	287.009	256.393	231.881	200.903	170.987	165.027	152.607	109.293	62.457	
	DL136	288.466	251.572	218.746	175.807	132.246	122.750	141.442	156.754	146.417	
	DL145	236.553	184.545	151.051	158.328	202.593	241.526	222.657	156.546	83.220	
	DL146	238.010	179.722	137.913	133.229	163.820	199.251	211.530	204.020	167.228	
	DL156	236.292	166.316	112.774	95.577	122.591	188.231	248.794	251.288	211.973	
	DL234	175.510	251.107	292.943	281.417	244.200	193.699	123.324	64.520	20.224	
	DL235	173.727	237.644	267.710	243.716	202.965	182.483	160.093	110.893	60.588	
	DL236	175.184	232.822	254.573	218.619	164.193	140.238	148.930	158.356	144.548	
	DL245	123.272	165.796	186.881	201.143	234.575	258.988	230.180	158.152	81.355	
	DL246	124.729	160.973	173.741	176.042	195.797	216.707	219.016	205.619	165.358	

좌측편재하	DL256	122.968	147.561	148.599	138.419	154.538	205.685	256.279	252.886	210.103	
	DL345	47.847	114.867	185.769	241.014	275.326	286.904	245.650	164.504	80.295	
	DL346	49.294	110.009	172.628	215.917	236.587	244.634	234.527	211.980	164.303	
	DL356	47.543	96.634	147.492	178.298	195.330	233.613	271.790	259.246	209.048	
	DL456	6.006	26.635	67.663	136.062	226.959	310.290	342.087	306.703	229.971	
	DL1234	345.309	342.867	318.653	266.648	213.264	163.833	102.454	53.244	16.553	
	DL1235	343.823	331.633	297.639	235.254	178.910	154.547	133.193	92.101	51.234	
	DL1236	345.050	327.633	286.692	214.331	146.583	119.298	123.923	131.662	121.249	
	DL1245	301.796	271.780	230.279	199.773	205.246	218.301	191.621	131.467	68.566	
	DL1246	303.012	267.742	219.325	178.843	172.914	183.045	182.309	171.013	138.531	
	DL1256	301.537	256.590	198.369	147.468	138.567	173.862	213.382	210.444	175.838	
	DL1345	238.914	229.332	229.356	232.970	239.197	241.523	204.511	136.784	67.703	
	DL1346	240.131	225.301	218.414	212.089	206.917	206.319	195.248	176.343	137.675	
	DL1356	238.700	214.156	197.458	180.708	172.527	197.120	226.273	215.728	174.966	
	DL1456	196.667	154.271	130.129	145.228	198.868	260.880	284.708	255.132	192.308	
	DL2345	144.538	213.699	259.220	268.686	265.853	256.086	210.762	138.110	66.123	
	DL2346	145.754	209.664	248.271	247.766	233.564	220.872	201.460	177.662	136.090	
	DL2356	144.279	198.511	227.311	216.385	199.177	211.681	232.527	217.062	173.430	
	DL2456	102.252	138.657	159.951	180.901	225.512	275.432	290.920	256.452	190.723	
	DL3456	39.404	96.186	159.036	214.141	259.506	298.665	303.846	261.739	189.855	
	DL12345	343.572	347.304	333.787	300.806	275.634	258.557	210.554	137.792	66.880	
	DL12346	344.799	343.308	322.844	279.920	243.313	223.313	201.287	177.354	136.895	
	DL12356	343.358	332.128	301.887	248.540	208.958	214.120	232.316	216.740	174.186	
	DL12456	301.331	272.272	234.523	213.053	235.260	277.871	290.742	256.134	191.484	
	DL13456	238.439	229.793	233.605	246.293	269.255	301.135	303.637	261.419	190.612	
	DL23456	144.028	214.185	263.464	281.974	295.907	315.696	309.891	262.754	189.076	
	DL123456	343.103	347.794	337.999	314.117	305.647	318.126	309.675	262.430	189.832	
ENV		418.654	423.013	367.326	359.375	408.505	431.532	434.919	424.219	423.169	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1669.342	1638.470	1557.692	1538.862	1586.379	1612.551	1632.545	1653.979	1759.428	

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

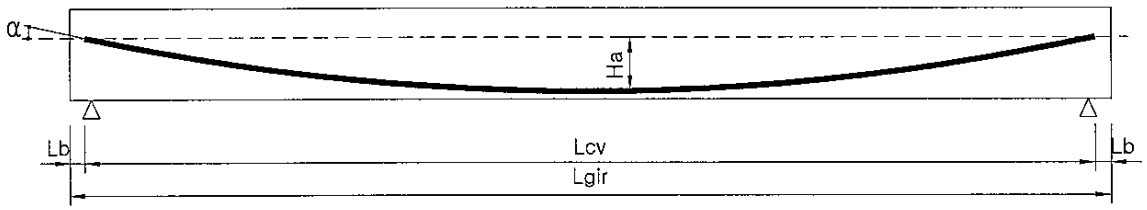
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}] =$ 277806 N

(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)

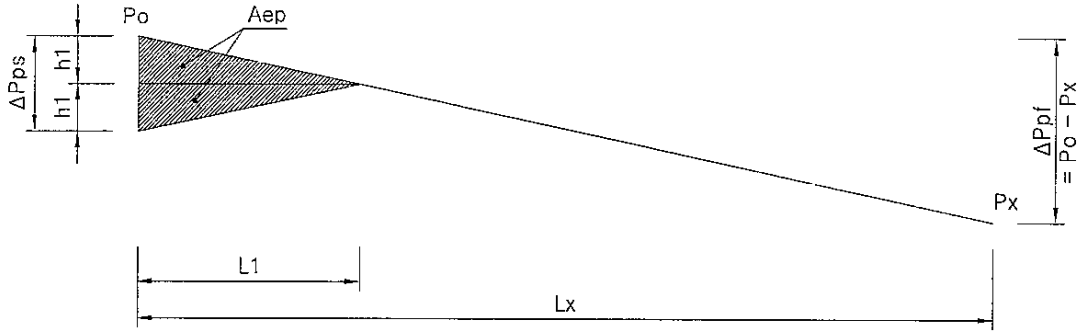
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 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 : $fps2 + fps3 + fps4 \cdots fpsN$
- 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

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

$$= (\ 450.99\ + 51.10\ + 7.54\ ) \times 0.03 = 15.289\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.289 \times 0.0025 = -38.436\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.436}{1.6850} + n \cdot \frac{-31.462}{1.9944} \cdot y$$

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

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.672 \times 0.0098 = -144.48\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-144.48}{1.6850} + n \cdot \frac{221.41}{1.9944} \cdot y$$

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		bf			5133.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		af			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	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.009	-5.772	47.564	-33.114	
4	fal	1.550	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	
		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

ㄴ 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	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 (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (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%)

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.47$

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 + 42.92 + 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)

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 (=30471.05) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √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 · Mcr (=-34171.752 < Φ · Mn (=58882.889) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G9 거더

ㄴ 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

ㄴ 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

ㄴ 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) øVc = 0.80 × 3290.0 = 2632.0 kN

1/2 øVc = 1,315.989 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

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

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.193$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.66 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 957000$ 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 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

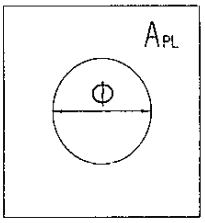
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

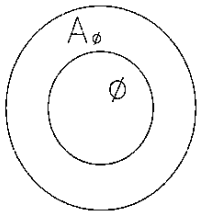
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

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	15.2/16연선	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

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

- 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	15.2/16연선	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

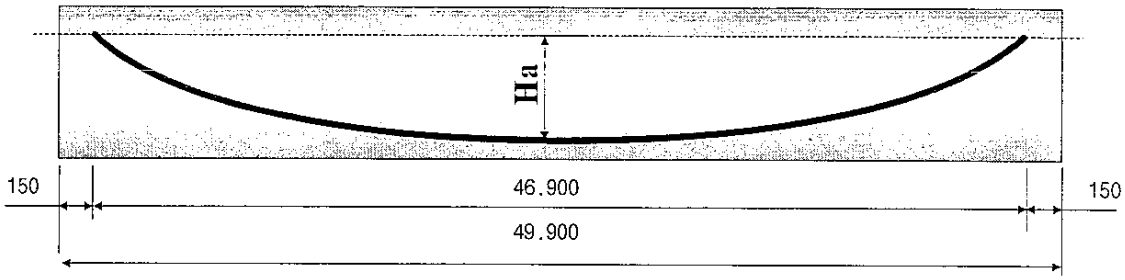
2) 보강철근량 산정

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 강봄 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 (복현1교 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 × 30 = 0.0120 m

② 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 30 = 0.003 m

③ creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 30 = 0.006 m

④ 신축 여유량

(12 mn+ 3.000 mn + 6.000 mn) × 20 % + 10.0 mn = 14.2 mm

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

∴ 12 mn + 3.000 mn + 6.000 mn + 14.2 = 35.2 mm

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	설계
	12.0	3.0	6.0	14.2	35.2	

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)	738	628.451	O.K
	허용인발력(kN/EA)	267.2	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	96.306	O.K
	전단응력(MPa)	80	11.875	O.K
	수평변위(mm)	15	7.791	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1107	816.373	O.K
	허용인발력(kN/EA)	400.8	-92.234	O.K
	휨응력(MPa)	210	111.483	O.K
	전단응력(MPa)	120	18.237	O.K
	수평변위(mm)	15	6.742	O.K

■ 단면 휨 설계

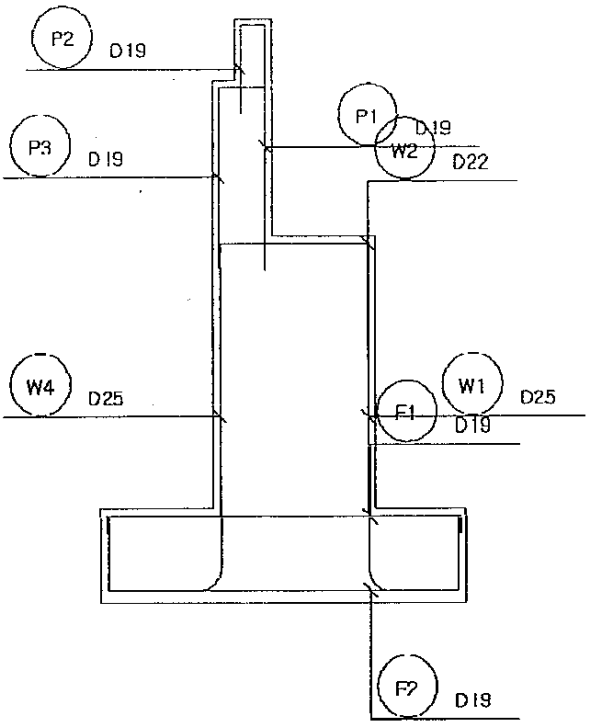
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (㎟)	사용철근량 (㎟)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1415.86	2292	375.338	603.833	1.609	O.K
후면저판		1200	100	885.414	2292	246.889	633.056	2.564	O.K
벽체 : H=6.825		2200	100	1666.16	4053.6	887.023	2139.893	2.412	O.K
흉벽		800	80	843.619	2292	153.554	410.961	2.676	O.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	976.431	1588.8	132.667	214.045	1.613	O.K
	A(T=620 mm)	620	80	2061.27	3096.8	275.871	408.448	1.481	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	767.987	2292	104.646	305.759	2.922	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	1501.94	2292	202.588	305.759	1.509	O.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	394.589	1588.8	54.043	214.045	3.961	O.K
	A(T=620 mm)	620	80	1338.98	2292	181.015	305.759	1.689	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	423.984	1588.8	58.046	214.045	3.688	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	428.792	1588.8	58.7	214.045	3.646	O.K

■ 사용성 검토

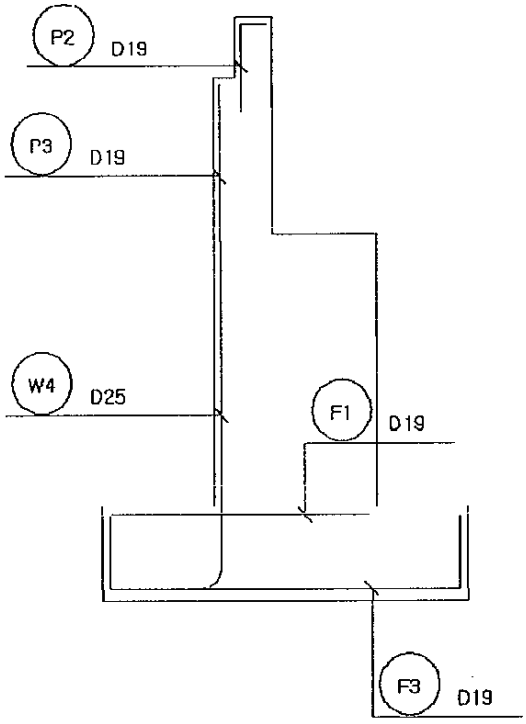
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		107.216	150	125	383.249	O.K
후면저판		49.219	150	125	1279.991	O.K
벽체 : H=6.825		48.198	150	125	1307.12	O.K
흉벽		58.436	150	125	1078.104	O.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	96.883	150	125	632.837	O.K
	A(T=620 mm)	105.709	150	125	572.468	O.K
	B(T=620 mm)	53.591	150	125	1175.562	O.K
	C(T=620 mm)	103.749	150	125	582.791	O.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	39.466	150	125	1596.308	O.K
	A(T=620 mm)	92.702	150	125	673.248	O.K
	B(T=620 mm)	42.389	150	125	1486.233	O.K
	C(T=620 mm)	42.867	150	125	1469.665	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

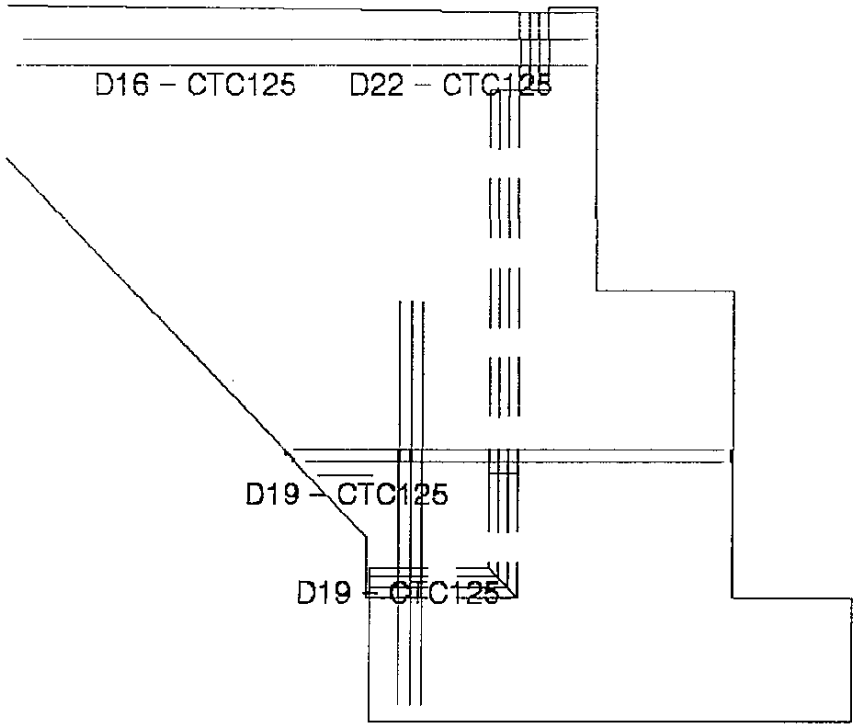


- ② Cycle (CTC = 250)

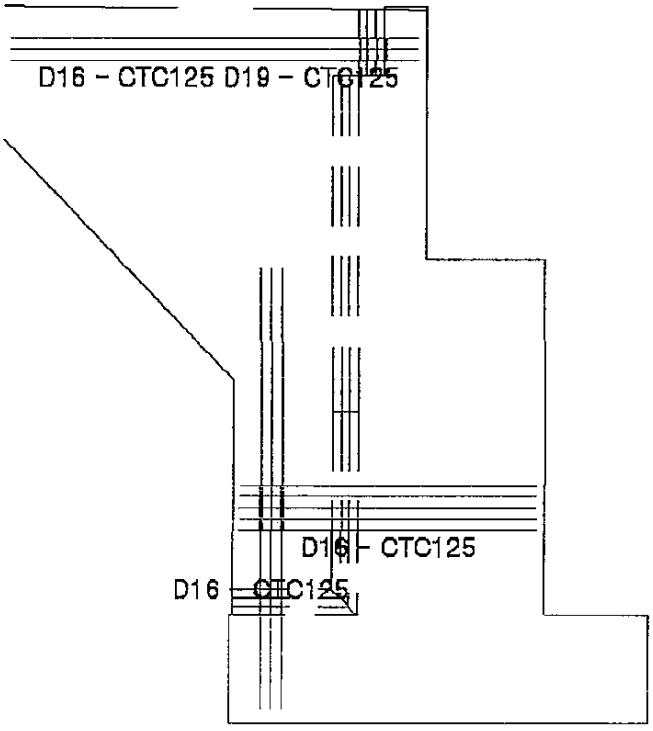


▣ 주철근 조립도

- 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 = 24.703 M
(5) 교 대 총높이 : H = 8.025 M
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 85.898 °

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 = 306.140 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 111.885 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]

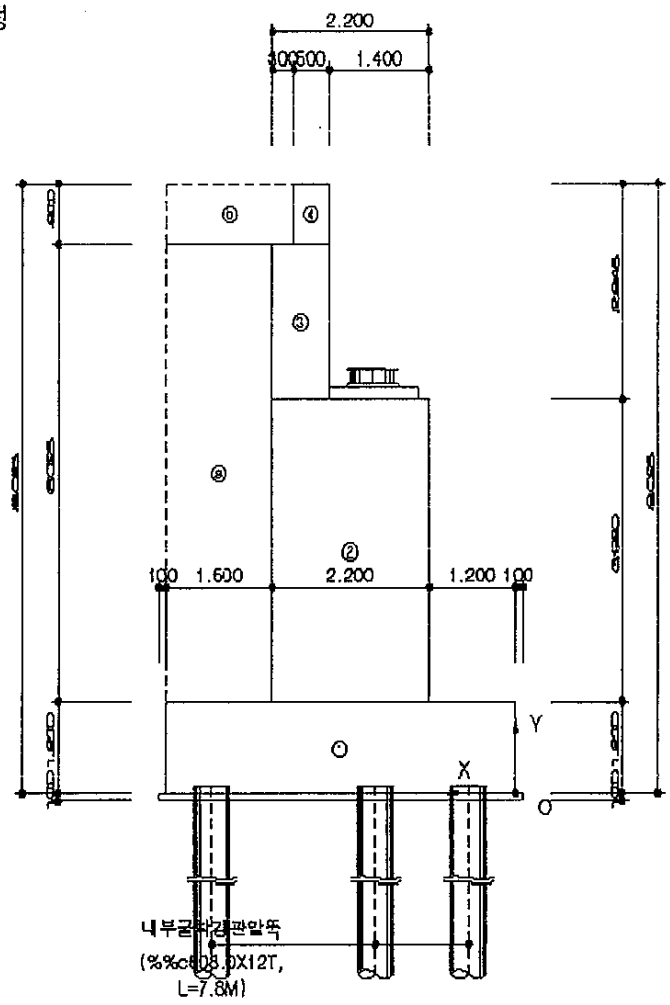
5) 설 계 방 법

(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 요람 : 한국도로공사 (2002)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5
고정하중	883.074	837.014	807.040	809.366	818.715
활하중	314.990	373.829	356.823	295.324	288.131
구 분	6	7	8	9	계
고정하중	801.390	790.003	828.567	987.485	7562.654
활하중	345.973	360.166	287.051	141.652	2763.939

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5
교축방향	200.640	200.400	200.220	200.080	199.980
직각방향	131.560	131.660	131.720	131.730	131.730
구 분	6	7	8	9	계
교축방향	199.940	199.950	200.000	200.260	1801.470
직각방향	131.710	131.680	131.600	131.460	1184.850

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	4.900 × 1.200	= 5.880	25.000	147.000	11.319
	②	2.200 × 3.980	= 8.757	25.000	218.925	16.857
	③	0.800 × 2.045	= 1.636	25.000	40.891	3.149
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 16.673		416.816	32.095
뒷채움재	ⓐ	1.500 × 6.025	= 9.038	20.000	180.750	13.918
	ⓑ	1.800 × 0.800	= 1.440	20.000	28.800	2.218
	소계		= 10.478		209.550	16.135
총 계					626.366	48.230

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	2.450	0.600	360.150	6.791
	②	2.300	3.190	503.529	53.779
	③	3.000	6.203	122.672	19.530
	④	2.850	7.625	28.500	5.871
	소 계			1014.851	85.971
뒷채움재	ⓐ	4.150	4.213	750.113	58.629
	ⓑ	4.000	7.625	115.200	16.909
	소 계			865.313	75.538
총 계				1880.164	161.509

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1014.851 / 416.816 = 2.435 m
  Y = 85.971 / 32.095 = 2.679 m
- 뒷채움재 : X = 865.313 / 209.550 = 4.129 m
  Y = 75.538 / 16.135 = 4.682 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)

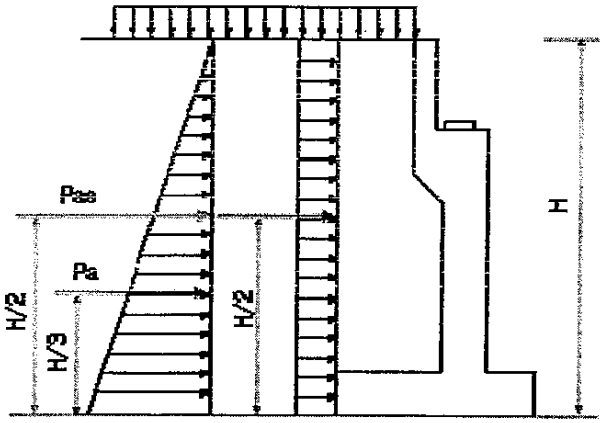
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 8.025 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 8.025^2 x cos(0.000)

= 174.526 kN

y = H / 3 = 2.675 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 8.025 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 8.025^2 x cos(0.000)

= 202.218 kN

y = H / 2 = 4.013 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.825 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ + β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 6.825^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 114.502 kN

y = H / 3 = 2.275 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.825 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ + β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.825^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 146.263 kN

y = H / 2 = 3.413 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 7562.654 ÷ (24.640 / sin85.898) = 306.140 kN/m

- 활하중반력

Rl = 2763.939 ÷ (24.640 / sin85.898) = 111.885 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

상부구조의 신축량

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 75.1

= 0.018781 m

교량받침의 개수 : N = 9 EA

교대의 폭원 : B = 24.703 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2396.500 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

Ph = kH x δ x N / B

= 2396.500 x 0.018781 x 9 / 24.703

= 16.398 kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

Fm = Fm1 + Fm2

Fm1 = H1 x cosθ

Fm2 = H2 x sinθ (H2 ≤ kH x δ 일때)

∑(kH*δ) x sinθ (H2 > kH x δ 일때)

구분	1	2	3	4	5	6	7	8	9
KH	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5
δ(m)	0.09219	0.09202	0.09189	0.0918	0.09176	0.09176	0.09179	0.09186	0.09201

Fm = 47.963 x cos85.9 + 72.924 x sin85.9

= 76.168 kN/m

H1 = 1184.850 ÷ (24.640 / sin85.9) = 47.963 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 1801.470 ÷ (24.640 / sin85.9) = 72.924 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 1.800 = 18.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 8.025 m)

Pa1 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.271 x 10.000 x 8.025 x cos0.000

= 21.748 kN

y = H / 2 = 4.013 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 6.825 m)

Pa2 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.251 x 10.000 x 6.825 x cos11.667

= 16.777 kN

y = H / 2 = 3.413 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)	416.816	-	2.435	2.679	1014.850	-
2. 교대구체(지진시)	416.816	32.095	2.435	2.679	1014.850	85.971
3. 뒷채움재(평상시)	209.550	-	4.129	4.682	865.313	-
4. 뒷채움재(지진시)	209.550	16.135	4.129	4.682	865.313	75.536
5. 배면토압(평상시)	-	174.526	-	2.675	-	466.857
6. 배면토압(지진시)	-	202.218	-	4.013	-	811.400
7. 뒷채움 상재하중	18.000	21.748	4.000	4.013	72.000	87.264
8. 상부 고정하중반력	306.140	-	1.993	-	610.137	-
9. 상부 활하중반력	111.885	-	1.993	-	222.987	-
10. 교량받침마찰력	-	16.398	-	5.580	-	91.508
11. 상부관성력	-	76.168	-	5.580	-	425.053

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)	644.366	196.274	1952.163	554.121
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	626.366	174.526	1880.163	466.857
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	626.366	250.448	1880.163	972.907
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1062.391	212.672	2785.287	645.629
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	932.506	190.924	2490.300	558.365
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	932.506	326.616	2490.300	1397.960

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(= 2.283) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	19.000	12.350	-
2 열	1.950	19.000	37.050	-
3 열	4.250	19.000	80.750	-
계	-	57.000	130.150	2.283

'② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	15917.773	4848.557	0.114	1814.626
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	15473.119	4311.316	0.027	417.774
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	15473.119	6186.817	0.835	12920.055
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	26244.245	5253.636	0.269	7059.702
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	23035.696	4716.396	0.212	4883.567
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	23035.696	9068.395	1.112	25615.694

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

각 작용력은 교대의 전폭 24.703 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 $\beta = \sqrt[4]{\dfrac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우
kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)
= 301048.627 x 57 / (24.703 x 4.900) = 141762.253 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 24.703 m)
B : 확대기초의 폭 (= 4.900 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 57 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

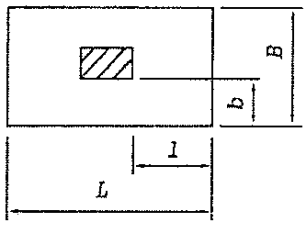
$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 141762.253) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.309$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 1.500) = 1.500

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.450, 뒷굽기준으로 검토

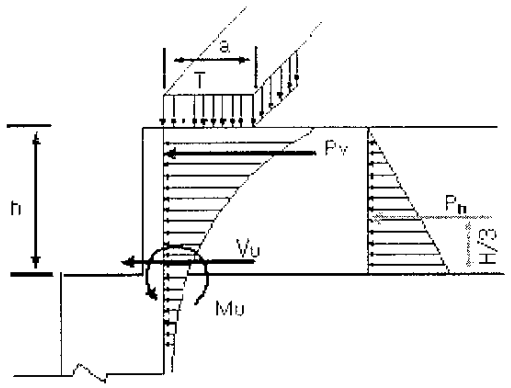


$\beta\lambda = 0.309 \times 1.500 = 0.464 \leq 1.0$ ∴ O.K

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 (2.845 - 0.36) = 71.467 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 2.845^2 x cos11.667 = 19.890 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 2.845 x 19.890 = 18.859 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 19.890 = 82.713 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 71.467 + 1.70 x 18.859 = 153.554 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.045 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.149 kN

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

Pw = 3.149 + 0.770 = 3.919 kN

Mw = 3.149 x 2.045/2 + 0.770 x (2.045 + 0.800/2) = 5.101 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 2.845^2 x cos0.000 = 25.407 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 2.845 x 25.407 = 36.136 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.919 + 1.00 x 25.407 = 29.326 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 5.101 + 1.00 x 36.136 = 41.237 kN m

3 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	82.713	153.554	
지진시	29.326	41.237	
설계단면력	82.713	153.554	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.825 m　　하중계산 참조

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	20.776	2.611		1.000	20.776	54.249
2. 배면토압(평상시)	114.502	2.275	1.700	-	194.653	442.837
3. 배면토압(지진시)	146.263	3.413	-	1.000	146.263	499.123
4. 뒷채움 상재하중	16.777	3.413	1.700	-	28.521	97.328
5. 교량발침마찰력	16.398	4.380	1.300	-	21.317	93.380
6. 상부관성력	76.168	4.380	-	1.000	76.168	333.651

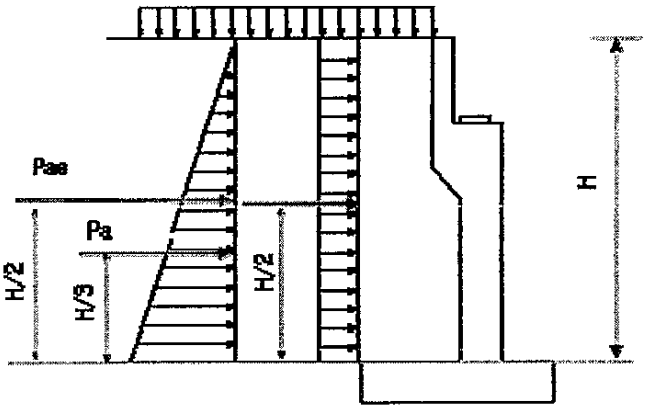
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 20.776 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 54.249 kN.m

y = Mo / Ho = 54.249 / 20.776 = 2.611



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 6.825 m)	244.491	633.545	
지진시(H = 6.825 m)	243.207	887.023	
설계단면력	244.492	887.023	

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)	416.816		2.435	2.679	1014.850	-
2. 교대구체(지진시)	416.816	32.095	2.435	2.679	1014.850	85.971
3. 뒷채움재(평상시)	209.550	-	4.129	4.682	865.313	-
4. 뒷채움재(지진시)	209.550	16.135	4.129	4.682	865.313	75.536
5. 배면토압(평상시)	-	174.526	-	2.675	-	466.857
6. 배면토압(지진시)	-	202.218	-	4.013	-	811.400
7. 토압의 연직분력	25.527	-	4.400	-	112.319	-
8. 뒷채움 상재하중	18.000	21.748	4.000	4.013	72.000	87.264
9. 상부 고정하중반력	306.140	-	1.993	-	610.137	-
10. 상부 활하중반력	111.885	-	1.993	-	222.987	-
11. 교량받침마찰력	-	16.398	-	5.580	-	91.508
12. 상부관성력	-	76.168	-	5.580	-	425.053

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+	896.372	333.666	2789.954	942.006
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	857.672	296.694	2635.154	793.657
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	626.366	250.448	1680.163	972.907
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1534.906	354.983	4062.554	1060.966
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1255.654	318.012	3428.332	912.617
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	932.506	326.616	2490.300	1397.960

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(=2.283) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 「4. 안정검토」 참조

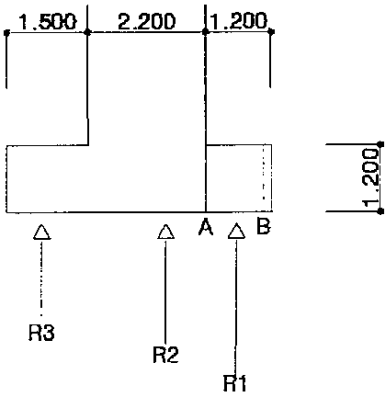
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	22143.070	8242.546	0.222	4915.762
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	21187.064	7329.237	0.136	2881.441
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	15473.119	6186.817	0.835	12920.055
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	37916.794	8769.150	0.328	12436.708
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	31018.413	7855.841	0.280	8685.156
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	23035.696	8068.395	1.112	25615.694

'註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(24.703 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 19본 / 24.703 (kN/m)
R2 = Ru2 x 19본 / 24.703 (kN/m)
R3 = Ru3 x 19본 / 24.703 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	576.730	426.900	311.920
COMB 2	520.880	402.150	326.830
COMB 3	506.260	319.380	70.250
COMB 4	953.660	724.070	471.530
COMB 5	772.540	590.790	408.930
COMB 6	816.370	488.270	5.220

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.150 x 25.000 = 4.500 kN
Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 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	243.969	5.850	215.889
COMB 2	0.000	220.343	5.850	192.263
COMB 3	0.000	214.158	4.500	192.558
COMB 4	0.000	403.418	5.850	375.338
COMB 5	0.000	326.800	5.850	298.720
COMB 6	0.000	345.341	4.500	323.741

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

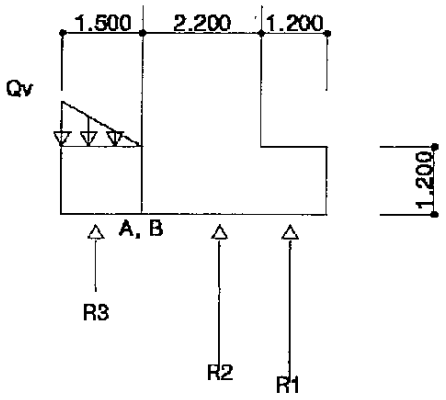
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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 19본 / 24.703 (kN/m)

R2 = Ru2 x 19본 / 24.703 (kN/m)

R3 = Ru3 x 19본 / 24.703 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	452.050	401.450	161.790
COMB 2	408.970	379.310	192.080
COMB 3	438.560	305.560	-11.260
COMB 4	826.060	698.030	317.890
COMB 5	656.510	567.110	269.220
COMB 6	735.440	471.750	-92.230

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 1.500 x 25.000 = 45.000 kN

Ma = 1.200 x 1.500 x 25.000 x 1.500 / 2 = 33.750 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 209.550 kN (작용하중 집계표, 참조) = 209.550 kN

Ma = 209.550 x (4.129 - 3.400) = 152.843 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.500 = 15.000 kN

Ma = 10.000 x 1.500 x 1.500 / 2 = 11.250 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 6.825^2 x sin11.667

= 25.527 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 25.527 / 1.500

= 34.036 kN

Vb = 34.036 x 1.500 / 2 = 25.527 kN

Ma = 34.036 x 1.500 x 1.500 / 3 = 25.527 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x 0.850

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	124.437	105.772	282.123	204.381
COMB 2	147.734	125.574	226.576	160.392
COMB 3	-8.660	-7.361	263.210	193.954
COMB 4	244.498	207.823	162.062	102.330
COMB 5	207.065	176.005	167.246	109.961
COMB 6	-70.937	-60.296	325.487	246.889

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	375.34	5.85

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1415.860 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.619]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As.temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As.req = 1415.860 mm²

ρmin = Max(1415.860, 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 (= 375.338 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.609]

* 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 1200 ㎟ 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	246.89	325.49

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.08022

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 885.414 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.589]

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 = 885.414 mm²

ρmin = Max(885.414, 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 (= 246.889 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.564]

* 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 (= 325.487 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=6.825

* 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	2200.00	2100.00	100.00	887.02	244.49

* 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 (2100.00 - 70.131) / 70.131 = 0.08683

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1666.159 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.433]

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 = 0.00193

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (2100.00 - a/2) = 2139.893 kN.m

≥ Mu (= 887.023 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.412]

* 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 (= 244.492 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2200.0 x 1000.0 = 3300.000 mm² > 1910.000 mm²

(1910.000 / 1.000) = 1910.000 mm² > (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 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 955.0 mm² ∴ 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	153.55	82.71

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 843.619 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.717]

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 (= 153.554 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.676]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 470.302 kN

≥ Vu (= 82.713 kN) . 전단보강 불필요.

* 0.0015hb (도로교설계기준 4.3.9)

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300

D16 - CTC 300 = 1324.000 mm²

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

* 노출면 300mm 이상 (도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254)

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 662.0 mm² ∴ 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 (2.845 - 0.36) = 71.467 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.845^2 x cos11.667 = 19.890 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.845 x 19.890 = 18.859 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 19.890 = 48.654 kN

Ms = 71.467 + 18.859 = 90.326 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.825 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	20.776	2.611	-	1.000	20.776	54.249
2. 배면토압(평상시)	114.502	2.275	1.000	-	114.502	260.492
3. 배면토압(지진시)	146.263	3.413	-	1.000	146.263	499.123
4. 뒷채움 상재하중	16.777	3.413	1.000	-	16.777	57.252
5. 교량받침마찰력	16.398	4.380	1.000	-	16.398	71.831
6. 상부관성력	76.168	4.380	-	1.000	76.168	333.651

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 20.776 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 54.249 kN.m

y = Mo / Ho = 54.249 / 20.776 = 2.611

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	147.677	389.575	

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+	669.893	196.274	2064.482	554.121
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	651.893	174.526	1992.482	466.857
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	626.366	250.448	1880.163	972.908
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1087.918	212.672	2897.605	645.630
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	958.033	190.924	2602.619	558.366
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	932.506	326.616	2490.300	1397.960

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(=2.283) - $\sum M / \sum V$: 말뚝도심의 계산은 「4. 안정검토」 참조

$Mc = V \times e$

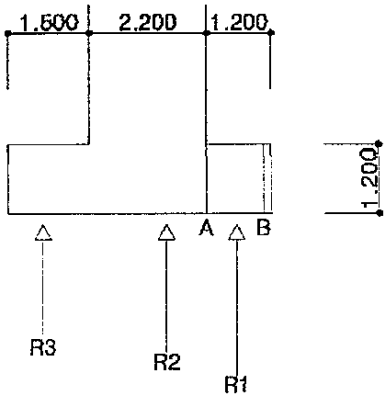
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	16548.367	4848.557	0.029	479.903
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	16103.713	4311.316	-0.057	-917.912
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	15473.119	6186.817	0.835	12920.055
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	26874.838	5253.636	0.213	5724.341
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	23666.289	4716.396	0.150	3549.943
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	23035.696	8068.395	1.112	25615.694

註) COMB 1.2.3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4.5.6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(24.703 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 19본 / 24.703 (kN/m)

R2 = Ru2 x 19본 / 24.703 (kN/m)

R3 = Ru3 x 19본 / 24.703 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	376.830	299.170	251.000
COMB 2	343.590	286.180	264.950
COMB 3	506.260	319.380	70.250
COMB 4	628.450	494.720	350.480
COMB 5	537.190	431.290	328.080
COMB 6	816.370	488.270	5.220

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.150 x 25.000 = 4.500 kN

Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

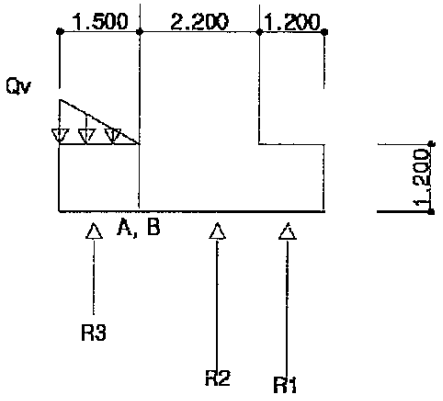
Ma = R1 x 0.550

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	159.407	4.500	137.807
COMB 2	0.000	145.346	4.500	123.746
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	265.847	4.500	244.247
COMB 5	0.000	227.242	4.500	205.642
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3.6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 19본 / 24.703 (kN/m)

R2 = Ru2 x 19본 / 24.703 (kN/m)

R3 = Ru3 x 19본 / 24.703 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	302.730	284.050	161.780
COMB 2	276.860	272.560	184.610
COMB 3	438.560	305.560	-11.260
COMB 4	551.730	479.060	258.110
COMB 5	467.300	417.030	243.930
COMB 6	735.440	471.750	-92.230

- 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 0.850

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	124.430	105.765	170.647	117.604
COMB 2	141.989	120.690	138.088	91.429
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	198.520	168.742	96.557	54.627
COMB 5	187.613	159.471	92.463	52.648
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)] = 244.247 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]

= 107.216 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 / 107.22) - 2.5 x 140.50 = 383.25 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 107.22) = 587.60 mm

Sa는 작은 값인 383.25 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 383.25 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 117.604 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]

= 49.219 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 / 49.22) - 2.5 x 90.50 = 1373.74 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 49.22) = 1279.99 mm

Sa는 작은 값인 1279.99 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1279.99 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=6.825

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 389.575 x 1000000 / [4053.600 x (2100.000 - 318.008/3)]

= 48.198 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2100.0/(7x4053.600)]

= 318.008 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

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 / 48.20) - 2.5 x 87.50 = 1415.15 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 48.20) = 1307.12 mm

Sa는 작은 값인 1307.12 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1307.12 mm) ∴ O.K

(4) 횡벽

i) 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 90.326 x 1000000 / [2292.000 x (720.000 - 136.798/3)]

= 58.436 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 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 / 58.44) - 2.5 x 70.50 = 1171.38 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 58.44) = 1078.10 mm

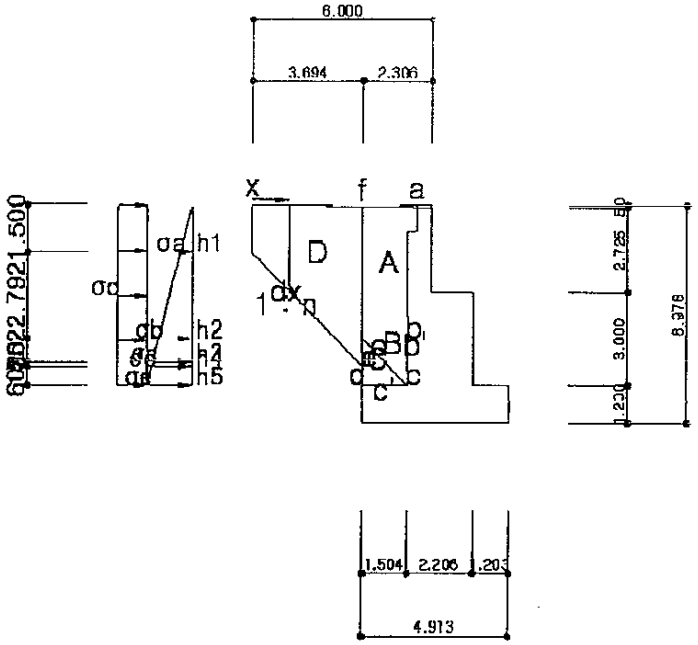
Sa는 작은 값인 1078.10 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1078.10 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

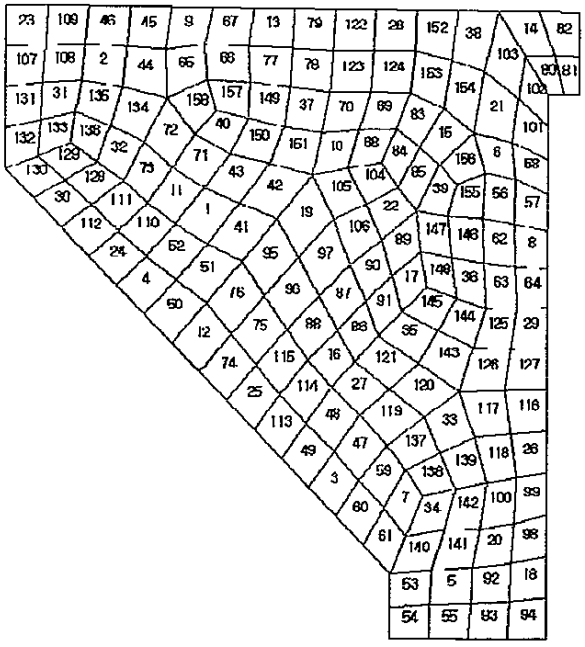


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	132.667	275.871	104.646	202.588
전단력(kN)	84.404	141.587	114.897	141.392

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	78.039	162.277	61.556	119.169
전단력(kN)	49.650	83.286	67.586	83.172

(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	132.67	84.40

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 976.431 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.627]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 214.045 kN.m

≥ Mu (= 132.667 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.613]

* 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 (= 84.404 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	275.87	141.59

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2061.273 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.502]

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 (= 275.871 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.481]

* 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 (= 141.587 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	104 65	114.90

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 767.987 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.984]

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 (= 104.646 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.922]

* 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 (= 114.897 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	202.59	141.39

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1501.940 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.526]

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 (= 202.588 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.509]

* 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 (= 141.392 kN) . 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

1 D(T=620 mm)

1 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 78.039 x 1000000 / [1588.800 x (540.000 - 99.037/3)]

= 96.883 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x1588.800)]

= 99.037 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

2 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 96.88) - 2.5 x 72.00 = 632.84 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 96.88) = 650.27 mm

Sa는 작은 값인 632.84 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 632.84 mm) ∴ O.K

2 A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 162.277 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]

= 105.709 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 / 105.71) - 2.5 x 69.00 = 572.47 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 105.71) = 595.97 mm

Sa는 작은 값인 572.47 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 572.47 mm) ∴ O.K

3 B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 61.556 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]

= 53.591 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 / 53.59) - 2.5 x 70.50 = 1293.20 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 53.59) = 1175.56 mm
Sa는 작은 값인 1175.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1175.56 mm) ∴ O.K

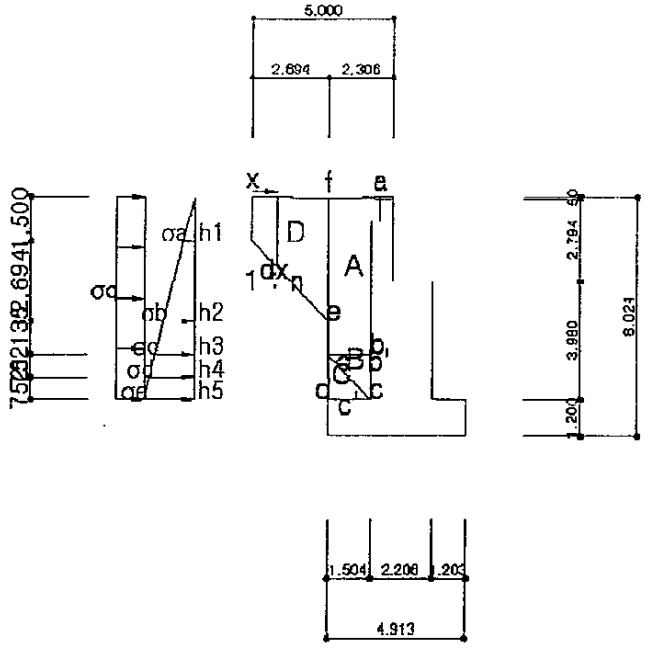
④ C(T=620 mm)
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 119.169 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]
= 103.749 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x2292.000)]
= 116.564 mm
사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 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 / 103.75) - 2.5 x 70.50 = 582.79 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.75) = 607.23 mm
Sa는 작은 값인 582.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 582.79 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

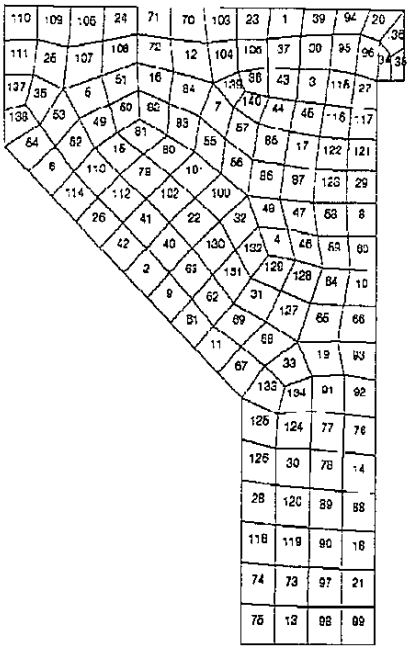


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	54.043	181.015	58.046	58.700
전단력(kN)	58.559	122.117	93.210	84.375

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	31.790	106.480	34.144	34.529
전단력(kN)	34.447	71.833	54.829	49.632

(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	54.04	58.56

* 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 (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 394.589 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.026]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 214.045 kN.m

≥ Mu (= 54.043 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.961]

* 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 (= 58.559 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	181.02	122.12

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1338.976 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.712]

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 (= 181.015 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.689]

* 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 (= 122.117 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	58.05	93.21

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad \therefore As = 423.984 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.747]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 214.045 kN.m

≥ Mu (= 58.046 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.688]

* 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 (= 93.210 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	58.70	84.38

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 ÷ β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 428.792 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.705]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 ∴ ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 ⋯ 철근비 만족. ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 214.045 kN.m

≥ Mu (= 58.700 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.646]

* 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 (= 84.375 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

1. D(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 31 790 x 1000000 / [1588 800 x (540 000 - 99 037/3)]

= 39.466 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x1588.800)]

= 99.037 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 39.47) - 2.5 x 72.00 = 1815.38 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 39.47) = 1596.31 mm

Sa는 작은 값인 1596.31 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1596.31 mm) ∴ O.K

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 106.480 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]

= 92.702 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 / 92.70) - 2.5 x 70.50 = 673.25 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 92.70) = 679.60 mm

Sa는 작은 값인 673.25 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 673.25 mm) ∴ O.K

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 34.144 x 1000000 / [1588.800 x (540.000 - 99.037/3)]

= 42.389 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x1588.800)]

= 99.037 mm

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 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 / 42.39) - 2.5 x 72.00 = 1677.79 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 42.39) = 1486.23 mm
Sa는 작은 값인 1486.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1486.23 mm) ∴ O.K

④ C(T=620 mm)
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 34.529 x 1000000 / [1588.800 x (540.000 - 99.037/3)]
= 42.867 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x1588.800)]
= 99.037 mm
사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 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 / 42.87) - 2.5 x 72.00 = 1657.08 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 42.87) = 1469.67 mm
Sa는 작은 값인 1469.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1469.67 mm) ∴ 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 8.837 = 6.186 m

- 등분포 고정하중

  Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m : 접속판의 자중

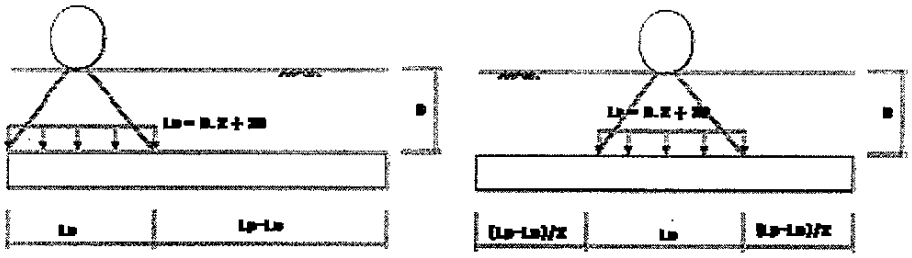
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 6.186 / 2 - 11.250 x 0. = 30.859 kN/m

Md = 11.250 x 6.186² / 8 = 53.814 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 + 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 0.350) / (2 x 6.186)

= 77.148 kN.m

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

= 416.000 x 6.186/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 126.591 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 30.859 + 2.15 x 77.148

= 205.985 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 53.814 + 2.15 x 126.591

= 342.129 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	450.00	350.00	100.00	342.13	205.99

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3116.928\ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.301]

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 (= 342.129 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.268]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 205.985 kN), 전단보강 불필요.

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

55 √(6.186) = 22.11% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3116.9 ㎟

필요 철근량 : 3116.9 x 0.221 = 689.3 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 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

⑴ 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 180.405 x 1000000 / [4053.600 x (350.000 - 115.388/3)]

= 142.856 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 ㎟)

⑵ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

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

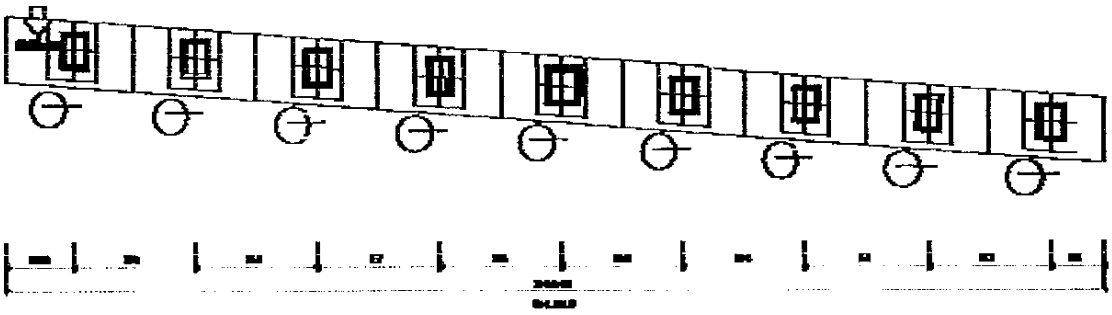
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 142.86) - 2.5 x 87.50 = 332.51 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 142.86) = 441.00 mm

Sa는 작은 값인 332.51 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 332.51 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 30.129 = 350.647 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	350.647	610.000	410.000	476.648	O.K
2	350.647	610.000	410.000	474.648	O.K
3	350.647	610.000	410.000	472.648	O.K
4	350.647	610.000	410.000	470.648	O.K
5	350.647	600.000	550.000	469.588	O.K
6	350.647	610.000	410.000	466.648	O.K
7	350.647	610.000	410.000	464.648	O.K
8	350.647	610.000	410.000	462.648	O.K
9	350.647	610.000	410.000	445.648	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

1. 최소 받침지지 길이

- 사각이 85.9° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 4.10°

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

$= (200 + 1.67 \times 105.225 + 6.66 \times 13.085) \times (1 + 0.000125 \times 4.10^2)$

$= 463.846$ mm

2. 실제 받침지지 길이

$N1 = 1404 - 100 - 50 = 1254$ mm ≥ 464 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1283.113	O.K	258.822	250.800	O.K
SHOE 2	1750.000	1295.510	O.K	258.822	250.500	O.K
SHOE 3	1750.000	1247.427	O.K	258.822	250.275	O.K
SHOE 4	1750.000	1211.298	O.K	258.822	250.100	O.K
SHOE 5	1750.000	1136.384	O.K	258.822	249.975	O.K
SHOE 6	1750.000	1203.443	O.K	258.822	249.925	O.K
SHOE 7	1750.000	1251.499	O.K	258.822	249.937	O.K
SHOE 8	1750.000	1312.438	O.K	258.822	250.000	O.K
SHOE 9	1750.000	1407.872	O.K	258.822	250.325	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	1283.113	188.571	123.647	1203.000	1677.350	
2	1295.510	188.346	123.741	1201.000	1782.900	
3	1247.427	188.177	123.797	1199.000	1780.900	
4	1211.298	188.045	123.806	1197.000	1778.900	
5	1136.384	187.951	246.242	1335.000	1771.900	
6	1203.443	187.914	123.788	1193.000	1774.900	
7	1251.499	187.923	123.759	1191.000	1772.900	
8	1312.438	187.970	123.684	1189.000	1770.900	
9	1407.872	188.214	123.553	1172.000	1817.150	

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	2573.156	3574.800	O.K	2535.128	3972.000	O.K
2	2582.268	3574.800	O.K	2552.284	3972.000	O.K
3	2529.870	3574.800	O.K	2488.549	3972.000	O.K
4	2490.071	3574.800	O.K	2440.440	3972.000	O.K
5	2423.169	3574.800	O.K	3156.458	3972.000	O.K
6	2477.205	3574.800	O.K	2429.841	3972.000	O.K
7	2524.082	3574.800	O.K	2493.728	3972.000	O.K
8	2584.103	3574.800	O.K	2574.479	3972.000	O.K
9	2662.018	3574.800	O.K	2700.847	3972.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1257.143	7944.000	O.K	824.311	7944.000	O.K
2	1255.639	7944.000	O.K	824.937	7944.000	O.K
3	1254.511	7944.000	O.K	825.313	7944.000	O.K
4	1253.634	7944.000	O.K	825.376	7944.000	O.K
5	1253.008	8341.200	O.K	1641.610	8341.200	O.K
6	1252.757	7944.000	O.K	825.251	7944.000	O.K
7	1252.820	7944.000	O.K	825.063	7944.000	O.K
8	1253.133	7944.000	O.K	824.561	7944.000	O.K
9	1254.762	7944.000	O.K	823.684	7944.000	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1283.113 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  δ = α x ΔT x L

  = 0.000010 x 25.0 x 75.1

  = 0.018781 m

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

  = 2396.500 x 0.018781

  = 45.010 kN/m

  Hx1 = 45.010 / 1.15 = 39.139 kN

  Hx2 = 250.800 / 1.33 = 188.571 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 188.571 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다

Hy2 = 164.450 / 1.33 = 123.647 kN

수평력은 Hy1 Hy2 중 큰 값인 123.647 kN를 적용한다

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 793.000 mm b2y = 1158.700 mm

bcx = 2 x b2x = 1586.000 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2317.400 mm > 5 x b1y = 2050.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 610.000/1586.000) x 1283.113 x 10^3 /150.000

= 1316.013 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 410.000/2050.000) x 1283.113 x 10^3 /150.000

= 1710.817 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 188.571 x 10^3 / 150.000

= 1257.143 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 123.647 x 10^3 / 150.000

= 824.311 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 1158.700 = 1768.700 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 793.000 mm가 Bxo/2 = 884.350 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 793.000 + (610.000+1158.700)/2 = 1677.350 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 410.000 + 793.000 = 1203.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1710.817 + 824.311 = 2535.128 mm^2

Bxo = 1677.350 mm 범위내에서 D16 - 20 EA

As = 198.600 x 20 = 3972.000 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1316.013 + 1257.143 = 2573.156 mm^2

Byo = 1203.000 mm 범위내에서 D16 - 18 EA

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

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

1. 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 123,647 x 10^3 / 150.000 = 824.311 mm^2

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 18 EA

As = 198.600 x 22 + 198.600 x 18 = 7944.000 mm^2 ∴ O.K

2. 교축방향

As1 = Hx/fsa = 188.571 x 10^3 / 150.000 = 1257.143 mm^2

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 18 EA

As = 198.600 x 22 + 198.600 x 18 = 7944.000 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	7.700

※ 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

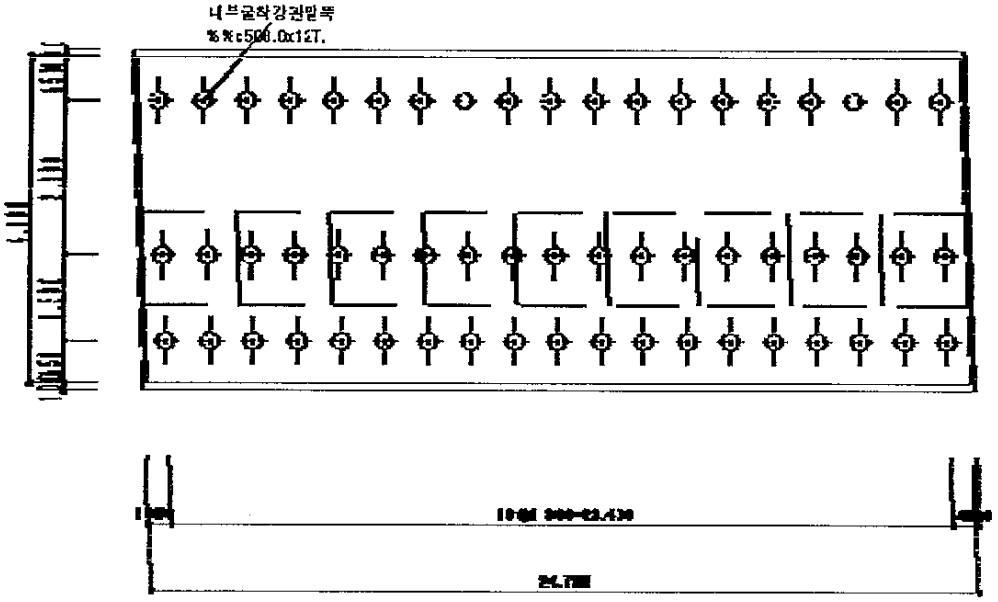
말뚝 머리의 평균 N치 N = 15

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	15917.773	4848.557	1814.626	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	15473.119	4311.316	417.774	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	15473.119	6186.817	12920.055	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	26244.245	5253.636	7059.702	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	23035.696	4716.396	4883.567	하중+토압+온도하중(1+3+5+8
	COMBO 6	23035.696	8068.395	25615.694	+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	22143.070	8242.546	4915.762	중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	21187.064	7329.237	2881.441	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	15473.119	6186.817	12920.055	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	37916.794	8769.150	12436.708	하중+토압+온도하중(1+3+5+7
	COMBO 5	31018.413	7855.841	8685.156	하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9
	COMBO 6	23035.696	8068.395	25615.694	+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 = 0.729

Kv = a x Ao x Ep / L = 301048.657 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 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 7.7000 = 3.030 ≥ 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 7.7000 = 3.668 ≥ 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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_2 \sin^2\theta_i\right)$	1348583.2	2393348.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_2 - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_2 - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1713658.5	-2511943.1
Ayy	$\sum \left(K_2 \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17159771.7	17159771.7
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	$\sum\left\{\left(K_2\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	42373554.7	43291255.4
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	0.0038474	0.0009276	0.0001984	COMBO 1	0.0065985	0.0012904	0.0003829
COMBO 2	0.0033833	0.0009017	0.0001467	COMBO 2	0.0058203	0.0012347	0.0003034
COMBO 3	0.0030862	0.0009017	0.0004775	COMBO 3	0.0030862	0.0009017	0.0004775
COMBO 4	0.0043299	0.0015294	0.0003417	COMBO 4	0.0072479	0.0022096	0.0005866
COMBO 5	0.0038411	0.0013424	0.0002706	COMBO 5	0.0064154	0.0018076	0.0004644
COMBO 6	0.0042511	0.0013424	0.0008384	COMBO 6	0.0042511	0.0013424	0.0008384

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.330 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

■ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

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

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

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

· 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0038474	0.0012517	0.0001984	376.825	85.062	-100.509
	2	0.0038474	0.0009938	0.0001984	299.171	85.062	-100.509
	3	0.0038474	0.0005374	0.0001984	161.781	85.062	-100.509
COMBO 2	1	0.0033833	0.0011413	0.0001467	343.586	75.637	-90.509
	2	0.0033833	0.0009506	0.0001467	286.178	75.637	-90.509
	3	0.0033833	0.0006132	0.0001467	184.611	75.637	-90.509
COMBO 3	1	0.0030862	0.0016817	0.0004775	506.260	108.541	-91.832
	2	0.0030862	0.0010609	0.0004775	319.377	108.541	-91.832
	3	0.0030862	-0.0000374	0.0004775	-11.262	108.541	-91.832
COMBO 4	1	0.0043299	0.0020875	0.0003417	628.451	92.169	-104.066
	2	0.0043299	0.0016433	0.0003417	494.716	92.169	-104.066
	3	0.0043299	0.0008574	0.0003417	258.109	92.169	-104.066
COMBO 5	1	0.0038411	0.0017844	0.0002706	537.189	82.744	-94.806
	2	0.0038411	0.0014326	0.0002706	431.289	82.744	-94.806
	3	0.0038411	0.0008103	0.0002706	243.927	82.744	-94.806
COMBO 6	1	0.0042511	0.0027118	0.0008384	816.373	141.551	-109.788
	2	0.0042511	0.0016219	0.0008384	488.265	141.551	-109.788
	3	0.0042511	-0.0003064	0.0008384	-92.234	141.551	-109.788

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0065985	0.0019158	0.0003829	576.735	144.606	-169.126
	2	0.0065985	0.0014180	0.0003829	426.895	144.606	-169.126
	3	0.0065985	0.0005374	0.0003829	161.795	144.606	-169.126
COMBO 2	1	0.0058203	0.0017302	0.0003034	520.880	128.583	-151.802
	2	0.0058203	0.0013358	0.0003034	402.147	128.583	-151.802
	3	0.0058203	0.0006380	0.0003034	192.081	128.583	-151.802
COMBO 3	1	0.0030862	0.0016817	0.0004775	506.260	108.541	-91.832
	2	0.0030862	0.0010609	0.0004775	319.377	108.541	-91.832
	3	0.0030862	-0.0000374	0.0004775	-11.262	108.541	-91.832
COMBO 4	1	0.0072479	0.0031678	0.0005866	953.655	153.845	-173.082
	2	0.0072479	0.0024052	0.0005866	724.074	153.845	-173.082
	3	0.0072479	0.0010559	0.0005866	317.892	153.845	-173.082
COMBO 5	1	0.0064154	0.0025662	0.0004644	772.542	137.822	-157.390
	2	0.0064154	0.0019624	0.0004644	590.787	137.822	-157.390
	3	0.0064154	0.0008943	0.0004644	269.220	137.822	-157.390
COMBO 6	1	0.0042511	0.0027118	0.0008384	816.373	141.551	-109.788
	2	0.0042511	0.0016219	0.0008384	488.265	141.551	-109.788
	3	0.0042511	-0.0003064	0.0008384	-92.234	141.551	-109.788

■ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) \quad Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.633	0	376.825	85.062	-100.509	19
	2	0.333	0	299.171	85.062	-100.509	19
	3	-1.967	0	161.781	85.062	-100.509	19
	계			15917.773	4848.557	1814.626	57
COMBO 2	1	1.633	0	343.586	75.637	-90.509	19
	2	0.333	0	286.178	75.637	-90.509	19
	3	-1.967	0	184.611	75.637	-90.509	19
	계			15473.119	4311.316	417.774	57
COMBO 3	1	1.633	0	506.260	108.541	-91.832	19
	2	0.333	0	319.377	108.541	-91.832	19
	3	-1.967	0	-11.262	108.541	-91.832	19
	계			15473.119	6186.817	12920.055	57
COMBO 4	1	1.633	0	628.451	92.169	-104.066	19
	2	0.333	0	494.716	92.169	-104.066	19
	3	-1.967	0	258.109	92.169	-104.066	19
	계			26244.245	5253.636	7059.702	57
COMBO 5	1	1.633	0	537.189	82.744	-94.806	19
	2	0.333	0	431.289	82.744	-94.806	19
	3	-1.967	0	243.927	82.744	-94.806	19
	계			23035.696	4716.396	4883.567	57
COMBO 6	1	1.633	0	816.373	141.551	-109.788	19
	2	0.333	0	488.265	141.551	-109.788	19
	3	-1.967	0	-92.234	141.551	-109.788	19
	계			23035.696	8068.395	25615.694	57

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.633	0	576.735	144.606	-169.126	19
	2	0.333	0	426.895	144.606	-169.126	19
	3	-1.967	0	161.795	144.606	169.126	19
	계			22143.070	8242.546	4915.762	57
COMBO 2	1	1.633	0	520.880	128.583	-151.802	19
	2	0.333	0	402.147	128.583	-151.802	19
	3	-1.967	0	192.081	128.583	-151.802	19
	계			21187.064	7329.237	2881.441	57
COMBO 3	1	1.633	0	506.260	108.541	-91.832	19
	2	0.333	0	319.377	108.541	-91.832	19
	3	-1.967	0	-11.262	108.541	-91.832	19
	계			15473.119	6186.817	12920.055	57
COMBO 4	1	1.633	0	953.655	153.845	-173.082	19
	2	0.333	0	724.074	153.845	-173.082	19
	3	-1.967	0	317.892	153.845	-173.082	19
	계			37916.794	8769.150	12436.708	57
COMBO 5	1	1.633	0	772.542	137.822	-157.390	19
	2	0.333	0	590.787	137.822	-157.390	19
	3	-1.967	0	269.220	137.822	-157.390	19
	계			31018.413	7855.841	8685.156	57
COMBO 6	1	1.633	0	816.373	141.551	-109.788	19
	2	0.333	0	488.265	141.551	-109.788	19
	3	-1.967	0	-92.234	141.551	-109.788	19
	계			23035.696	8068.395	25615.694	57

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

가 COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

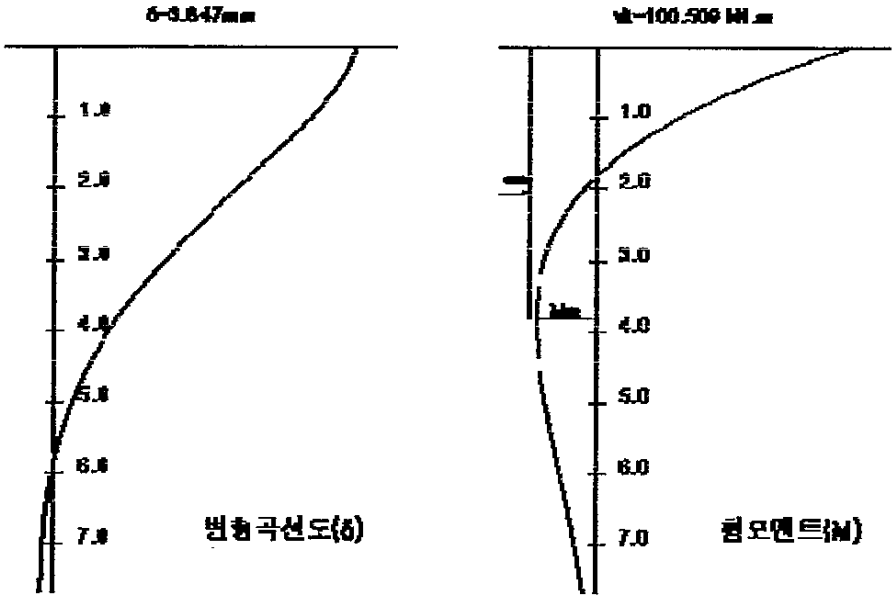
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -24.158 kN.m, 3.814 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.847 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.847 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	100.509	-85.062	3.847	
0.513	61.496	-67.114	3.628	
1.027	31.348	-50.656	3.239	
1.540	9.129	-36.290	2.764	
2.053	-6.314	-24.279	2.262	
2.567	-16.204	-14.641	1.777	
3.080	-21.727	-7.229	1.334	
3.593	-23.965	-1.799	0.949	
4.107	-23.862	1.946	0.629	
4.620	-22.202	4.317	0.374	
5.133	-19.614	5.612	0.178	
5.647	-16.578	6.103	0.036	
6.160	-13.445	6.023	-0.062	
6.673	-10.458	5.569	-0.123	
7.187	-7.766	4.894	-0.155	
7.700	-5.450	4.117	-0.167	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



나 COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

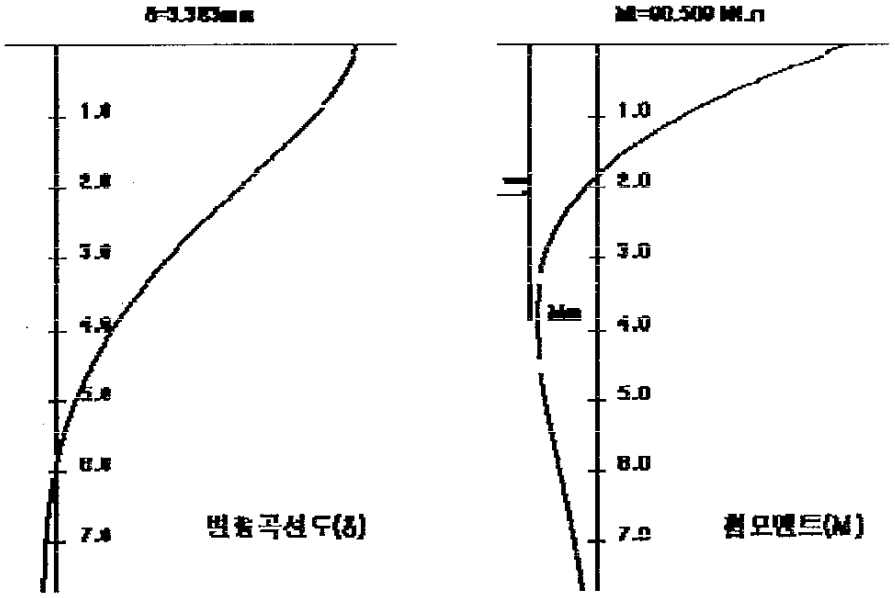
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.214 kN.m 3.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.383 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.383 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	90.509	-75.637	3.383	
0.513	55.778	-59.824	3.202	
1.027	28.871	-45.278	2.867	
1.540	8.981	-32.547	2.453	
2.053	-4.898	-21.877	2.012	
2.567	-13.838	-13.294	1.584	
3.080	-18.884	-6.678	1.193	
3.593	-20.994	-1.815	0.852	
4.107	-21.003	1.553	0.567	
4.620	-19.608	3.698	0.340	
5.133	-17.370	4.884	0.165	
5.647	-14.718	5.350	0.037	
6.160	-11.965	5.304	-0.050	
6.673	-9.330	4.920	-0.106	
7.187	-6.948	4.335	-0.135	
7.700	-4.895	3.656	-0.146	

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

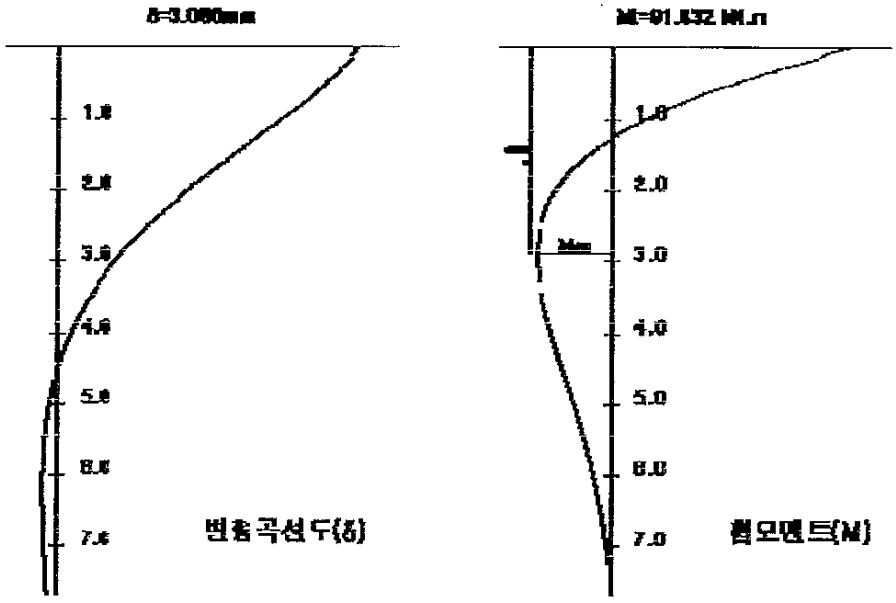
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 길이 : -29.214 kN.m, 2.895 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.086 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.086 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

길이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	91.832	-108.541	3.086	
0.513	43.985	-78.475	2.740	
1.027	10.526	-52.689	2.271	
1.540	-10.976	-31.943	1.771	
2.053	-23.133	-16.230	1.298	
2.567	-28.420	-5.075	0.887	
3.080	-29.001	2.240	0.551	
3.593	-26.640	6.516	0.294	
4.107	-22.698	8.528	0.109	
4.620	-18.154	8.962	-0.015	
5.133	-13.668	8.389	-0.089	
5.647	-9.637	7.252	-0.127	
6.160	-6.263	5.876	-0.138	
6.673	-3.607	4.482	-0.132	
7.187	-1.641	3.207	-0.116	
7.700	-0.281	2.125	-0.095	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

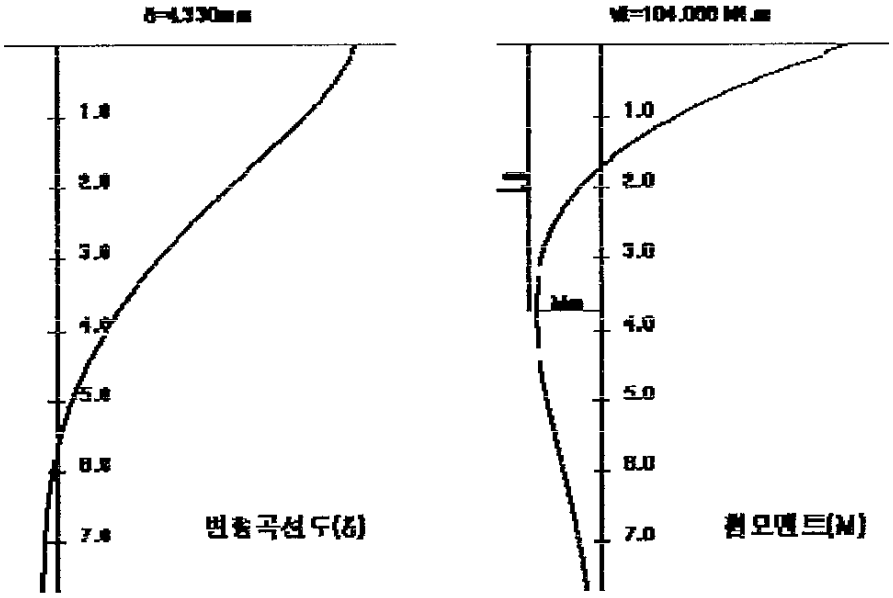
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -27.374 kN.m, 3.710 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.330 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.330 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	104.066	-92.169	4.330	
0.513	61.965	-72.097	4.033	
1.027	29.725	-53.888	3.567	
1.540	6.217	-38.138	3.017	
2.053	-9.892	-25.080	2.449	
2.567	-19.989	-14.689	1.907	
3.080	-25.397	-6.772	1.417	
3.593	-27.314	-1.035	0.996	
4.107	-26.773	2.865	0.648	
4.620	-24.627	5.278	0.373	
5.133	-21.552	6.537	0.164	
5.647	-18.062	6.941	0.014	
6.160	-14.528	6.749	-0.087	
6.673	-11.199	6.170	-0.149	
7.187	-8.230	5.372	-0.180	
7.700	-5.699	4.482	-0.189	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈜ COMBO 5 : 고정하중+토압+은도하중(1+3+5+8+10)

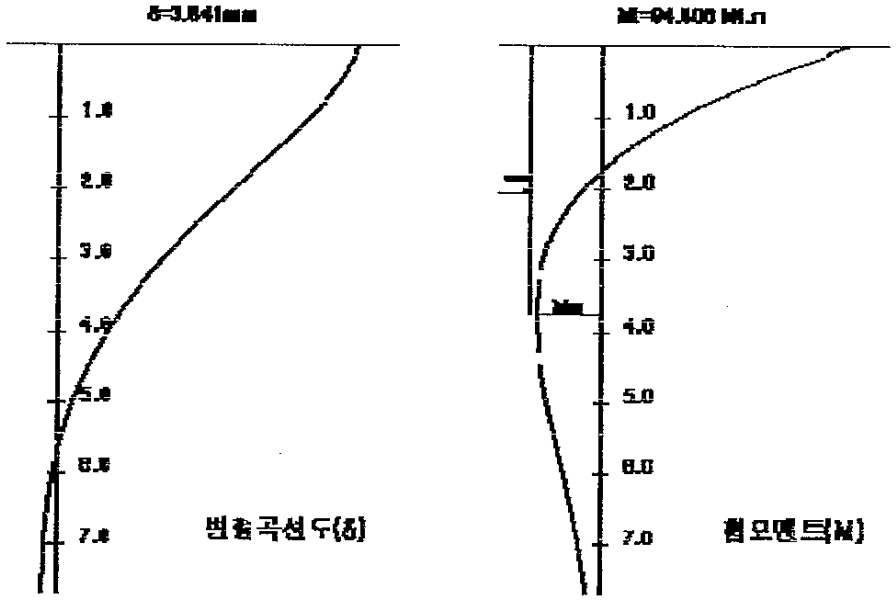
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 길이 : -24.224 kN.m, 3.743 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.841 mm
- 지표면에서의 변위 3.841 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

길이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	94.806	-82.744	3.841	
0.513	56.961	-64.902	3.592	
1.027	27.896	-48.663	3.186	
1.540	6.631	-34.576	2.702	
2.053	-8.010	-22.865	2.199	
2.567	-17.251	-13.522	1.717	
3.080	-22.270	-6.382	1.280	
3.593	-24.137	-1.190	0.903	
4.107	-23.774	2.356	0.592	
4.620	-21.946	4.567	0.344	
5.133	-19.263	5.738	0.156	
5.647	-16.187	6.138	0.020	
6.160	-13.054	5.995	-0.073	
6.673	-10.092	5.500	-0.129	
7.187	-7.441	4.803	-0.159	
7.700	-5.175	4.018	-0.167	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

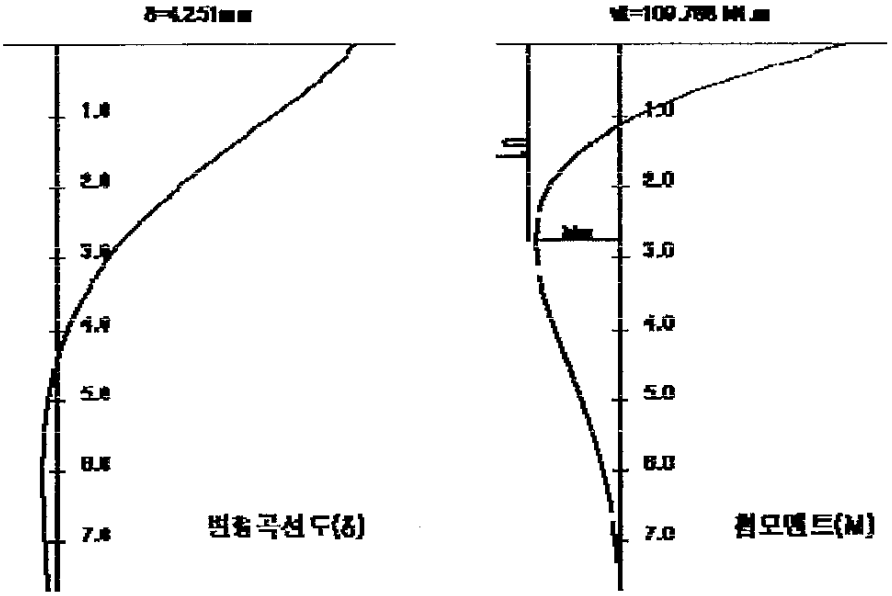
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -41.202 kN.m, 2.761 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.251 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.251 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	109.788	-141.551	4.251	
0.513	47.894	-100.540	3.702	
1.027	5.456	-65.976	3.019	
1.540	-21.078	-38.603	2.317	
2.053	-35.373	-18.202	1.670	
2.567	-40.826	-3.989	1.116	
3.080	-40.345	5.101	0.673	
3.593	-36.272	10.196	0.337	
4.107	-30.377	12.366	0.100	
4.620	-23.917	12.538	-0.054	
5.133	-17.716	11.469	-0.144	
5.647	-12.254	9.740	-0.186	
6.160	-7.758	7.767	-0.194	
6.673	-4.274	5.830	-0.181	
7.187	-1.737	4.096	-0.156	
7.700	-0.019	2.649	-0.126	

ㄷ 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

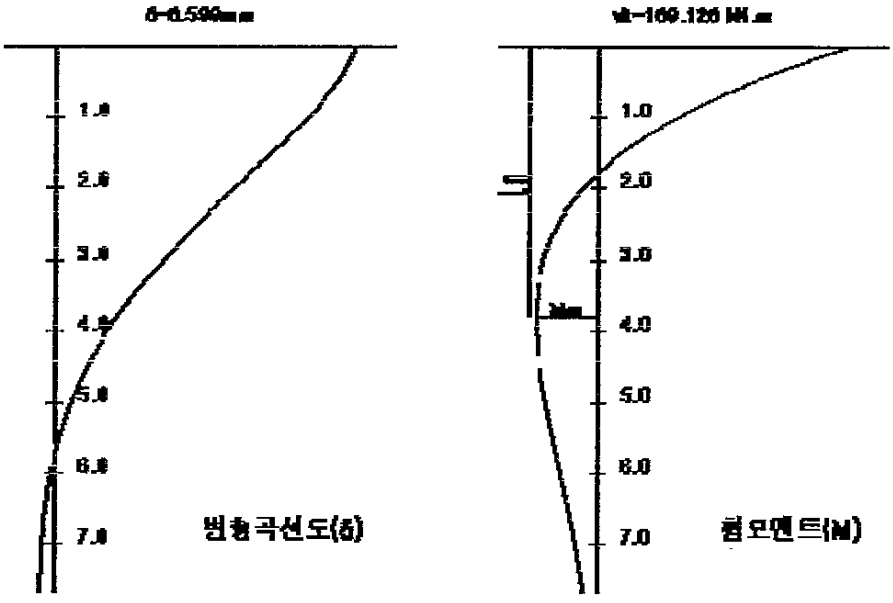
- 최대모멘트 및 깊이 : -41.487 kN m, 3.790 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.599 mm

지표면에서의 변위 : 6.599 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	169.126	-144.606	6.599	
0.513	102.865	-113.869	6.204	
1.027	51.767	-85.756	5.527	
1.540	14.199	-61.267	4.707	
2.053	-11.830	-40.833	3.845	
2.567	-28.420	-24.467	3.014	
3.080	-37.602	-11.908	2.257	
3.593	-41.225	-2.730	1.602	
4.107	-40.895	3.580	1.058	
4.620	-37.949	7.555	0.624	
5.133	-33.451	9.705	0.292	
5.647	-28.218	10.493	0.052	
6.160	-22.843	10.320	-0.113	
6.673	-17.731	9.516	-0.215	
7.187	-13.135	8.345	-0.269	
7.700	-9.192	7.007	-0.287	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

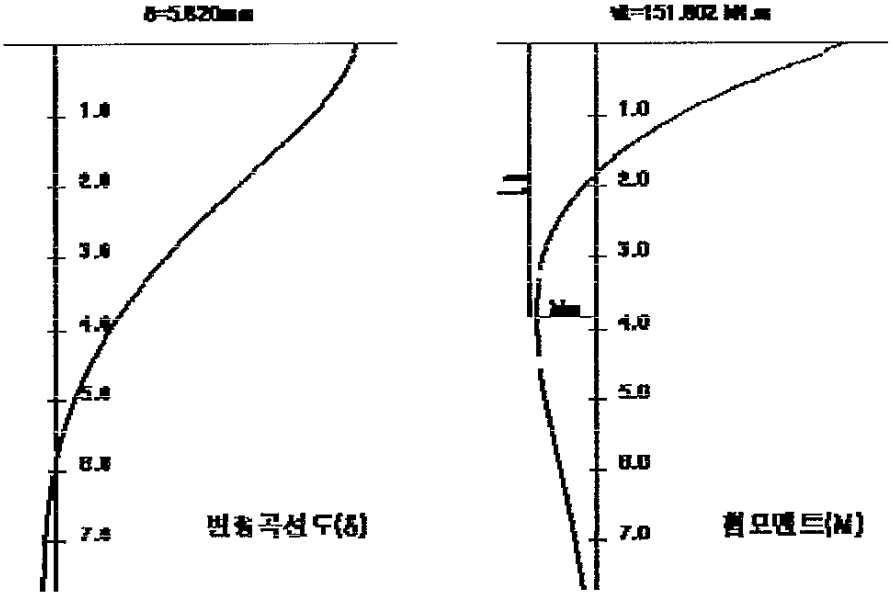
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.550 kN.m, 3.812 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.820 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.820 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

길이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	151.802	-128.583	5.820	
0.513	92.833	-101.435	5.487	
1.027	47.272	-76.546	4.898	
1.540	13.700	-54.825	4.179	
2.053	-9.627	-36.667	3.420	
2.567	-24.560	-22.099	2.685	
3.080	-32.893	-10.899	2.015	
3.593	-36.263	-2.695	1.434	
4.107	-36.096	2.963	0.950	
4.620	-33.577	6.542	0.564	
5.133	-29.657	8.496	0.268	
5.647	-25.062	9.234	0.053	
6.160	-20.323	9.111	-0.094	
6.673	-15.805	8.422	-0.186	
7.187	-11.734	7.400	-0.235	
7.700	-8.233	6.224	-0.252	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



다 COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

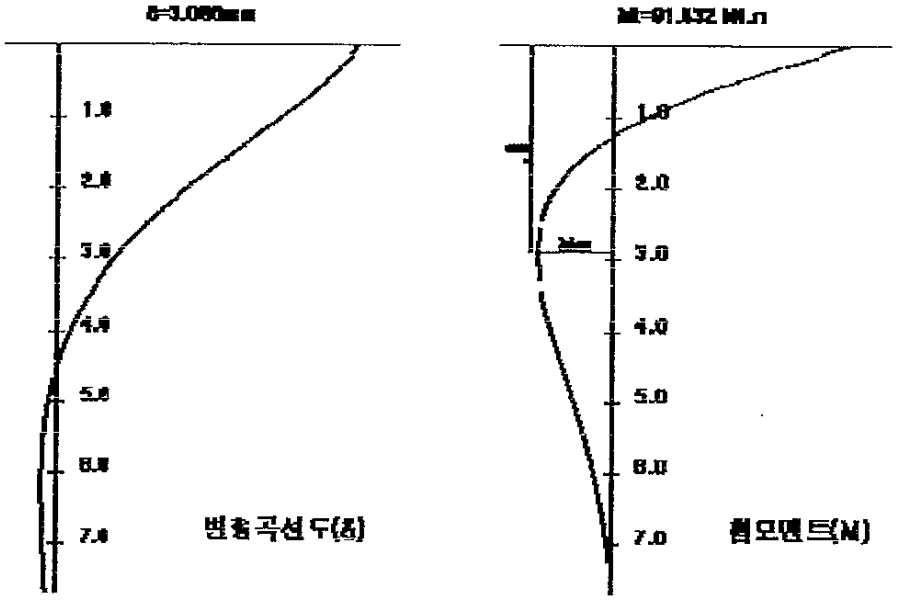
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.214 kN.m, 2.895 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.086 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.086 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	91.832	-108.541	3.086	
0.513	43.985	-78.475	2.740	
1.027	10.526	-52.689	2.271	
1.540	-10.976	-31.943	1.771	
2.053	-23.133	-16.230	1.298	
2.567	-28.420	-5.075	0.887	
3.080	-29.001	2.240	0.551	
3.593	-26.640	6.516	0.294	
4.107	-22.698	8.528	0.109	
4.620	-18.154	8.962	-0.015	
5.133	-13.668	8.389	-0.089	
5.647	-9.637	7.252	-0.127	
6.160	-6.263	5.876	-0.138	
6.673	-3.607	4.482	-0.132	
7.187	-1.641	3.207	-0.116	
7.700	-0.281	2.125	-0.095	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

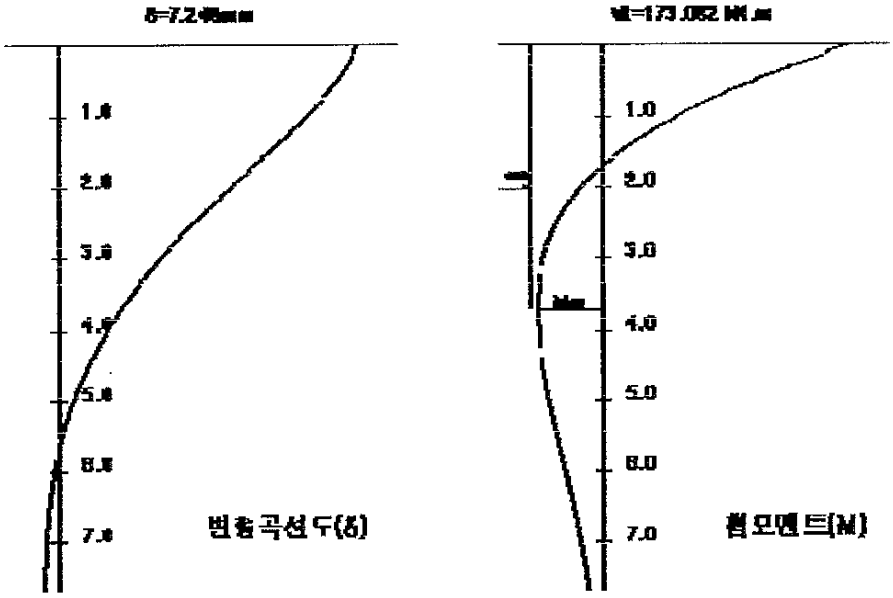
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.851 kN.m, 3.702 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.248 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.248 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	173.082	-153.845	7.248	
0.513	102.831	-120.261	6.746	
1.027	49.071	-89.820	5.961	
1.540	9.906	-63.507	5.039	
2.053	-16.903	-41.704	4.088	
2.567	-33.676	-24.367	3.180	
3.080	-42.629	-11.167	2.362	
3.593	-45.764	-1.609	1.658	
4.107	-44.807	4.879	1.078	
4.620	-41.180	8.886	0.619	
5.133	-36.012	10.969	0.271	
5.647	-30.161	11.628	0.020	
6.160	-24.244	11.293	-0.148	
6.673	-18.677	10.316	-0.251	
7.187	-13.714	8.976	-0.303	
7.700	-9.487	7.483	-0.317	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 5 : 고정하중+토압+은도하중(1+3+5+7+9+11)

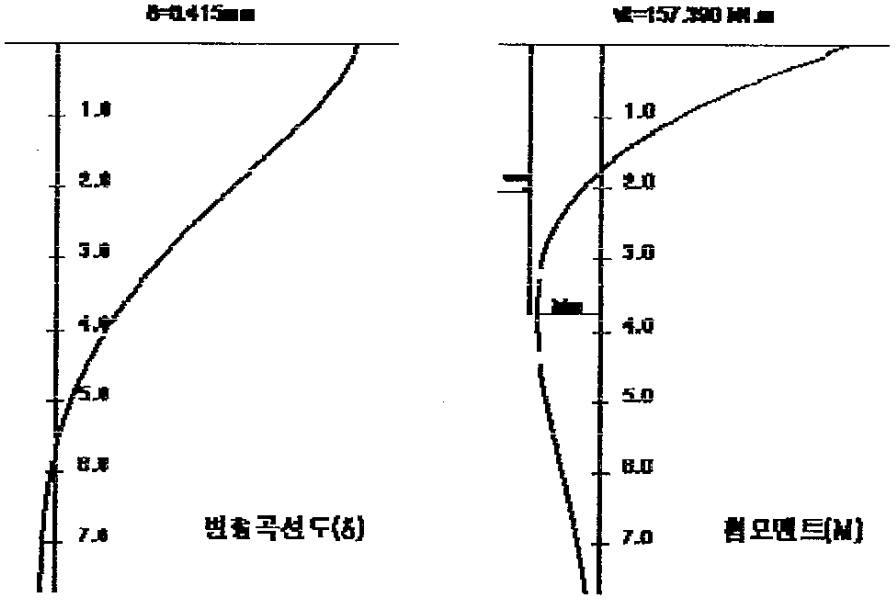
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -40.480 kN.m, 3.735 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.415 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.415 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	157.390	-137.822	6.415	
0.513	94.373	-108.037	5.994	
1.027	46.006	-80.947	5.312	
1.540	10.647	-57.463	4.503	
2.053	-13.671	-37.953	3.663	
2.567	-28.996	-22.396	2.858	
3.080	-37.295	-10.516	2.129	
3.593	-40.349	-1.883	1.501	
4.107	-39.697	4.006	0.982	
4.620	-36.616	7.671	0.569	
5.133	-32.117	9.607	0.256	
5.647	-26.972	10.259	0.030	
6.160	-21.739	10.010	-0.123	
6.673	-16.795	9.176	-0.217	
7.187	-12.375	8.008	-0.265	
7.700	-8.598	6.694	-0.280	

㈑ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

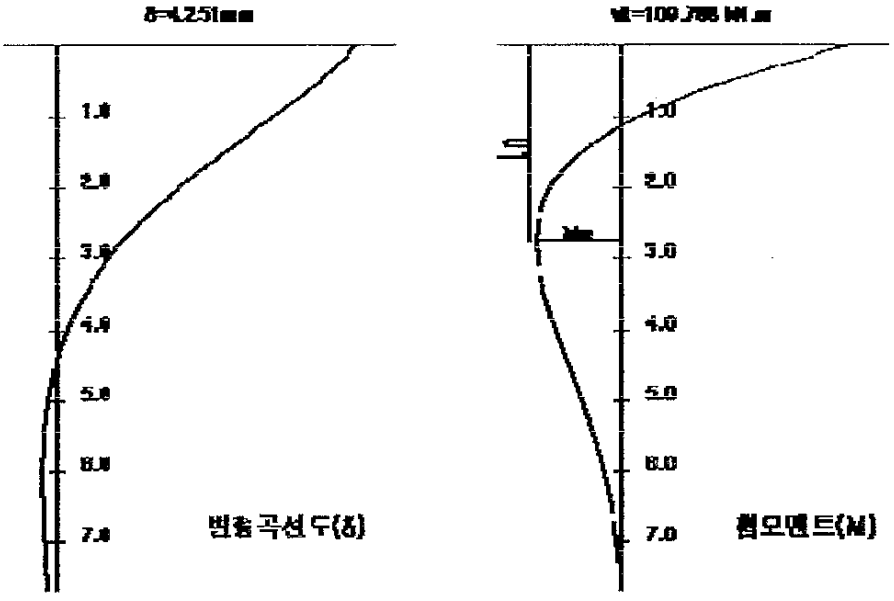
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -41.202 kN.m, 2.761 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.251 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.251 mm

ㄴ. 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	109.788	-141.551	4.251	
0.513	47.894	-100.540	3.702	
1.027	5.456	-65.976	3.019	
1.540	-21.078	-38.603	2.317	
2.053	-35.373	-18.202	1.670	
2.567	-40.826	-3.989	1.116	
3.080	-40.345	5.101	0.673	
3.593	-36.272	10.196	0.337	
4.107	-30.377	12.366	0.100	
4.620	-23.917	12.538	-0.054	
5.133	-17.716	11.469	-0.144	
5.647	-12.254	9.740	-0.186	
6.160	-7.758	7.767	-0.194	
6.673	-4.274	5.830	-0.181	
7.187	-1.737	4.096	-0.156	
7.700	-0.019	2.649	-0.126	

ㄷ. 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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	674291.6	1196674.4
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17159771.7	17159771.7
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	38018427.6	38018427.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0071906	0.0009276	0.0000477	COMBO 1	0.0122240	0.0012904	0.0001293
COMBO 2	0.0063938	0.0009017	0.0000110	COMBO 2	0.0108695	0.0012347	0.0000758
COMBO 3	0.0051700	0.0009017	0.0003398	COMBO 3	0.0051700	0.0009017	0.0003398
COMBO 4	0.0077913	0.0015294	0.0001857	COMBO 4	0.0130050	0.0022096	0.0003271
COMBO 5	0.0069946	0.0013424	0.0001285	COMBO 5	0.0116505	0.0018076	0.0002284
COMBO 6	0.0067423	0.0013424	0.0006738	COMBO 6	0.0067423	0.0013424	0.0006738

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.791 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	0.0071906	0.0010056	0.0000477	302.729	85.062	0.000
	2	0.0071906	0.0009435	0.0000477	284.049	85.062	0.000
	3	0.0071906	0.0008338	0.0000477	251.000	85.062	0.000
COMBO 2	1	0.0063938	0.0009197	0.0000110	276.862	75.637	0.000
	2	0.0063938	0.0009054	0.0000110	272.561	75.637	0.000
	3	0.0063938	0.0008801	0.0000110	264.952	75.637	0.000
COMBO 3	1	0.0051700	0.0014568	0.0003398	438.560	108.541	0.000
	2	0.0051700	0.0010150	0.0003398	305.561	108.541	0.000
	3	0.0051700	0.0002334	0.0003398	70.254	108.541	0.000
COMBO 4	1	0.0077913	0.0018327	0.0001857	551.732	92.169	0.000
	2	0.0077913	0.0015913	0.0001857	479.059	92.169	0.000
	3	0.0077913	0.0011642	0.0001857	350.484	92.169	0.000
COMBO 5	1	0.0069946	0.0015522	0.0001285	467.297	82.744	0.000
	2	0.0069946	0.0013852	0.0001285	417.025	82.744	0.000
	3	0.0069946	0.0010898	0.0001285	328.083	82.744	0.000
COMBO 6	1	0.0067423	0.0024429	0.0006738	735.437	141.551	0.000
	2	0.0067423	0.0015670	0.0006738	471.748	141.551	0.000
	3	0.0067423	0.0000173	0.0006738	5.221	141.551	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0122240	0.0015016	0.0001293	452.053	144.606	0.000
	2	0.0122240	0.0013335	0.0001293	401.450	144.606	0.000
	3	0.0122240	0.0010361	0.0001293	311.922	144.606	0.000
COMBO 2	1	0.0108695	0.0013585	0.0000758	408.970	128.583	0.000
	2	0.0108695	0.0012600	0.0000758	379.308	128.583	0.000
	3	0.0108695	0.0010856	0.0000758	326.830	128.583	0.000
COMBO 3	1	0.0051700	0.0014568	0.0003398	438.560	108.541	0.000
	2	0.0051700	0.0010150	0.0003398	305.561	108.541	0.000
	3	0.0051700	0.0002334	0.0003398	70.254	108.541	0.000
COMBO 4	1	0.0130050	0.0027439	0.0003271	826.058	153.845	0.000
	2	0.0130050	0.0023187	0.0003271	698.034	153.845	0.000
	3	0.0130050	0.0015663	0.0003271	471.530	153.845	0.000
COMBO 5	1	0.0116505	0.0021808	0.0002284	656.512	137.822	0.000
	2	0.0116505	0.0018838	0.0002284	567.107	137.822	0.000
	3	0.0116505	0.0013583	0.0002284	408.928	137.822	0.000
COMBO 6	1	0.0067423	0.0024429	0.0006738	735.437	141.551	0.000
	2	0.0067423	0.0015670	0.0006738	471.748	141.551	0.000
	3	0.0067423	0.0000173	0.0006738	5.221	141.551	0.000

■ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) \quad Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.633	0	302.729	85.062	0.000	19
	2	0.333	0	284.049	85.062	0.000	19
	3	-1.967	0	251.000	85.062	0.000	19
	계			15917.773	4848.557	0.000	57
COMBO 2	1	1.633	0	276.862	75.637	0.000	19
	2	0.333	0	272.561	75.637	0.000	19
	3	-1.967	0	264.952	75.637	0.000	19
	계			15473.119	4311.316	0.000	57
COMBO 3	1	1.633	0	438.560	108.541	0.000	19
	2	0.333	0	305.561	108.541	0.000	19
	3	-1.967	0	70.254	108.541	0.000	19
	계			15473.119	6186.817	0.000	57
COMBO 4	1	1.633	0	551.732	92.169	0.000	19
	2	0.333	0	479.059	92.169	0.000	19
	3	-1.967	0	350.484	92.169	0.000	19
	계			26244.245	5253.636	0.000	57
COMBO 5	1	1.633	0	467.297	82.744	0.000	19
	2	0.333	0	417.025	82.744	0.000	19
	3	-1.967	0	328.083	82.744	0.000	19
	계			23035.696	4716.396	0.000	57
COMBO 6	1	1.633	0	735.437	141.551	0.000	19
	2	0.333	0	471.748	141.551	0.000	19
	3	-1.967	0	5.221	141.551	0.000	19
	계			23035.696	8068.395	0.000	57

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.633	0	452.053	144.606	0.000	19
	2	0.333	0	401.450	144.606	0.000	19
	3	-1.967	0	311.922	144.606	0.000	19
	계			22143.070	8242.546	0.000	57
COMBO 2	1	1.633	0	408.970	128.583	0.000	19
	2	0.333	0	379.308	128.583	0.000	19
	3	-1.967	0	326.830	128.583	0.000	19
	계			21187.064	7329.237	0.000	57
COMBO 3	1	1.633	0	438.560	108.541	0.000	19
	2	0.333	0	305.561	108.541	0.000	19
	3	-1.967	0	70.254	108.541	0.000	19
	계			15473.119	6186.817	0.000	57
COMBO 4	1	1.633	0	826.058	153.845	0.000	19
	2	0.333	0	698.034	153.845	0.000	19
	3	-1.967	0	471.530	153.845	0.000	19
	계			37916.794	8769.150	0.000	57
COMBO 5	1	1.633	0	656.512	137.822	0.000	19
	2	0.333	0	567.107	137.822	0.000	19
	3	-1.967	0	408.928	137.822	0.000	19
	계			31018.413	7855.841	0.000	57
COMBO 6	1	1.633	0	735.437	141.551	0.000	19
	2	0.333	0	471.748	141.551	0.000	19
	3	-1.967	0	5.221	141.551	0.000	19
	계			23035.696	8068.395	0.000	57

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

가 COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

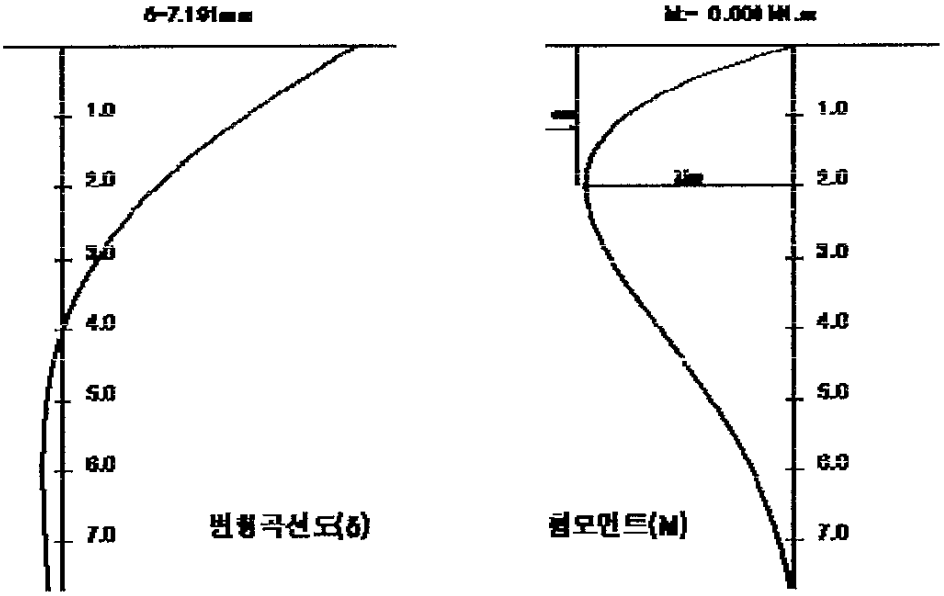
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -69.696 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.191 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.191 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-85.062	7.191	
0.513	-35.437	-54.148	5.756	
1.027	-56.734	-29.898	4.414	
1.540	-67.171	-11.713	3.224	
2.053	-69.661	1.209	2.215	
2.567	-66.678	9.756	1.393	
3.080	-60.241	14.812	0.752	
3.593	-51.927	17.200	0.273	
4.107	-42.914	17.648	-0.064	
4.620	-34.035	16.770	-0.286	
5.133	-25.837	15.066	-0.414	
5.647	-18.642	12.924	-0.472	
6.160	-12.594	10.632	-0.480	
6.673	-7.717	8.392	-0.453	
7.187	-3.946	6.338	-0.405	
7.700	-1.165	4.544	-0.345	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



ㄴ. COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

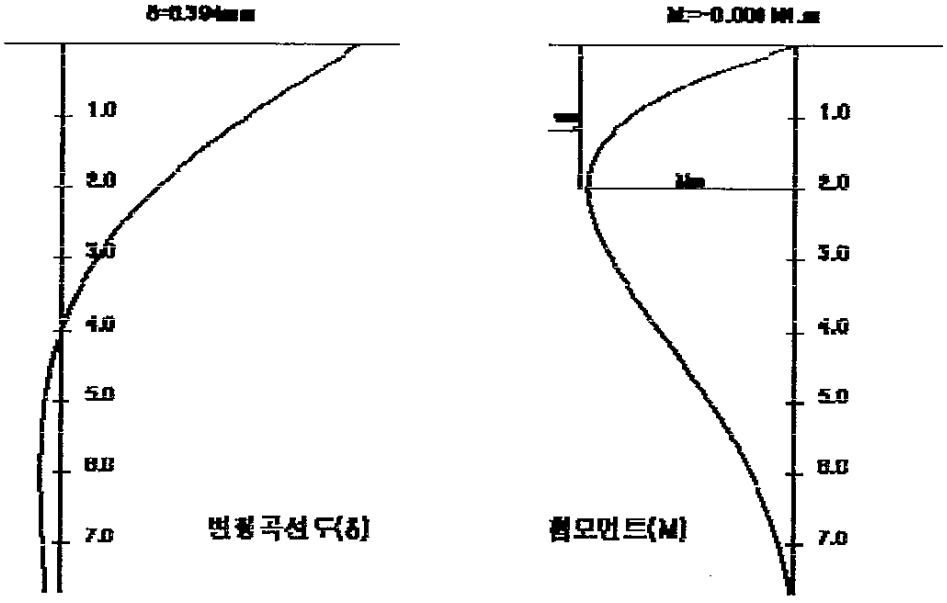
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -61.973 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.394 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.394 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-75.637	6.394	
0.513	-31.511	-48.148	5.118	
1.027	-50.448	-26.585	3.925	
1.540	-59.728	-10.415	2.867	
2.053	-61.942	1.075	1.969	
2.567	-59.290	8.675	1.239	
3.080	-53.566	13.171	0.668	
3.593	-46.173	15.294	0.243	
4.107	-38.159	15.692	-0.057	
4.620	-30.264	14.912	-0.254	
5.133	-22.975	13.397	-0.368	
5.647	-16.576	11.492	-0.420	
6.160	-11.199	9.454	-0.427	
6.673	-6.862	7.463	-0.403	
7.187	-3.509	5.636	-0.360	
7.700	-1.036	4.040	-0.307	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

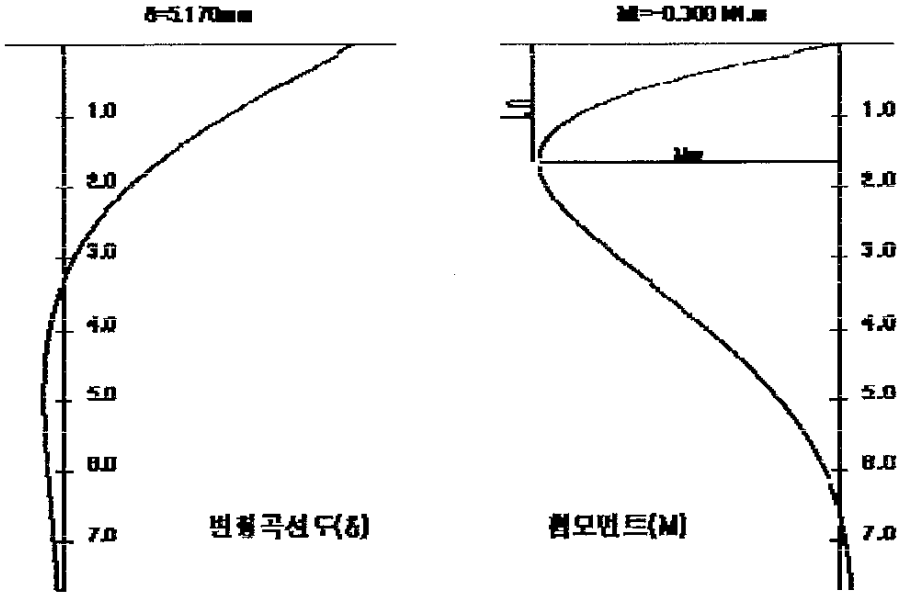
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -73.454 kN m, 1.649 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	0.000	-108.541	5.170	
0.513	-43.196	-61.886	3.928	
1.027	-65.638	-27.482	2.798	
1.540	-73.251	-3.813	1.844	
2.053	-71.058	11.058	1.086	
2.567	-63.058	19.141	0.519	
3.080	-52.247	22.305	0.123	
3.593	-40.724	22.155	-0.131	
4.107	-29.844	19.989	-0.275	
4.620	-20.377	16.788	-0.337	
5.133	-12.664	13.253	-0.344	
5.647	-6.749	9.844	-0.316	
6.160	-2.489	6.832	-0.269	
6.673	0.356	4.345	-0.215	
7.187	2.067	2.413	-0.162	
7.700	2.923	1.002	-0.114	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

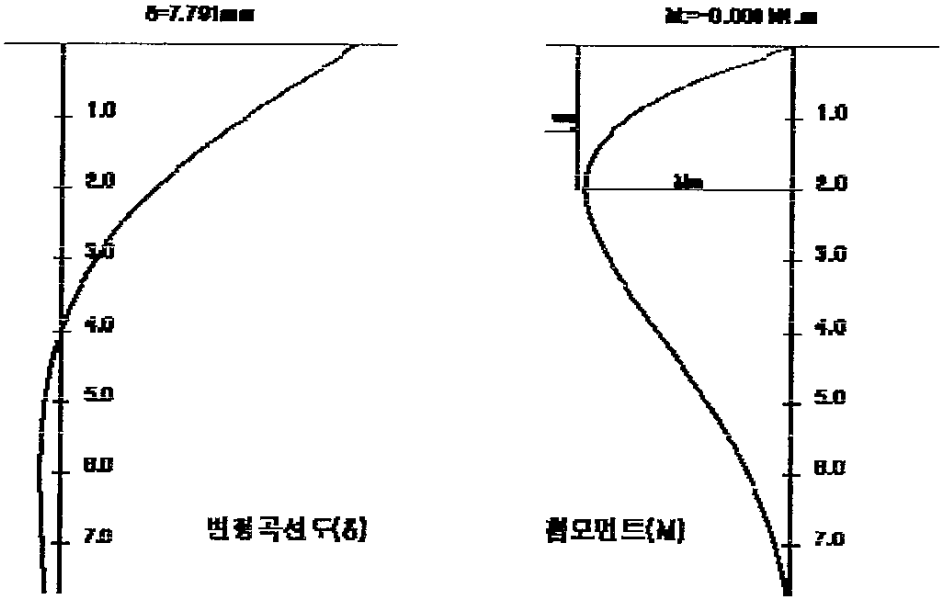
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -75.518 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.791 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.791 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-92.169	7.791	
0.513	-38.398	-58.672	6.237	
1.027	-61.474	-32.395	4.783	
1.540	-72.783	-12.692	3.494	
2.053	-75.481	1.310	2.400	
2.567	-72.249	10.571	1.510	
3.080	-65.274	16.050	0.814	
3.593	-56.266	18.637	0.296	
4.107	-46.499	19.122	-0.070	
4.620	-36.878	18.171	-0.309	
5.133	-27.996	16.325	-0.449	
5.647	-20.199	14.003	-0.512	
6.160	-13.647	11.520	-0.520	
6.673	-8.362	9.094	-0.491	
7.187	-4.276	6.867	-0.438	
7.700	-1.263	4.923	-0.374	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

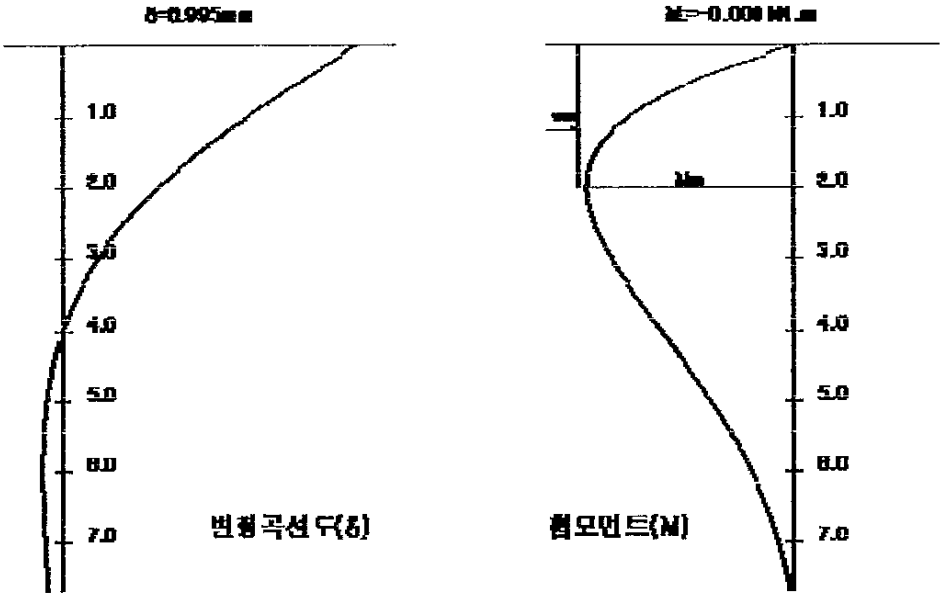
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -67.796 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.995 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.995 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-82.744	6.995	
0.513	-34.471	-52.672	5.599	
1.027	-55.188	-29.083	4.294	
1.540	-65.340	-11.394	3.137	
2.053	-67.762	1.176	2.154	
2.567	-64.861	9.490	1.355	
3.080	-58.599	14.408	0.731	
3.593	-50.512	16.731	0.266	
4.107	-41.744	17.167	-0.063	
4.620	-33.107	16.313	-0.278	
5.133	-25.133	14.655	-0.403	
5.647	-18.134	12.571	-0.460	
6.160	-12.251	10.342	-0.467	
6.673	-7.507	8.164	-0.440	
7.187	-3.839	6.165	-0.393	
7.700	-1.134	4.420	-0.336	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

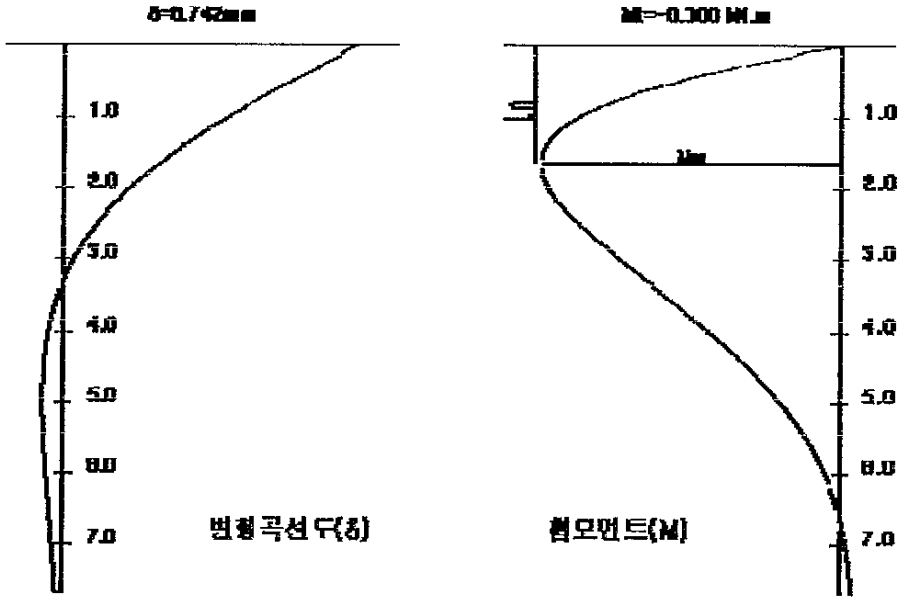
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -95.794 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.742 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.742 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-141.551	6.742	
0.513	-56.334	-80.707	5.123	
1.027	-85.600	-35.840	3.650	
1.540	-95.528	-4.972	2.405	
2.053	-92.669	14.421	1.416	
2.567	-82.236	24.962	0.677	
3.080	-68.136	29.088	0.161	
3.593	-53.109	28.893	-0.171	
4.107	-38.920	26.068	-0.358	
4.620	-26.575	21.894	-0.440	
5.133	-16.516	17.283	-0.448	
5.647	-8.801	12.838	-0.412	
6.160	-3.246	8.910	-0.351	
6.673	0.464	5.666	-0.280	
7.187	2.696	3.147	-0.211	
7.700	3.812	1.307	-0.149	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

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

ㄱ 말뚝의 최대우멘트 및 변위

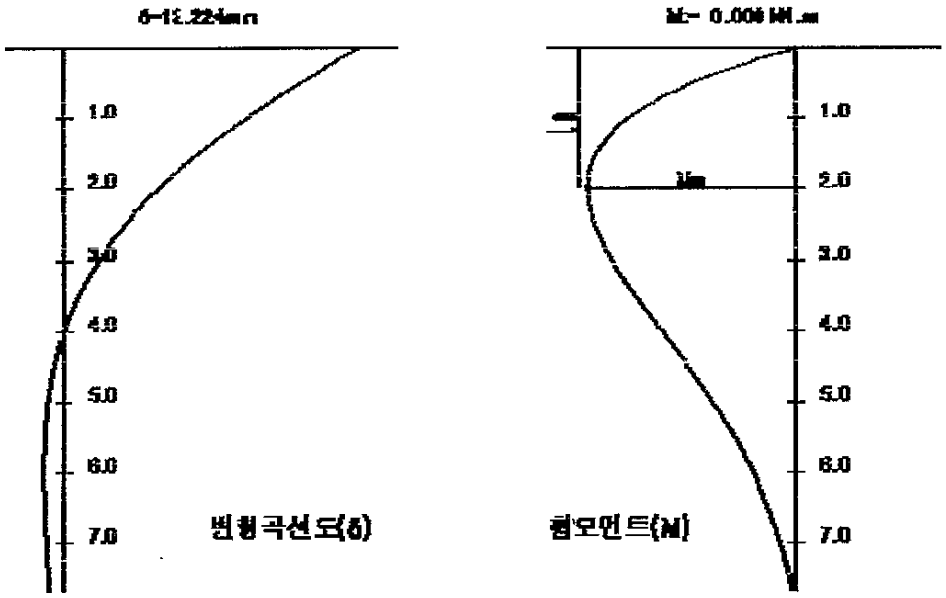
- 최대모멘트 및 깊이 : -118.482 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.224 mm

지표면에서의 변위 : 12.224 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-144.606	12.224	
0.513	-60.243	-92.052	9.785	
1.027	-96.448	-50.826	7.505	
1.540	-114.191	-19.912	5.481	
2.053	-118.423	2.055	3.765	
2.567	-113.353	16.585	2.368	
3.080	-102.410	25.180	1.278	
3.593	-88.276	29.240	0.464	
4.107	-72.954	30.001	-0.110	
4.620	-57.859	28.509	-0.485	
5.133	-43.924	25.612	-0.704	
5.647	-31.691	21.970	-0.803	
6.160	-21.410	18.074	-0.816	
6.673	-13.119	14.267	-0.770	
7.187	-6.709	10.774	-0.688	
7.700	-1.981	7.724	-0.587	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



나 COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

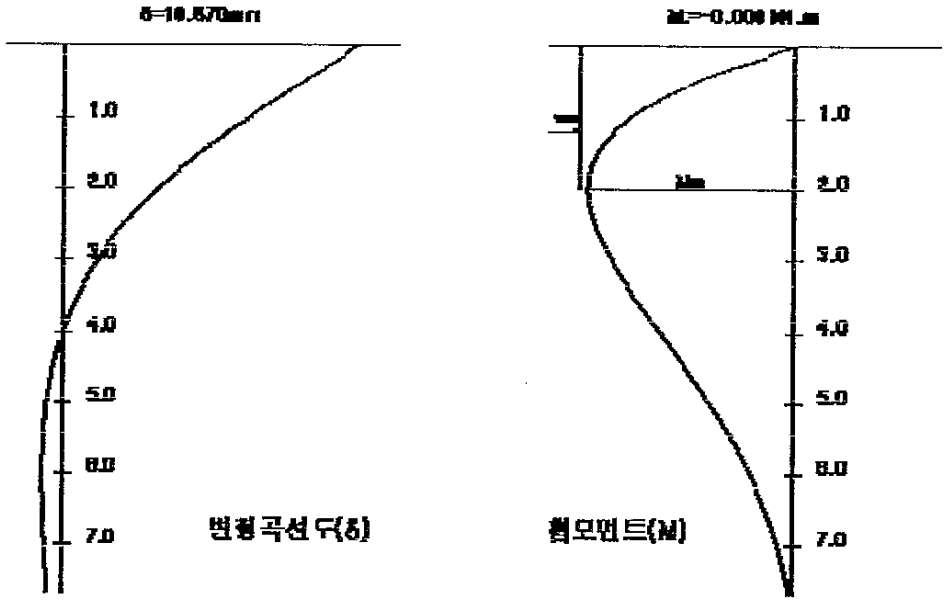
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -105.354 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.870 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.870 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-128.583	10.870	
0.513	-53.568	-81.852	8.701	
1.027	-85.762	-45.194	6.673	
1.540	-101.538	-17.706	4.874	
2.053	-105.301	1.828	3.348	
2.567	-100.793	14.748	2.106	
3.080	-91.063	22.390	1.136	
3.593	-78.495	26.000	0.413	
4.107	-64.870	26.677	-0.097	
4.620	-51.448	25.350	-0.432	
5.133	-39.057	22.774	-0.626	
5.647	-28.179	19.536	-0.714	
6.160	-19.038	16.071	-0.725	
6.673	-11.665	12.686	-0.684	
7.187	-5.965	9.581	-0.611	
7.700	-1.762	6.868	-0.522	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



다. COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

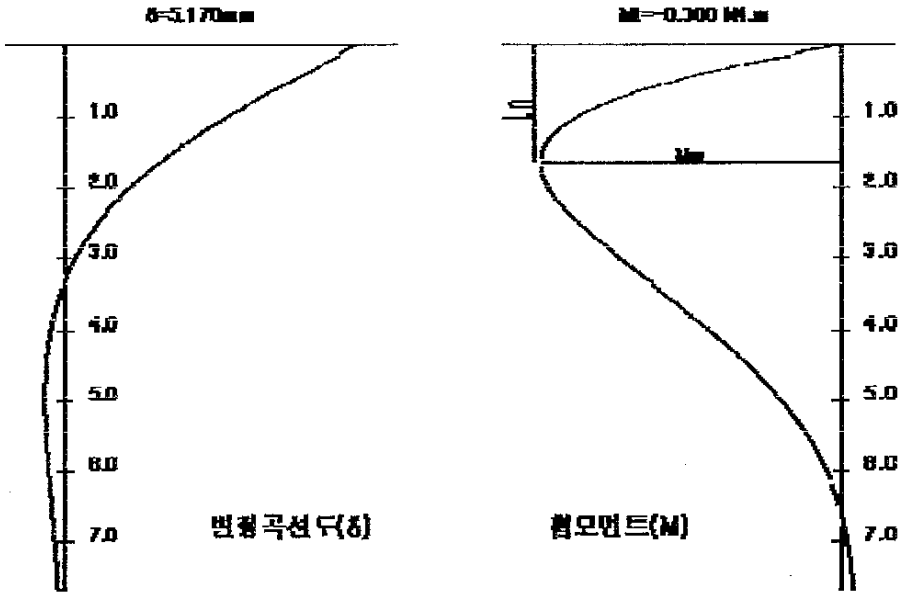
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -73.454 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.170 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.170 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-108.541	5.170	
0.513	-43.196	-61.886	3.928	
1.027	-65.638	-27.482	2.798	
1.540	-73.251	-3.813	1.844	
2.053	-71.058	11.058	1.086	
2.567	-63.058	19.141	0.519	
3.080	-52.247	22.305	0.123	
3.593	-40.724	22.155	-0.131	
4.107	-29.844	19.989	-0.275	
4.620	-20.377	16.788	-0.337	
5.133	-12.664	13.253	-0.344	
5.647	-6.749	9.844	-0.316	
6.160	-2.489	6.832	-0.269	
6.673	0.356	4.345	-0.215	
7.187	2.067	2.413	-0.162	
7.700	2.923	1.002	-0.114	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

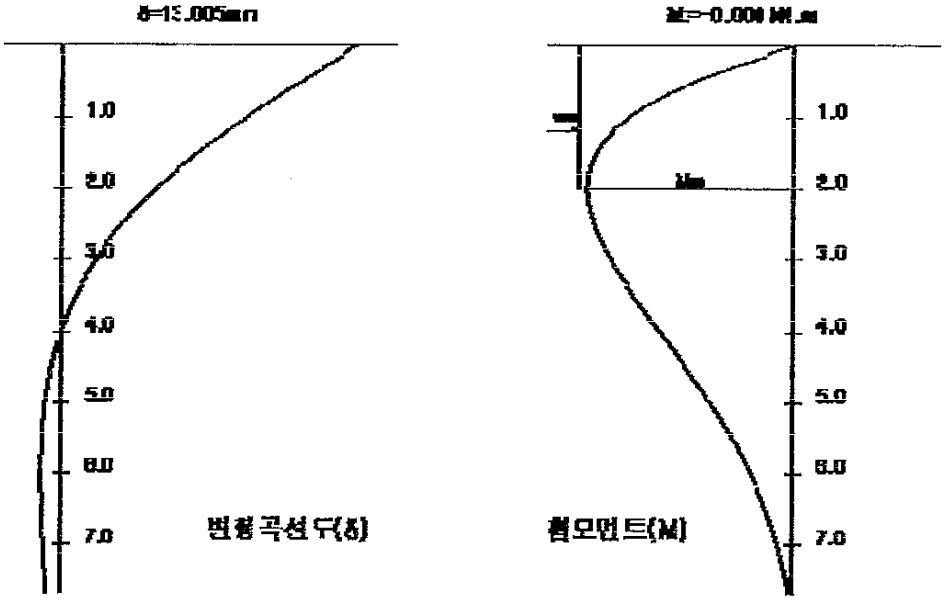
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 길이 : -126.052 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.005 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.005 mm

ㄴ. 말뚝의 길이별 모멘트 및 변위

길이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-153.845	13.005	
0.513	-64.092	-97.933	10.410	
1.027	-102.610	-54.073	7.984	
1.540	-121.486	-21.184	5.832	
2.053	-125.989	2.187	4.006	
2.567	-120.595	17.645	2.520	
3.080	-108.953	26.789	1.359	
3.593	-93.916	31.108	0.494	
4.107	-77.615	31.918	-0.117	
4.620	-61.556	30.331	-0.516	
5.133	-46.730	27.248	-0.749	
5.647	-33.715	23.374	-0.854	
6.160	-22.778	19.228	-0.868	
6.673	-13.957	15.179	-0.819	
7.187	-7.137	11.463	-0.732	
7.700	-2.108	8.218	-0.625	

ㄷ. 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

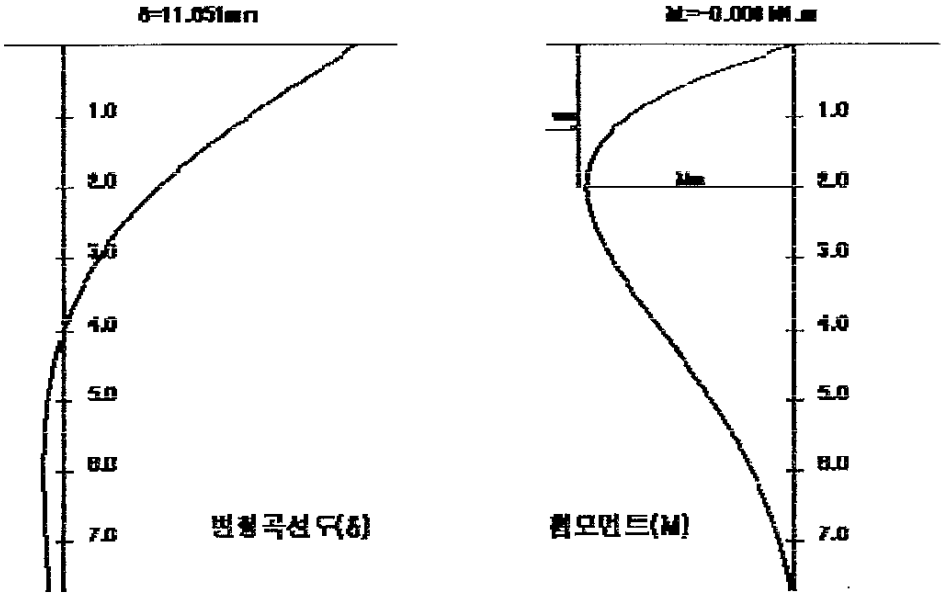
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -112.924 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.651 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.651 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-137.822	11.651	
0.513	-57.417	-87.733	9.326	
1.027	-91.923	-48.441	7.152	
1.540	-108.833	-18.978	5.224	
2.053	-112.867	1.959	3.589	
2.567	-108.035	15.807	2.257	
3.080	-97.606	23.999	1.218	
3.593	-84.135	27.868	0.443	
4.107	-69.531	28.594	-0.104	
4.620	-55.145	27.172	-0.463	
5.133	-41.863	24.410	-0.671	
5.647	-30.204	20.939	-0.765	
6.160	-20.406	17.226	-0.777	
6.673	-12.504	13.598	-0.734	
7.187	-6.394	10.269	-0.655	
7.700	-1.888	7.362	-0.559	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



ㅂ COMBO 6 : 고정하중+토압+자전하중+온도하중(2+4+6+9+12)

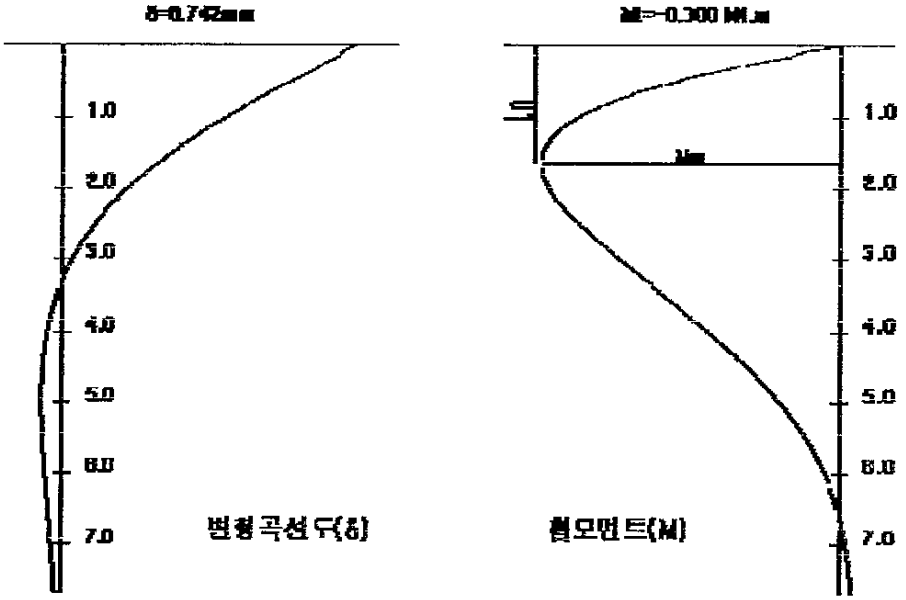
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -95.794 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.742 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.742 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-141.551	6.742	
0.513	-56.334	-80.707	5.123	
1.027	-85.600	-35.840	3.650	
1.540	-95.528	-4.972	2.405	
2.053	-92.669	14.421	1.416	
2.567	-82.236	24.962	0.677	
3.080	-68.136	29.088	0.161	
3.593	-53.109	28.893	-0.171	
4.107	-38.920	26.068	-0.358	
4.620	-26.575	21.894	-0.440	
5.133	-16.516	17.283	-0.448	
5.647	-8.801	12.838	-0.412	
6.160	-3.246	8.910	-0.351	
6.673	0.464	5.666	-0.280	
7.187	2.696	3.147	-0.211	
7.700	3.812	1.307	-0.149	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

1. 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 738.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1107.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.7913 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 6.7423 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 267.200 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Pa2 = 400.800 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	376.825	161.781	738.000	267.200	O.K
	HINGE	302.729	251.000	738.000	267.200	O.K
COMBO 2	FIX	343.586	184.611	738.000	267.200	O.K
	HINGE	276.862	264.952	738.000	267.200	O.K
COMBO 3	FIX	506.260	-11.262	1107.000	400.800	O.K
	HINGE	438.560	70.254	1107.000	400.800	O.K
COMBO 4	FIX	628.451	258.109	738.000	267.200	O.K
	HINGE	551.732	350.484	738.000	267.200	O.K
COMBO 5	FIX	537.189	243.927	738.000	267.200	O.K
	HINGE	467.297	328.083	738.000	267.200	O.K
COMBO 6	FIX	816.373	-92.234	1107.000	400.800	O.K
	HINGE	735.437	5.221	1107.000	400.800	O.K

2. 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 「도로교설계기준 해설(하부구조편) P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m 본

PILE 길이 : 7.80 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 7.70/0.508 = 15.157 < 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	376.825	100.509	78.185	140.00	O.K
	HINGE	302.729	69.696	56.885	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	343.586	90.509	70.680	140.00	O.K
	HINGE	276.862	61.973	51.076	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	506.260	91.832	81.872	210.00	O.K
	HINGE	438.560	73.454	67.653	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	628.451	104.066	96.306	140.00	O.K
	HINGE	551.732	75.518	76.052	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	537.189	94.806	85.459	140.00	O.K
	HINGE	467.297	67.796	66.470	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	816.373	109.788	111.483	210.00	O.K
	HINGE	735.437	95.794	98.763	210.00	O.K

다) 알뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

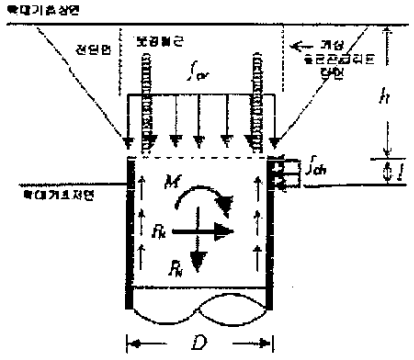
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	85.062	10.959	80.000	O.K
	HINGE	85.062	10.959	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	75.637	9.745	80.000	O.K
	HINGE	75.637	9.745	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	108.541	13.984	120.000	O.K
	HINGE	108.541	13.984	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	92.169	11.875	80.000	O.K
	HINGE	92.169	11.875	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	82.744	10.660	80.000	O.K
	HINGE	82.744	10.660	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	141.551	18.237	120.000	O.K
	HINGE	141.551	18.237	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 = 628450.7 / (π/4 x 508 ²)
= 3.101 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 816373.3 / (π/4 x 508 ²)
= 4.028 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{V\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

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 = 628450.7 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.113 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 816373.3 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.147 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 = 92169.060 / (508 x 100)
= 1.814 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 141550.790 / (508 x 100)
= 2.786 MPa ≤ fca' = 7.980 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)

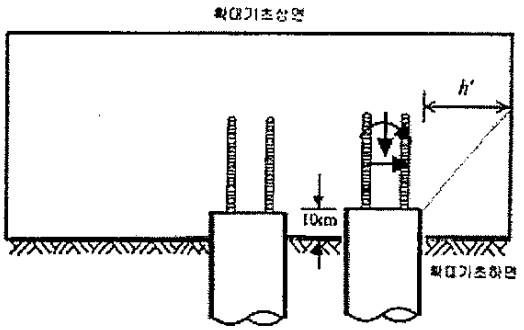
τh = 92169.060 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.155 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 141550.790 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.238 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 = 953655.270 N ∴ O.K

7. PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 겨둥에 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)

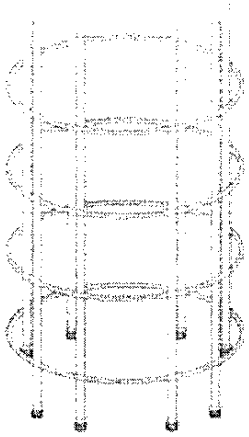
* PUNCHING 전단강도

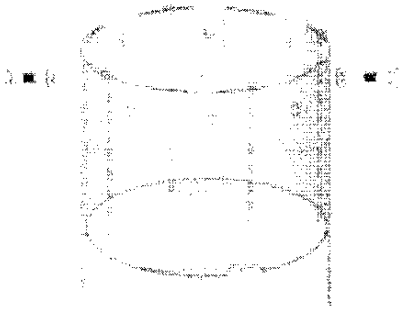
ΦVn = 0.800 x (⅓ x √24.0 x 4894.6 x 1050)

= 6713994.455 N ≥ PNmax = 953655.270 N ∴ O.K

복현 1교_A1교대	발주처 :	BBM KOREA. Co., Ltd.
	용역사 :	2014년 7월 22일

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)	=	1200.0	mm
l (말뚝 매입길이)	=	1200.0	mm
h (수직유효두께)	=	1140.6	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	= H19(SD40)	12	EA
Ast(공칭단면적)	=	286.5	mm^2
d1 (보강철근 공칭지름)	=	19.1	mm
U (보강철근 공칭둘레)	=	60.0	mm
de2(나사산의 유효직경)	=	18.326	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	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

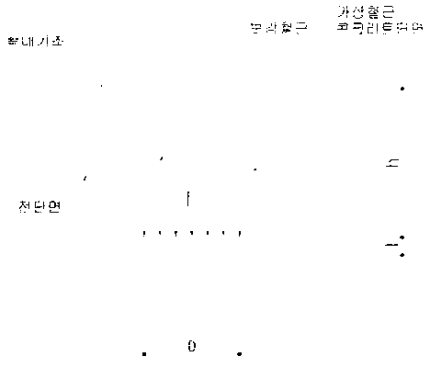
① 평상시

Pn.max (최대 압입력)	=	628.451	kN
Pn.min (최소 압입력)	=	161.781	kN
Ph.max (최대 수평력)	=	92.169	kN
M max (최대 모멘트)	=	104.066	kN*m

② 지진시

Pn.max (최대 압입력)	=	816.373	kN
Pn.min (최소 압입력)	=	-92.234	kN
Ph.max (최대 수평력)	=	141.551	kN
M max (최대 모멘트)	=	109.788	kN*m

2. 압입력에 대한 검토



1) 확대기초 콘크리트의 수직지압응력(fcv) 검토

$$fcv = \frac{Pn.max}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{628451.0}{\pi \times 508.00^2 / 4} = 3.1 \text{ MPa} < fca = 6.8 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$fcv = \frac{Pn.max}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{816373.0}{\pi \times 508.00^2 / 4} = 4.0 \text{ MPa} < fca = 9.0 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

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)	=	628.451 kN	(평상시)
Pn.max (최대 압입력)	=	816.373 kN	(지진시)

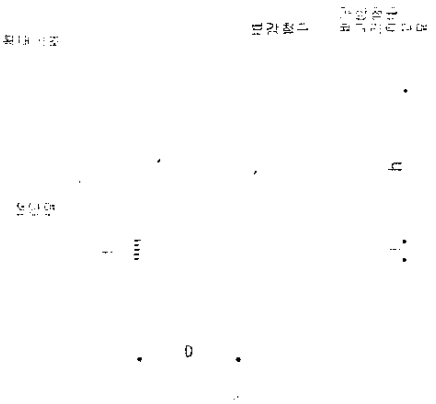
2)확대기초 콘크리트의 수직압발전단응력(Vv) 검토

$$Vv = \frac{Pn.max}{\pi(D+h)h} = \frac{628451.0}{\pi \times (508.00+1100.0) \ 1100.0} = 0.11 \text{ MPa} < vca = 1.0 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$Vv = \frac{Pn.max}{\pi(D+h)h} = \frac{816373.0}{\pi \times (508.00+1100.0) \ 1100.0} = 0.15 \text{ MPa} < vca = 1.3 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

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)	=	628.451 kN	(평상시)
Pn.max (최대 압입력)	=	816.373 kN	(지진시)

3. 수평력에 대한 검토



1) 확대기초 콘크리트의 수평지압응력(fch) 검토

$$fch = \frac{Ph.max}{D \times l} = \frac{92169.0}{508.00 \times 100.00} = 1.8 \text{ MPa} < fca = 6.8 \text{ MPa (평상시)} \quad O.K$$

$$fch = \frac{Ph.max}{D \times l} = \frac{141551.0}{508.00 \times 100.00} = 2.8 \text{ MPa} < fca = 9.0 \text{ MPa (지진시)} \quad O.K$$

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)	=	92.169	kN (평상시)
Ph.max (최대 수평력)	=	141.551	kN (지진시)

2)확대기초 콘크리트의 수평압발전단응력(Vh) 검토

$$Vh = \frac{Ph.max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{92169.0}{\#\#\#\#\#(2 \times \#\#\#\#\# 508.0 + 2 \times 396.0)} = 0.16 \text{ MPa} < vca = 1.0 \text{ MPa (평상시)} \quad O.K$$

$$Vh = \frac{Ph.max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{141551.0}{\#\#\#\#\#(2 \times \#\#\#\#\# 508 + 2 \times 396.0)} = 0.24 \text{ MPa} < vca = 1.3 \text{ MPa (지진시)} \quad O.K$$

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)	=	92.169	kN (평상시)
Ph.max (최대 수평력)	=	141.551	kN (지진시)

4. 인발력에 대한 검토

1) 부풀림 보강철근 나사산의 전단응력(Vs1) 검토

$$Vh = \frac{Pu.max}{n1.\pi.de2.lr} = \frac{0.000}{12 \times \pi \times 18.3 \times 25}$$

= 0.0 MPa < vsa1 = 80.0 MPa (평상시) O.K

$$Vh = \frac{Pu\ max}{n1.\pi.de2.lr} = \frac{92234.000}{12 \times \pi \times 18.3 \times 25}$$

= 5.3 MPa < vsa1 = 106.4 MPa (지진시) O.K

사용철근	=	H19(SD40) - 12 EA	
n1 (부풀림보강철근 사용개수)	=	12	EA
de2 (부풀림보강철근 나사산 유효직경)	=	18.326	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)	=	92.234	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

$$Vs2 = \frac{Pu.max}{n2(\pi.de3^2/4)} = \frac{92234.000}{12 \left(\pi \times 17.78^2 / 4 \right)}$$

= 31.0 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)	=	92.234	kN (지진시)

② 지압응력(Vb2) 검토

$$Vb2 = \frac{Pu.max}{n2(de3\ t)} = \frac{0.000}{12\ (\ 17.78\ \times\ 9\ )}$$

$= 0.0$ MPa $<$ vb2 = 240.0 MPa (평상시) O.K

$$Vb2 = \frac{Pu.max}{n2(de3\ t)} = \frac{92234.000}{12\ (\ 17.78\ \times\ 9\ )}$$

$= 48.0$ 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)	=	92.234	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

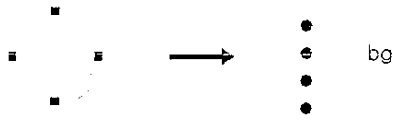
$$bn = bg - (n \times d) + \sum \frac{si}{4 \times gi}$$

$$= \begin{cases} 1577 - (\ 12 \times 23\ ) & = 1301 \\ 1577 - (\ 23 \times 23\ ) + \dfrac{70^2}{4 \times 65.7} \times 22 & = 1458.2 \end{cases}$$ 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 = 92.234 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)

$$fs3 = \frac{Pu.max \times lm \times y}{2 \times I \times n3} = \frac{92234 \times 18.0 \times 25.0}{2 \times 60000 \times 12} = 28.8 \ MPa$$

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) = 92.234 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)

$$Vv3 = \frac{Pu.max}{n3 * A} = \frac{92234.000}{12 \times 1120.0}$$

= 6.9 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) = 92.234 kN (지진시)

3) 합성응력의 검산

$$\left(\frac{fs3}{fsa3}\right)^2 + \left(\frac{Vv3}{vva3}\right)^2 \leq 1.2$$

$$\left(\frac{0.0}{140.0}\right)^2 + \left(\frac{0.0}{80.0}\right)^2 = 0 \leq 1.2 \quad \text{(평상시)}$$

$$\left(\frac{28.8}{186.2}\right)^2 + \left(\frac{6.9}{106.4}\right)^2 = 0.02812 \leq 1.2 \quad \text{(지진시)}$$

4) 인발력에 따른 최소순단면 인장응력(Vt3) 검토

$$Vt3 = \frac{Pu.max}{n3 * Al} = \frac{0.000}{12 \times 480.0}$$

= 0.0 MPa vta3 = 140.0 MPa (평상시)

$$Vt3 = \frac{Pu.max}{n3 * Al} = \frac{92234.000}{12 \times 480.0}$$

= 16.0 MPa vta3 = 186.2 MPa (지진시)

n3 (제품 사용개수)	=	12	EA
Al (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)	=	92.234	kN (지진시)

6. 보강철근의 소요정착장(L0) 검토 : 수직형

$$L0 = Max\left[\frac{fsa1 \times Ast}{voa \times U} \cdot 35*d1+(D/2)\right] = Max\left[\frac{180.0 \times 286.5}{1.7 \times 60.0} \cdot 35 \times 19 + 254\right]$$

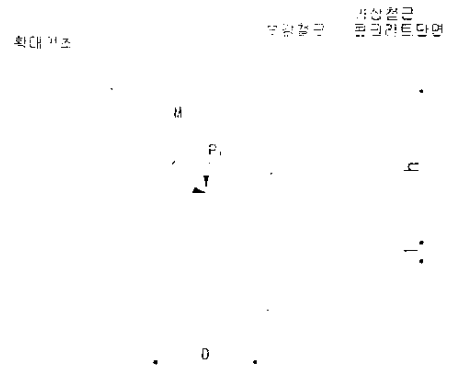
$$= Max\left[505.6 \cdot 922.5\right] = 922.5 \text{ mm}$$

사용철근	H19(SD40)	- 12	EA
d1 (보강철근의 공칭지름)	19.1	mm	
U (보강철근의 공칭둘레)	60.0	mm	
Ast (보강철근의 공칭단면적)	286.5	mm^2	
fsa1(보강철근의 허용 인장응력)	180.0	MPa	
voa (기초 콘크리트의 허용 부착응력)	1.7	MPa	

따라서, 부풀림 보강철근의 정착장은 922.5 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) 이른식

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.

$$S = C\star \frac{rs/r + \cos\alpha}{1 - \cos\alpha}$$

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 나선 연결재 끝단까지 거리) = 25.00 mm
rs(가상단면중심에서 보강철근중심까지 거리) = r - (re + 100.0) = 229.00 mm
np = 15 x 0.00873 = 0.131
As(보강철근량) = H19(SD40) x 12 EA = 286.5 x 12 = 3438.0 mm^2
p (가상단면 철근비) = As / (π x r^2) = 3438 / (π x 354.00^2) = 0.00873
e/r = 165.591 / 354.00 = 0.468 (평상시)
e/r = 134.483 / 354.00 = 0.380 (지진시)
e(편심량) = M max / Pn,max = 10406600.0 / 628451.0 = 165.591 mm (평상시)
e(편심량) = M max / Pn,max = 10978800.0 / 816373.0 = 134.483 mm (지진시)

앞의 이론식으로 부터
C = 0.627 , S = 0.147 (평상시: rs/r = 0.647 , np = 0.131 , e/r = 0.468)
C = 0.548 , S = 0.037 (지진시: rs/r = 0.647 , np = 0.131 , e/r = 0.380)
fc = (M'/r^3) x C = (32653765.4 / 354.000^3) x 0.627 x 10
= 4.6 MPa < fca = 10.8 MPa (평상시) O.K
fc = (M'/r^3) x C = (39878404.2 / 354.000^3) x 0.548 x 10
= 4.9 MPa < fca = 14.4 MPa (지진시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (32653765.4 / 354.000^3) x 0.147 x 15
= 1.6 MPa < fsa = 180.0 MPa (평상시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (39878404.2 / 354.000^3) x 0.037 x 15
= 0.5 MPa < fsa = 239.4 MPa (지진시) O.K
M' = Mmax + Pn,max x r = 104.066 + 628 x ##### = 326.538 kN-m (평상시)
M' = Mmax + Pn,max x r = 109.788 + 816.373 x ##### = 398.784 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 0.00873 = 0.131
As(보강철근량) = H19(SD40) x 12 EA = 286.5 x 12 = 3438 mm^2
p (가상단면 철근비) = As / (π x r^2) = 3438 / (π x 354.00^2) = 0.00873
e/r= 643.252 / 354.00 = 1.817 (평상시)
e/r= -1190.320 / 354.00 = -3.362 (지진시)
e(편심량) = M max / Pn.min = 10406600.0 / 161781.0 = 643.252 mm (평상시)
e(편심량) = M max / Pn.min = 10978800.0 / -92234.0 = -1190.32 mm (지진시)

앞의 이론식으로 부터
C = 1.243 , S = 1.347 (평상시: rs/r = 0.647 , np = 0.131 , e/r = 1.817)
C = 3.762 , S = 8.088 (지진시: rs/r = 0.647 , np = 0.131 , e/r = -3.362)
fc = (M'/r^3) x C = (16133647.4 / 354.000^3) x 1.243 x 10
= 4.5 Mpa < fca = 10.8 MPa (평상시) O.K
fc = (M'/r^3) x C = (7713716.4 / 354.000^3) x 3.762 x 10
= 6.5 MPa < fca = 14.4 MPa (지진시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (16133647.4 / 354.000^3) x 1.347 x 15 x 10
= 73.5 MPa < fsa = 180.0 MPa (평상시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (7713716.4 / 354.000^3) x 8.09 x 15 x 10
= 211.0 MPa < fsa = 239.4 MPa (지진시) O.K
M' = Mmax + Pn.min x r = 104.066 + 161.8 x ##### = 161.336 kN-m (평상시)
M' = Mmax + Pn.min x r = 109.788 + -92.2 x ##### = 77.137 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	825.246	O.K
	허용인발력(kN/EA)	188.8	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	122.42	O.K
	전단응력(MPa)	80	15.404	O.K
	수평변위(mm)	15	10.107	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2379	1089.321	O.K
	허용인발력(kN/EA)	283.2	-101.484	O.K
	휨응력(MPa)	210	137.263	O.K
	전단응력(MPa)	120	24.665	O.K
	수평변위(mm)	15	9.119	O.K

■ 단면 휨 설계

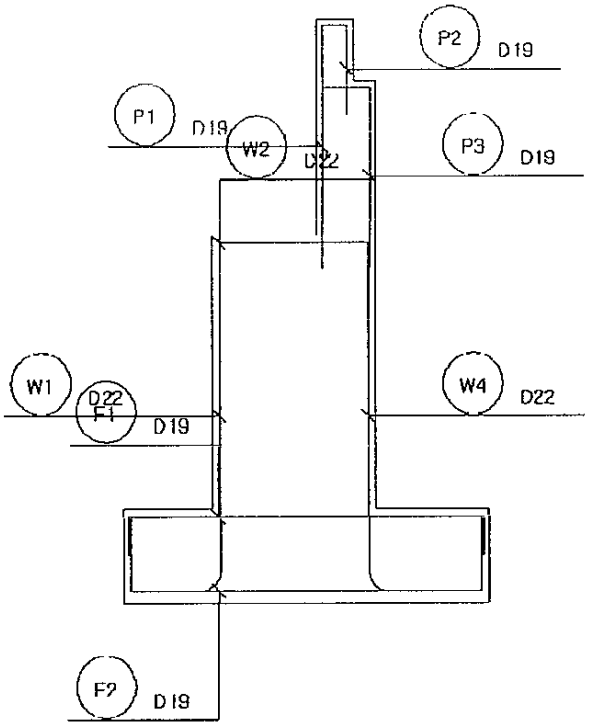
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1376.98	2292	365.131	603.833	1.654	O.K
후면저판		1200	100	846.137	2292	235.999	633.056	2.682	O.K
벽체 : H=6.843		2200	100	1668.02	3096.8	888.006	1640.355	1.847	O.K
흉벽		800	80	833.723	2292	151.768	410.961	2.708	O.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	681.299	2292	92.945	305.759	3.29	O.K
	A(T=620 mm)	620	80	1732.42	3096.8	232.927	408.448	1.754	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	728.584	2292	99.331	305.759	3.078	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	943.473	2292	128.247	305.759	2.384	O.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	1031.68	2292	140.066	305.759	2.183	O.K
	A(T=620 mm)	620	80	2120.52	3096.8	283.564	408.448	1.44	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	1001.32	3096.8	136.002	408.448	3.003	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	2023.48	3096.8	270.956	408.448	1.507	O.K

■ 사용성 검토

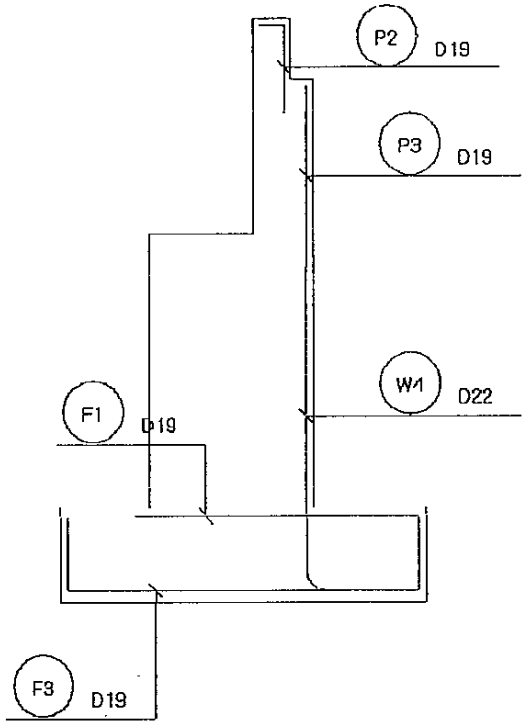
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		103.678	150	125	408.315	O.K
후면저판		48.721	150	125	1293.088	O.K
벽체 : H=6.843		56.214	150	125	1120.713	O.K
흉벽		57.756	150	125	1090.79	O.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	47.599	150	125	1323.559	O.K
	A(T=620 mm)	89.254	150	125	705.853	O.K
	B(T=620 mm)	50.869	150	125	1238.466	O.K
	C(T=620 mm)	65.678	150	125	959.224	O.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	71.731	150	125	878.282	O.K
	A(T=620 mm)	108.657	150	125	552.256	O.K
	B(T=620 mm)	52.114	150	125	1208.892	O.K
	C(T=620 mm)	103.826	150	125	585.98	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

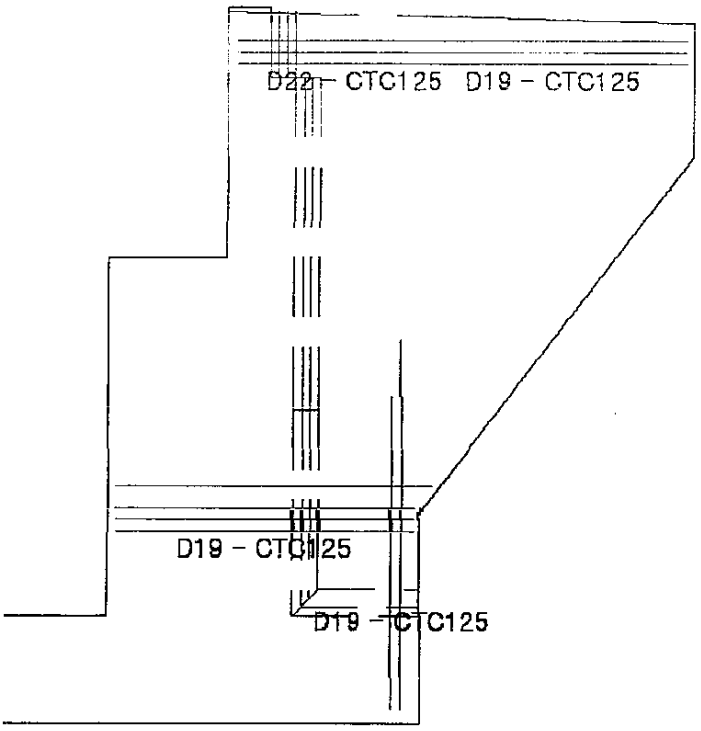


- ② Cycle (CTC = 250)

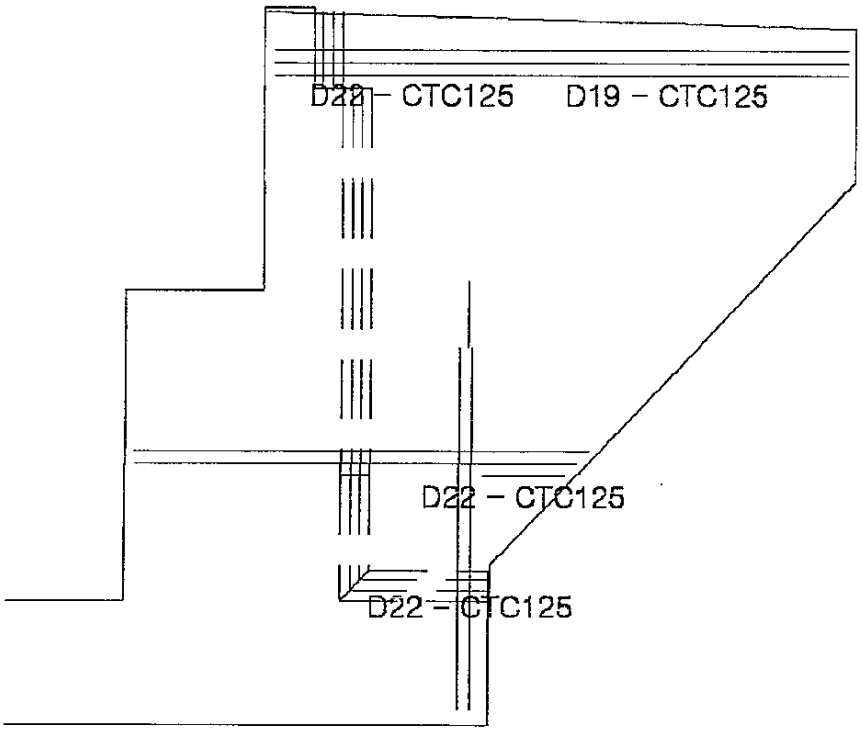


▣ 주철근 조립도

- 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 = 24.650 M
(5) 교 대 총높이 : H = 8.043 M
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 91.624 °

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 : q1 = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 306.802 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 117.506 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]

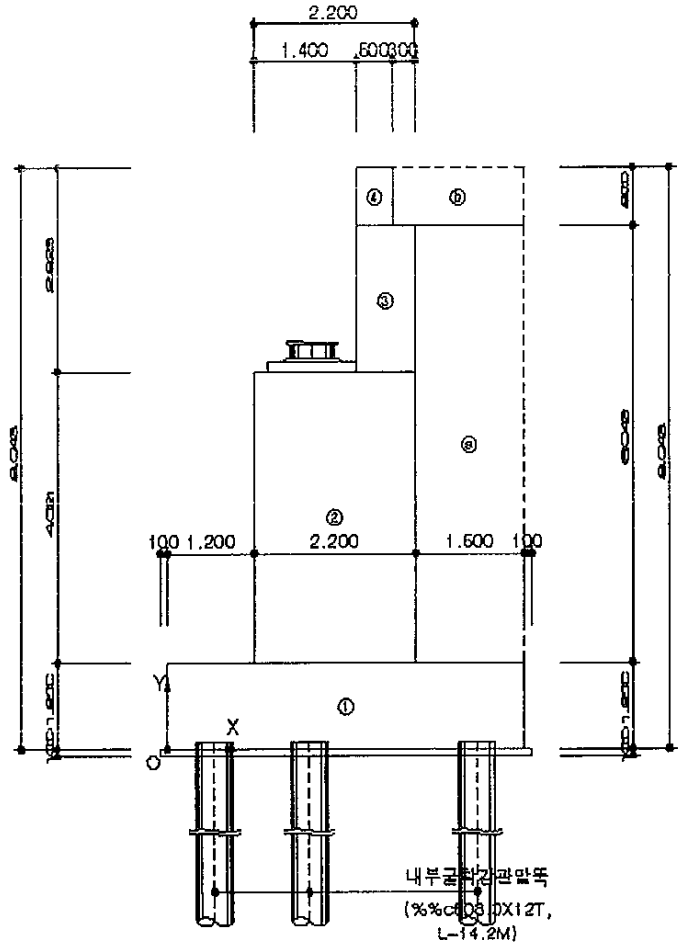
5) 설 계 방 법

(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) 두루설계 편람 : 교루해양부 (2000)
(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5
고정하중	882.481	837.456	807.134	809.221	818.970
활하중	61.555	160.966	268.039	357.816	408.505
구 분	6	7	8	9	계
고정하중	801.283	790.203	827.407	988.493	7562.648
활하중	431.532	434.919	413.100	360.087	2896.519

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5
교축방향	200.940	200.820	200.570	200.320	200.090
직각방향	151.410	151.560	151.640	151.660	151.650
구 분	6	7	8	9	계
교축방향	199.910	199.780	199.700	199.750	1801.880
직각방향	151.640	151.600	151.510	151.380	1364.050

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	4.900 × 1.200	= 5.880	25.000	147.000	11.319
	②	2.200 × 4.021	= 8.845	25.000	221.134	17.027
	③	0.800 × 2.023	= 1.618	25.000	40.458	3.115
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 16.744		418.591	32.232
뒷채움재	ⓐ	1.500 × 6.043	= 9.065	20.000	181.305	13.960
	ⓑ	1.800 × 0.800	= 1.440	20.000	28.800	2.218
	소계		= 10.505		210.105	16.178
총 계					628.696	48.410

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	2.450	0.600	360.150	6.791
	②	2.300	3.210	508.607	54.663
	③	3.000	6.232	121.373	19.414
	④	2.850	7.643	28.500	5.885
	소 계			1018.630	86.754
뒷채움재	ⓐ	4.150	4.222	752.415	58.938
	ⓑ	4.000	7.643	115.200	16.950
	소 계			867.615	75.888
총 계				1886.245	162.642

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1018.630 / 418.591 = 2.433 m
  Y = 86.754 / 32.232 = 2.692 m
- 뒷채움재 : X = 867.615 / 210.105 = 4.129 m
  Y = 75.888 / 16.178 = 4.691 m

2) 배면토에 의한 토압

ㄱ 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)

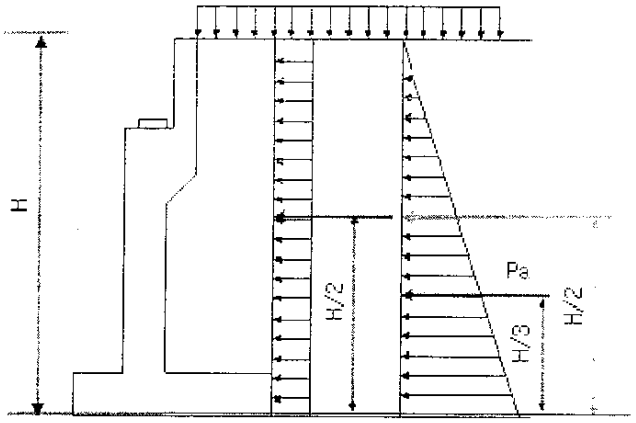
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 8.043 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)
= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 8.043^2 x cos(0.000)
= 175.331 kN
y = H / 3 = 2.681 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 8.043 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 8.043^2 x cos(0.000)
= 203.151 kN
y = H / 2 = 4.022 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.843 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ+β)
= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 6.843^2 x cos(11.667 + 0.000)
= 115.123 kN
y = H / 3 = 2.281 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.843 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ+β)
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.843^2 x cos(0.000 + 0.000)
= 147.057 kN
y = H / 2 = 3.422 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 7562.648 ÷ (24.640 / sin91.624) = 306.802 kN/m

- 활하중반력

Rl = 2896.519 ÷ (24.640 / sin91.624) = 117.506 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

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

$= 0.000010 \times 25.0 \times 30.1$

$= 0.007525$ m

교량받침의 개수 : N = 9 EA

교대의 폭원 : B = 24.650 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2396.500 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

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

$= 2396.500 \times 0.007525 \times 9 / 24.650$

$= 6.584$ 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	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5
δ(m)	0.09234	0.09222	0.09204	0.09187	0.09175	0.09166	0.09163	0.09163	0.09165

$Fm = 55.337 \times \cos 91.6 + 73.099 \times \sin 91.6$

$= 74.638$ kN/m

H1 = 1364.050 ÷ (24.640 / sin91.6) = 55.337 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 1801.880 ÷ (24.640 / sin91.6) = 73.099 kN/m : 교축방향 수평력

[도로교설계기준 해설] (하부구조편) 5.4.3.4 (2)의 내용을 치환하여 적용

$R \times Kh \times \sin\theta \rightarrow H2$ (교축방향 수평력)

$R \times Kh \times \cos\theta \rightarrow H1$ (직각방향 수평력)

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$P1 = 10.000 \times 1.800 = 18.000$ kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 8.043 m)

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

$= 0.271 \times 10.000 \times 8.043 \times \cos 0.000$

$= 21.798$ kN

$y = H / 2 = 4.022$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 6.843 m)

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

$= 0.251 \times 10.000 \times 6.843 \times \cos 11.667$

$= 16.822$ kN

$y = H / 2 = 3.422$ 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)	418.591	-	2.433	2.692	1018.630	-
2. 교대구체(지진시)	418.591	32.232	2.433	2.692	1018.630	86.755
3. 뒷채움재(평상시)	210.105	-	4.129	4.691	867.616	-
4. 뒷채움재(지진시)	210.105	16.178	4.129	4.691	867.616	75.887
5. 배면토압(평상시)	-	175.331	-	2.681	-	470.091
6. 배면토압(지진시)	-	203.151	-	4.022	-	817.022
7. 뒷채움 상재하중	18.000	21.798	4.000	4.022	72.000	87.666
8. 상부 고정하중반력	306.802	-	1.998	-	612.990	-
9. 상부 활하중반력	117.506	-	1.998	-	234.777	-
10. 교량받침마찰력	-	6.584	-	5.621	-	37.006
11. 상부관성력	-	74.638	-	5.621	-	419.511

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)	646.696	197.129	1958.246	557.757
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	628.696	175.331	1886.246	470.091
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	628.696	251.561	1886.246	979.664
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1071.004	203.713	2806.013	594.763
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	935.498	181.915	2499.236	507.097
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	935.498	326.199	2499.236	1399.175

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(= 2.283) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	14.000	9.100	-
2 열	1.950	14.000	27.300	-
3 열	4.250	14.000	59.500	-
계	-	42.000	95.900	2.283

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	15941.056	4859.230	0.118	1881.045
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	15497.356	-4321.909	0.031	480.418
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	15497.356	6200.979	0.841	13033.277
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	26400.249	5021.525	0.219	5781.654
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	23060.026	4484.205	0.154	3551.244
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	23060.026	8040.805	1.107	25527.448

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

각 작용력은 교대의 전폭 24.650 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)
= 201650.639 x 42 / (24.650 x 4.900) = 70119.306 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 24.650 m)
B : 확대기초의 폭 (= 4.900 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 42 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

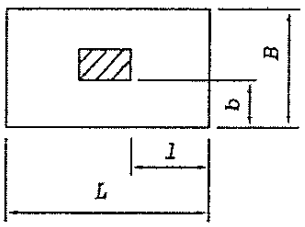
$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 70119.306) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.259$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 1.500) = 1.500

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.450, 뒷굽기준으로 검토

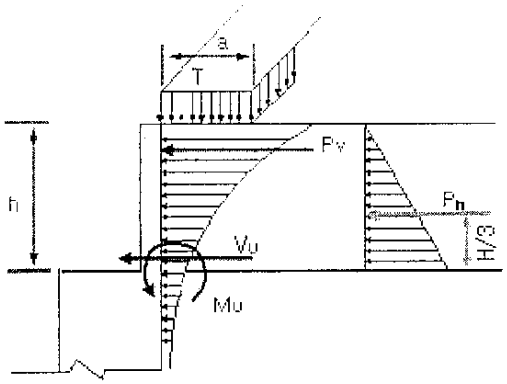


$\beta\lambda = 0.259 \times 1.500 = 0.389 \leq 1.0$, ∴ O.K

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 (2.823 - 0.36) = 70.844 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 2.823^2 x cos11.667 = 19.588 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.823 x 19.588 = 18.432 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 19.588 = 82.200 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 70.844 + 1.70 x 18.432 = 151.768 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.023 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.115 kN

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

Pw = 3.115 + 0.770 = 3.885 kN

Mw = 3.115 x 2.023/2 + 0.770 x (2.023 + 0.800/2) = 5.016 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 2.823^2 x cos0.000 = 25.022 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 2.823 x 25.022 = 35.316 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.885 + 1.00 x 25.022 = 28.907 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 5.016 + 1.00 x 35.316 = 40.333 kN.m

3. 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	82.200	151.768	
지진시	28.907	40.333	
설계단면력	82.200	151.768	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.843 m 「하중계산 참조」

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	20.913	2.624	-	1.000	20.913	54.869
2. 배면토압(평상시)	115.123	2.281	1.700	-	195.709	446.445
3. 배면토압(지진시)	147.057	3.422	-	1.000	147.057	503.192
4. 뒷채움 상재하중	16.822	3.422	1.700	-	28.597	97.853
5. 교량받침마찰력	6.584	4.421	1.300	-	8.559	37.837
6. 상부관성력	74.638	4.421	-	1.000	74.638	329.946

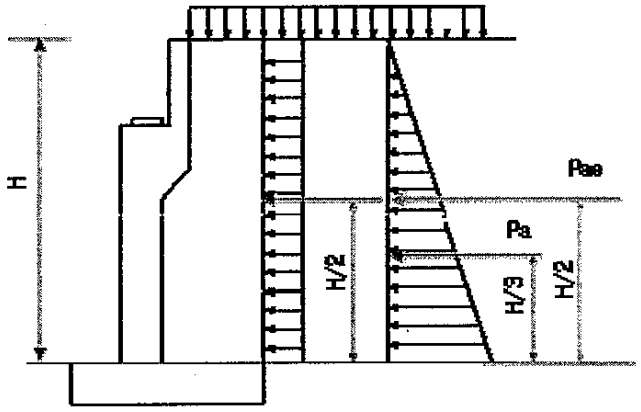
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 20.913 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 54.869 kN.m

y = Mo / Ho = 54.869 / 20.913 = 2.624



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 6.843 m)	232.865	582.135	
지진시(H = 6.843 m)	242.608	888.007	
설계단면력	242.608	888.006	

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)	418.591	-	2.433	2.692	1018.630	-
2. 교대구체(지진시)	418.591	32.232	2.433	2.692	1018.630	86.755
3. 뒷채움재(평상시)	210.105	-	4.129	4.691	867.616	-
4. 뒷채움재(지진시)	210.105	16.178	4.129	4.691	867.616	75.887
5. 배면토압(평상시)	-	175.331	-	2.681	-	470.091
6. 배면토압(지진시)	-	203.151	-	4.022	-	817.022
7. 토압의 연직분력	25.665	-	4.400	-	112.926	-
8. 뒷채움 상재하중	18.000	21.798	4.000	4.022	72.000	87.666
9. 상부 고정하중반력	306.802	-	1.998	-	612.990	-
10. 상부 활하중반력	117.506	-	1.998	-	234.777	-
11. 교량받침마찰력	-	6.584	-	5.621	-	37.006
12. 상부관성력	-	74.638	-	5.621	-	419.511

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+	899.635	335.119	2798.994	948.187
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	860.935	298.063	2644.064	799.155
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	628.696	251.561	1686.246	979.664
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1551.116	343.679	4100.552	996.295
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1259.778	306.622	3440.981	847.263
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	935.498	326.199	2499.236	1399.175

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(=2.283) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

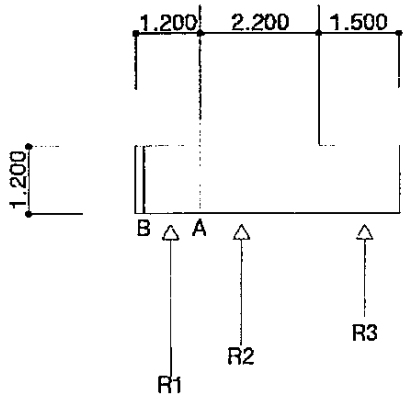
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	22176.010	8260.691	0.226	5011.778
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	21222.055	7347.246	0.140	2971.088
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	15497.356	6200.979	0.841	13033.277
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	38235.004	9471.675	0.282	10782.271
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	31053.525	7558.230	0.224	6955.990
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	23060.026	8040.805	1.107	25527.448

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시). COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(24.650 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면지판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 14본 / 24.650 (kN/m)
R2 = Ru2 x 14본 / 24.650 (kN/m)
R3 = Ru3 x 14본 / 24.650 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	778.780	579.180	422.080
COMB 2	704.300	545.900	442.490
COMB 3	679.810	432.420	93.530
COMB 4	1258.780	981.460	682.480
COMB 5	1007.150	794.020	592.360
COMB 6	1089.320	659.310	9.530

- 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	243.271	5.850	215.191
COMB 2	0.000	220.005	5.850	191.925
COMB 3	0.000	212.355	4.500	190.755
COMB 4	0.000	393.211	5.850	365.131
COMB 5	0.000	314.608	5.850	286.528
COMB 6	0.000	340.276	4.500	318.676

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

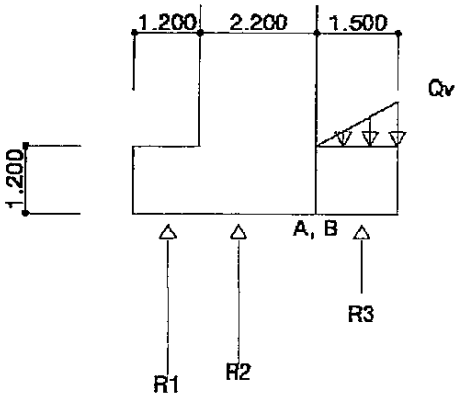
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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 14본 / 24.650 (kN/m)

R2 = Ru2 x 14본 / 24.650 (kN/m)

R3 = Ru3 x 14본 / 24.650 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	615.970	545.950	226.050
COMB 2	557.440	515.930	265.660
COMB 3	597.750	415.670	-5.280
COMB 4	1099.610	948.980	490.830
COMB 5	861.470	764.290	416.940
COMB 6	997.120	640.490	-101.480

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 1.500 x 25.000 = 45.000 kN

Ma = 1.200 x 1.500 x 25.000 x 1.500 / 2 = 33.750 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 210.105 kN [작용하중 집계표 참조] = 210.105 kN

Ma = 210.105 x (4.129 - 3.400) = 153.259 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.500 = 15.000 kN

Ma = 10.000 x 1.500 x 1.500 / 2 = 11.250 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 6.843^2 x sin11.667

= 25.665 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 25.665 / 1.500

= 34.220 kN

Vb = 34.220 x 1.500 / 2 = 25.665 kN

Ma = 34.220 x 1.500 x 1.500 / 3 = 25.665 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x 0.850

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	128.386	109.128	279.131	201.801
COMB 2	150.883	128.250	224.384	158.492
COMB 3	-2.999	-2.549	258.104	189.558
COMB 4	278.769	236.953	128.748	73.976
COMB 5	236.803	201.282	138.464	85.460
COMB 6	-57.636	-48.991	312.741	235.999

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	365.13	5.85

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1376.978 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.665]

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 = 1376.978 mm²

ρmin = Max(1376.978, 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 (= 365.131 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.654]

* 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 mm² 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986 000 mm²

필요철근량 0 0015 x 1200.0 x 1000 0 = 1800 000 mm² < 1986 000 mm² ∴ O.K

* 노출면 300㎜ 이상 「도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254」

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 662.0 mm² ∴ 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	236.00	312.74

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.08022

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 846.137 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.709]

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 = 846.137 mm²

ρmin = Max(846.137, 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 (= 235.999 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.682]

* 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 (= 312.741 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 × 1200.0 × 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=6.843

* 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	2200.00	2100.00	100.00	888.01	242.61

* 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 (2100.00 - 53.578) / 53.578 = 0.11459

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1668.017 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.857]

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 = 0.00147

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 (2100.00 - a/2) = 1640.355 kN.m

≥ Mu (= 888.006 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.847]

* 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 (= 242.608 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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	151.77	82.20

* 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

식 ②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 833.723 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.749]

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 (= 151.768 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.708]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 470.302 kN

≥ Vu (= 82.200 kN) . 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 도로교설계기준 4.3.9)

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300

D16 - CTC 300 = 1324.000 mm^2

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 mm^2 < 1324.000 mm^2 ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 (도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254)

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 mm^2

필요철근량 : 300.000 mm^2 < 662.0 mm^2 ∴ 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 (2.823 - 0.36) = 70.844 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.823^2 x cos11.667 = 19.588 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.823 x 19.588 = 18.432 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 19.588 = 48.353 kN

Ms = 70.844 + 18.432 = 89.275 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.843 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	20.913	2.624	-	1.000	20.913	54.869
2. 배면토압(평상시)	115.123	2.281	1.000	-	115.123	262.614
3. 배면토압(지진시)	147.057	3.422	-	1.000	147.057	503.192
4. 뒷채움 상재하중	16.822	3.422	1.000	-	16.822	57.561
5. 교량받침마찰력	6.584	4.421	1.000	-	6.584	29.105
6. 상부관성력	74.638	4.421		1.000	74.638	329.946

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 20.913 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 54.869 kN.m

y = Mo / Ho = 54.869 / 20.913 = 2.624

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	138.529	349.280	

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+	672.361	197.129	2071.171	557.757
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	654.361	175.331	1999.171	470.091
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	628.698	251.561	1886.245	979.664
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1096.669	203.713	2918.939	594.763
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	961.163	181.915	2612.162	507.097
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	935.498	326.199	2499.236	1399.176

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.

i. 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.283) - $\sum M / \sum V$: 말뚝도심의 계산은 4. 안정검토」 참조

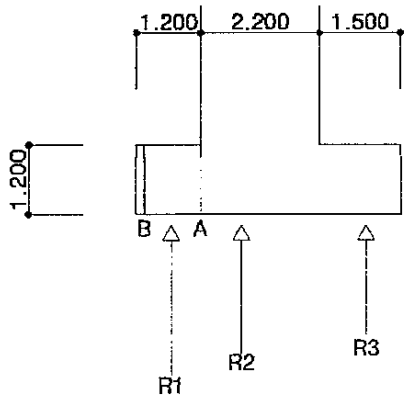
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	16573.699	4859.230	0.032	530.358
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	16129.999	4321.909	-0.053	-854.890
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	15497.356	6200.979	0.841	13033.277
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	27032.891	5021.525	0.164	4433.394
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	23692.668	4484.205	0.093	2203.418
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	23060.026	8040.805	1.107	25527.448

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(24.650 m)를 고려한 결과값임.

2. 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 14본 / 24.650 (kN/m)
R2 = Ru2 x 14본 / 24.650 (kN/m)
R3 = Ru3 x 14본 / 24.650 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	509.810	406.130	339.790
COMB 2	465.560	388.690	358.830
COMB 3	679.810	432.420	93.530
COMB 4	825.250	668.710	506.380
COMB 5	698.610	579.570	473.990
COMB 6	1089.320	659.310	9.530

- 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

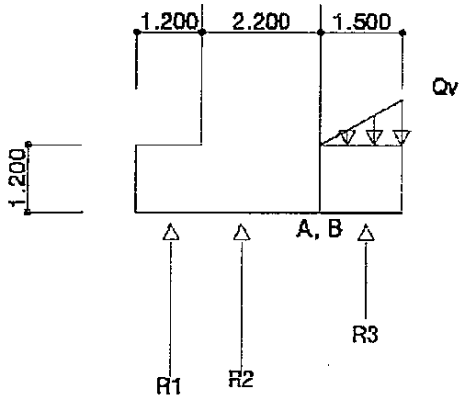
Ma = R1 x 0.550

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	159.252	4.500	137.652
COMB 2	0.000	145.429	4.500	123.829
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	257.787	4.500	236.187
COMB 5	0.000	218.228	4.500	196.628
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 14본 / 24.650 (kN/m)

R2 = Ru2 x 14본 / 24.650 (kN/m)

R3 = Ru3 x 14본 / 24.650 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	412.570	386.290	222.700
COMB 2	377.420	370.710	252.700
COMB 3	597.750	415.670	-5.280
COMB 4	730.060	649.290	391.770
COMB 5	611.380	561.770	368.960
COMB 6	997.120	640.490	-101.480

- 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 0.850

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	126.483	107.511	169.287	116.413
COMB 2	143.522	121.994	137.248	90.680
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	222.507	189.131	73.263	34.793
COMB 5	209.552	178.119	71.218	34.554
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)] = 236.187 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]

= 103.678 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 / 103.68) - 2.5 x 140.50 = 408.31 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.68) = 607.65 mm

Sa는 작은 값인 408.31 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 408.31 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 116.413 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]

= 48.721 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 / 48.72) - 2.5 x 90.50 = 1390.11 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 48.72) = 1293.09 mm

Sa는 작은 값인 1293.09 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1293.09 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=6.843

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 349.280 x 1000000 / [3096.800 x (2100.000 - 280.838/3)]

= 56.214 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2100.0/(7x3096.800)]

= 280.838 mm

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

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 56.21) - 2.5 x 89.00 = 1178.39 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 56.21) = 1120.71 ㎜

Sa는 작은 값인 1120.71 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1120.71 ㎜) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 89.275 x 1000000 / [2292.000 x (720.000 - 136.798/3)]

= 57.756 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 / 57.76) - 2.5 x 70.50 = 1187.24 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 57.76) = 1090.79 ㎜

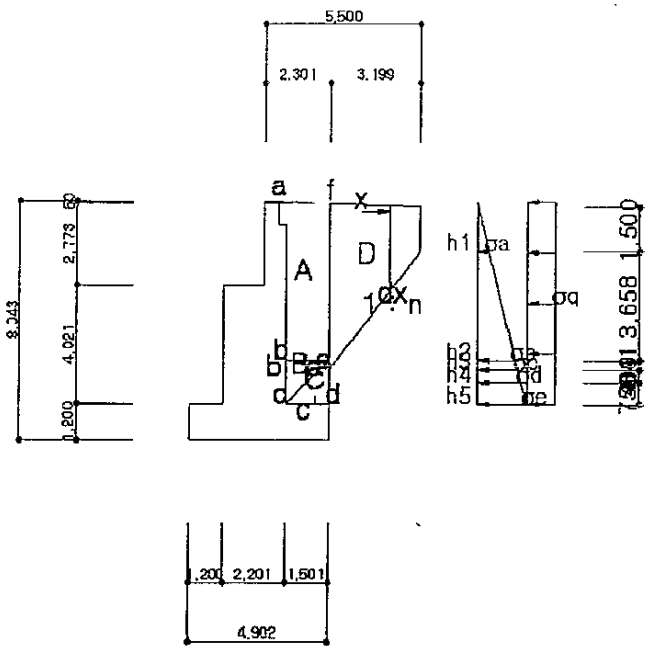
Sa는 작은 값인 1090.79 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1090.79 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

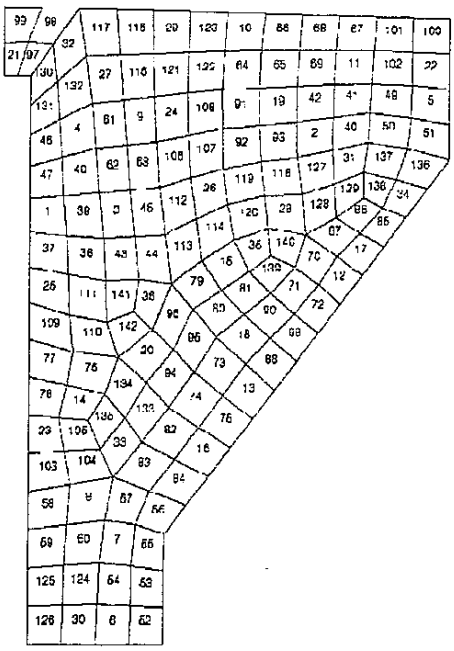


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	92.945	232.927	99.331	128.247
전단력(kN)	77.100	144.154	115.432	112.858

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	54.673	137.016	58.430	75.440
전단력(kN)	45.353	84.797	67.901	66.387

(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	92.95	77.10

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 681.299 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.364]

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 (= 92.945 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.290]

* 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 (= 77.100 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	232.93	144.15

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1732.418\ mm^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.788]

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 (= 232.927 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 (= 144.154 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	99.33	115.43

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 728.584 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.146]

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 (= 99.331 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.078]

* 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 (= 115.432 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	128.25	112.86

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 943.473 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.429]

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 (= 128.247 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.384]

* 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 (= 112.858 kN), 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

1. D(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 54.673 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]
= 47.599 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 / 47.60) - 2.5 x 70.50 = 1478.20 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 47.60) = 1323.56 mm
Sa는 작은 값인 1323.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1323.56 mm) ∴ O.K

2. A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 137.016 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]
= 89.254 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 / 89.25) - 2.5 x 69.00 = 709.82 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 89.25) = 705.85 mm
Sa는 작은 값인 705.85 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 705.85 mm) ∴ O.K

3. B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 58.430 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]
= 50.869 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 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 / 50.87) - 2.5 x 70.50 = 1371.83 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 50.87) = 1238.47 mm
Sa는 작은 값인 1238.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1238.47 mm) ∴ O.K

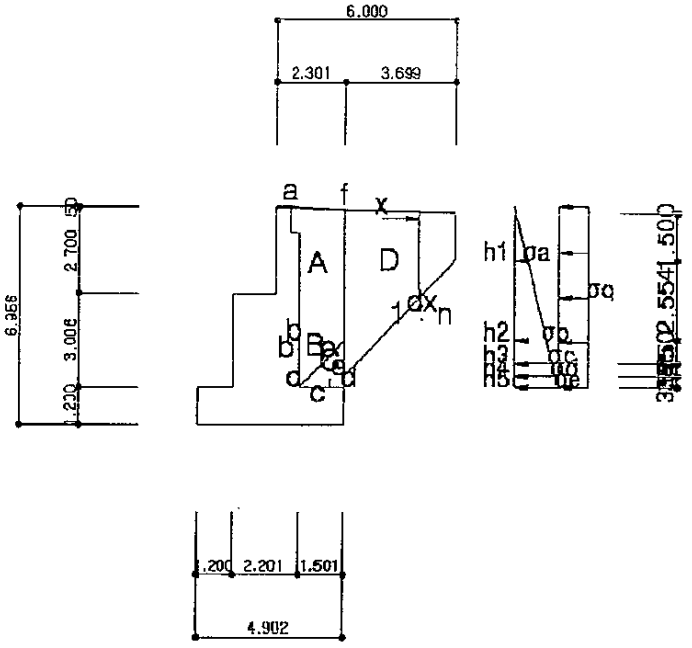
④ C(T=620 mm)
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 75.440 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]
= 65.678 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x2292.000))]
= 116.564 mm
사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

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 / 65.68) - 2.5 x 70.50 = 1022.78 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 65.68) = 959.22 mm
Sa는 작은 값인 959.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 959.22 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

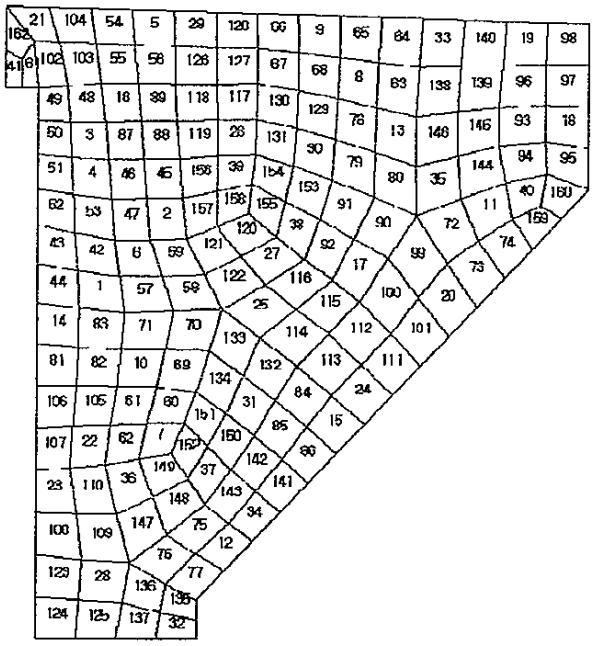


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

i. 해석 모델



2 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	140.066	283.564	136.002	270.956
전단력(kN)	86.945	152.751	112.467	225.464

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	82.392	166.803	80.001	159.386
전단력(kN)	51.144	89.854	66.169	132.626

(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	140.07	86.95

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1031.677 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.222]

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 (= 140.066 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.183]

* 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 (= 86.945 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	283.56	152.75

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad \therefore As = 2120.519 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.460]

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 (= 283.564 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.440]

* 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 (= 152.751 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	136.00	112.49

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1001.323 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.093]

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 (= 136.002 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.003]

* 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 (= 112.487 kN) , 전단보강 불필요.

4 C(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계사정

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	270.96	225.46

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2023.482 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.530]

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 (= 270.956 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.507]

* 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 (= 225.464 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

1 D(T=620 mm)

1 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 82.392 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]

= 71.731 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 / 71.73) - 2.5 x 70.50 = 921.60 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 71.73) = 878.28 mm

Sa는 작은 값인 878.28 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 878.28 mm) ∴ O.K

2 A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 166.803 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]

= 108.657 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 / 108.66) - 2.5 x 69.00 = 552.26 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 108.66) = 579.80 mm

Sa는 작은 값인 552.26 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 552.26 mm) ∴ O.K

3 B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 80.001 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]

= 52.114 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 / 52.11) - 2.5 x 69.00 = 1338.61 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 52.11) = 1208.89 mm
Sa는 작은 값인 1208.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1208.89 mm) ∴ O K

4. C(T=620 mm)
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 159.386 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]
= 103.826 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 / 103.83) - 2.5 x 69.00 = 585.98 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.83) = 606.78 mm
Sa는 작은 값인 585.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 585.98 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 7.831 = 5.482 m

등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m : 접속판의 자중

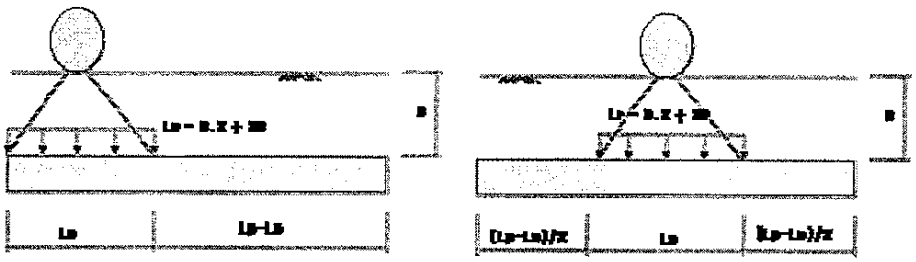
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 5.482 / 2 - 11.250 x 0.[illegible] = 26.897 kN/m

Md = 11.250 x 5.482² / 8 = 42.257 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 0.350) / (2 x 5.482)

= 76.370 kN.m

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

= 416.000 x 5.482/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 111.940 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 26.897 + 2.15 x 76.370

= 199.162 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 42.257 + 2.15 x 111.940

= 295.603 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	450.00	350.00	100.00	295.60	199.16

* 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 (350.00 - 63.500) / 63.500 = 0.01354

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2660.273 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.164]

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 = 0.00885

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 (350.00 - a/2) = 340.104 kN.m

≥ Mu (= 295.603 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.151]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 199.162 kN), 전단보강 불필요.

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

55/√(5.482) = 23.49% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 2660.3 ㎟

필요 철근량 : 2660.3 x 0.235 = 624.9 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 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)] = 154.196 x 1000000 / [3096.800 x (350.000 - 103.399/3)]

= 157.803 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x3096.800)]

= 103.399 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(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.80) - 2.5 x 89.00 = 276.54 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 157.80) = 399.23 mm

Sa는 작은 값인 276.54 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 276.54 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 7.831 = 5.482 m

- 등분포 고정하중

  Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m : 접속판의 자중

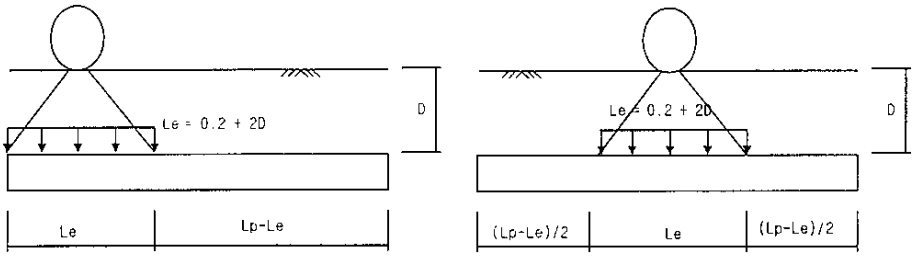
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 5.482 / 2 - 11.250 x 0. = 26.897 kN/m

Md = 11.250 x 5.482^2 / 8 = 42.257 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 Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200^2 + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.350) / (2 x 5.482)

= 76.370 kN.m

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

= 416.000 x 5.482/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 111.939 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 26.897 + 2.15 x 76.370

= 199.162 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 42.257 + 2.15 x 111.939

= 295.603 kN/m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계기정

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	450.00	350.00	100.00	295.60	199.16

* 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 (350.00 - 63.500) / 63.500 = 0.01354

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2660.272 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.164]

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 = 0.00885

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 (350.00 - a/2) = 340.104 kN.m

≥ Mu (= 295.603 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.151]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 199.162 kN) , 전단보강 불필요.

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

55/√(5.482) = 23.49% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 2660.3 ㎟

필요 철근량 : 2660.3 x 0.235 = 624.9 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축·철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 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)] = 154.196 x 1000000 / [3096.800 x (350.000 - 103.399/3)]

= 157.803 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x3096.800)]

= 103.399 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)

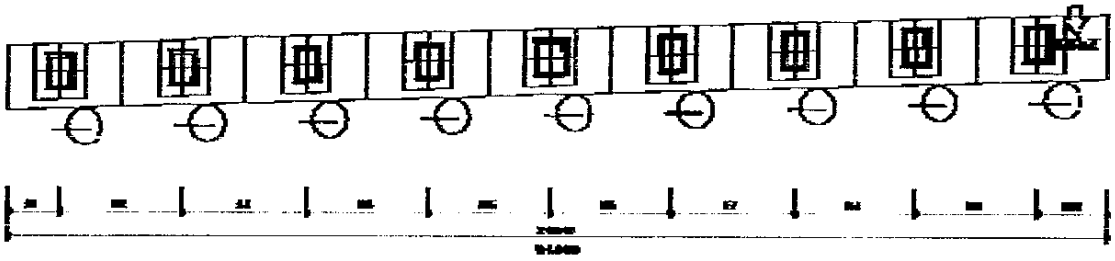
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.80) - 2.5 x 89.00 = 276.54 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 157.80) = 399.23 mm

Sa는 작은 값인 276.54 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 276.54 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 30.099 = 350.497 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	350.497	610.000	410.000	490.111	O.K
2	350.497	610.000	410.000	490.111	O.K
3	350.497	610.000	410.000	490.111	O.K
4	350.497	610.000	410.000	490.111	O.K
5	350.497	600.000	550.000	494.114	O.K
6	350.497	610.000	410.000	490.111	O.K
7	350.497	610.000	410.000	490.111	O.K
8	350.497	610.000	410.000	490.111	O.K
9	350.497	610.000	410.000	486.111	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 91.6° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 1.62°

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

$= (200 + 1.67 \times 105.225 + 6.66 \times 13.085) \times (1 + 0.000125 \times 1.62^2)$

$= 463.027$ mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1401 - 50 - 50 = 1301 mm ≥ 463 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1281.979	O.K	258.822	251.175	O.K
SHOE 2	1750.000	1295.561	O.K	258.822	251.025	O.K
SHOE 3	1750.000	1247.670	O.K	258.822	250.712	O.K
SHOE 4	1750.000	1211.205	O.K	258.822	250.400	O.K
SHOE 5	1750.000	1137.207	O.K	258.822	250.113	O.K
SHOE 6	1750.000	1202.584	O.K	258.822	249.887	O.K
SHOE 7	1750.000	1251.817	O.K	258.822	249.725	O.K
SHOE 8	1750.000	1311.548	O.K	258.822	249.625	O.K
SHOE 9	1750.000	1409.573	O.K	258.822	249.688	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	1281.979	188.853	142.303	1208.000	1676.250	
2	1295.561	188.741	142.444	1208.000	1790.300	
3	1247.670	188.506	142.519	1208.000	1790.300	
4	1211.205	188.271	142.538	1208.000	1790.300	
5	1137.207	188.055	245.996	1348.000	1785.300	
6	1202.584	187.885	142.519	1208.000	1790.300	
7	1251.817	187.763	142.481	1208.000	1790.300	
8	1311.548	187.688	142.397	1208.000	1790.300	
9	1409.573	187.735	142.274	1204.000	1848.950	

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	2579.022	3574.800	O.K	2657.990	3972.000	O.K
2	2592.255	3574.800	O.K	2677.039	3972.000	O.K
3	2541.377	3574.800	O.K	2613.685	3972.000	O.K
4	2502.264	3574.800	O.K	2565.191	3972.000	O.K
5	2436.506	3574.800	O.K	3156.136	3972.000	O.K
6	2490.819	3574.800	O.K	2553.571	3972.000	O.K
7	2540.697	3574.800	O.K	2618.964	3972.000	O.K
8	2601.698	3574.800	O.K	2698.041	3972.000	O.K
9	2698.420	3574.800	O.K	2827.927	3972.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1259.023	7546.800	O.K	948.684	7546.800	O.K
2	1258.271	7546.800	O.K	949.624	7546.800	O.K
3	1256.704	7546.800	O.K	950.125	7546.800	O.K
4	1255.138	7546.800	O.K	950.251	7546.800	O.K
5	1253.697	7944.000	O.K	1639.970	7944.000	O.K
6	1252.569	7546.800	O.K	950.125	7546.800	O.K
7	1251.754	7546.800	O.K	949.875	7546.800	O.K
8	1251.253	7546.800	O.K	949.311	7546.800	O.K
9	1251.566	7546.800	O.K	948.496	7546.800	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1281.979 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

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

$= 0.000010 \times 25.0 \times 30.1$

$= 0.007525$ m

$Ph = kh \times \delta$: kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

$= 2396.500 \times 0.007525$

$= 18.033$ kN/m

Hx1 = 18.033 / 1.15 = 15.681 kN

Hx2 = 251.175 / 1.33 = 188.853 kN

∴ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 188.853 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 189.262 / 1.33 = 142.303 kN

수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 142.303 kN를 적용한다

2 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 798.000 mm b2y = 1146.500 mm

bcx = 2 x b2x = 1596.000 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2293.000 mm > 5 x b1y = 2050.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 610.000/1596.000) x 1281.979 x 10^3 /150.000

= 1319.999 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 410.000/2050.000) x 1281.979 x 10^3 /150.000

= 1709.305 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 188.853 x 10^3 / 150.000

= 1259.023 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 142.303 x 10^3 / 150.000

= 948.684 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 1146.500 = 1756.500 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 798.000 mm가 Bxo/2 = 878.250 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 798.000 + (610.000+1146.500)/2 = 1676.250 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 410.000 + 798.000 = 1208.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1709.305 + 948.684 = 2657.990 mm^2

Bxo = 1676.250 mm 범위내에서 D16 - 20 EA

As = 198.600 x 20 = 3972.000 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1319.999 + 1259.023 = 2579.022 mm^2

Byo = 1208.000 mm 범위내에서 D16 - 18 EA

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

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

1 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 142.303 x 10^3 / 150.000 = 948.684 mm^2

사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 18 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 18 = 7546.800 mm^2 ∴ O.K

2 교축방향

As1 = Hx/fsa = 188.853 x 10^3 / 150.000 = 1259.023 mm^2

사용철근 : D16 20 EA + D16 - 18 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 18 = 7546.800 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	14.100

※ 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

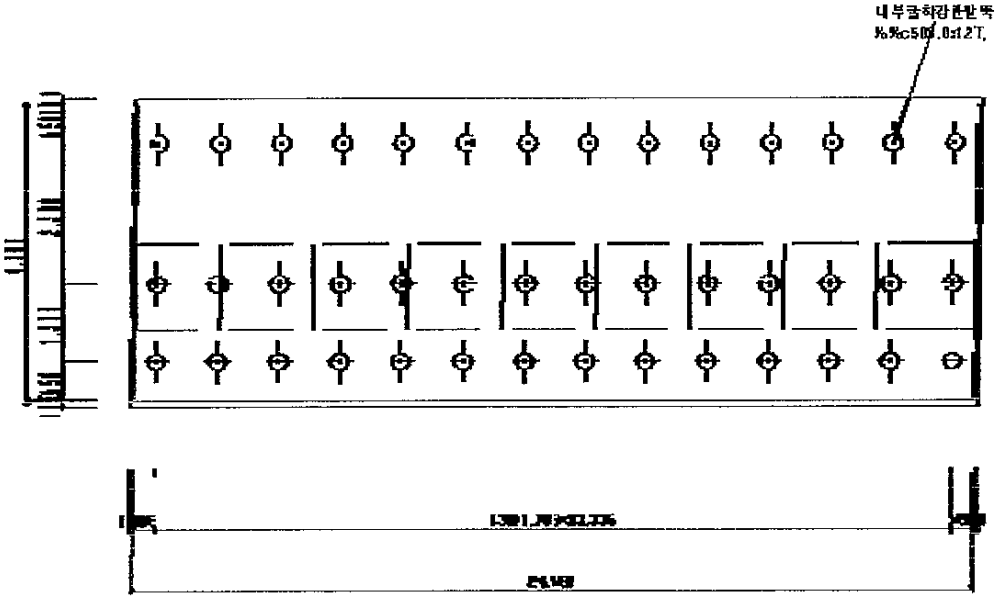
말뚝 머리의 평균 N치 N = 15

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	15941.056	4859.230	1881.045	사중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	15497.356	4321.909	480.418	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	15497.356	6200.979	13033.277	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	26400.249	5021.525	5781.654	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	23060.026	4484.205	3551.244	하중+토압+온도하중(1+3+5+8
	COMBO 6	23060.026	8040.805	25527.448	+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	22176.010	8260.691	5011.778	중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	21222.055	7347.246	2971.088	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	15497.356	6200.979	13033.277	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	38235.004	8471.675	10782.271	하중+토압+온도하중(1+3+5+7+
	COMBO 5	31053.525	7558.230	6955.990	하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9
	COMBO 6	23060.026	8040.805	25527.448	+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 = 0.894

Kv = a x Ap x Eo / L = 201650.639 kN/m : 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

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 14.1000 = 5.548 ≥ 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 14.1000 = 6.717 ≥ 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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	993692.9	1763520.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1262695.8	-1850905.5
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	8469326.9	8469326.9
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	21973305.2	22649505.7
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	0.0053926	0.0018822	0.0003955	COMBO 1	0.0092806	0.0026184	0.0007614
COMBO 2	0.0047219	0.0018298	0.0002932	COMBO 2	0.0081617	0.0025058	0.0006042
COMBO 3	0.0045067	0.0018298	0.0009437	COMBO 3	0.0045067	0.0018298	0.0009437
COMBO 4	0.0058122	0.0031172	0.0005971	COMBO 4	0.0098697	0.0045145	0.0010579
COMBO 5	0.0050897	0.0027228	0.0004541	COMBO 5	0.0086393	0.0036666	0.0008130
COMBO 6	0.0062812	0.0027228	0.0016404	COMBO 6	0.0062812	0.0027228	0.0016404

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.281 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	0.0053926	0.0025282	0.0003955	509.810	115.696	-131.907
	2	0.0053926	0.0020140	0.0003955	406.133	115.696	-131.907
	3	0.0053926	0.0011044	0.0003955	222.704	115.696	-131.907
COMBO 2	1	0.0047219	0.0023087	0.0002932	465.557	102.903	-119.558
	2	0.0047219	0.0019276	0.0002932	388.693	102.903	-119.558
	3	0.0047219	0.0012532	0.0002932	252.704	102.903	-119.558
COMBO 3	1	0.0045067	0.0033712	0.0009437	679.811	147.642	-111.308
	2	0.0045067	0.0021444	0.0009437	432.419	147.642	-111.308
	3	0.0045067	-0.0000262	0.0009437	-5.276	147.642	-111.308
COMBO 4	1	0.0058122	0.0040925	0.0005971	825.246	119.560	-129.115
	2	0.0058122	0.0033162	0.0005971	668.714	119.560	-129.115
	3	0.0058122	0.0019428	0.0005971	391.773	119.560	-129.115
COMBO 5	1	0.0050897	0.0034645	0.0004541	698.610	106.767	-118.322
	2	0.0050897	0.0028741	0.0004541	579.571	106.767	-118.322
	3	0.0050897	0.0018297	0.0004541	368.963	106.767	-118.322
COMBO 6	1	0.0062812	0.0054020	0.0016404	1089.321	191.448	-125.063
	2	0.0062812	0.0032696	0.0016404	659.308	191.448	-125.063
	3	0.0062812	-0.0005033	0.0016404	-101.484	191.448	-125.063

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0092806	0.0038620	0.0007614	778.776	196.683	-220.840
	2	0.0092806	0.0028722	0.0007614	579.179	196.683	-220.840
	3	0.0092806	0.0011210	0.0007614	226.046	196.683	-220.840
COMBO 2	1	0.0081617	0.0034927	0.0006042	704.296	174.934	-199.208
	2	0.0081617	0.0027072	0.0006042	545.901	174.934	-199.208
	3	0.0081617	0.0013174	0.0006042	265.664	174.934	-199.208
COMBO 3	1	0.0045067	0.0033712	0.0009437	679.811	147.642	-111.308
	2	0.0045067	0.0021444	0.0009437	432.419	147.642	-111.308
	3	0.0045067	-0.0000262	0.0009437	-5.276	147.642	-111.308
COMBO 4	1	0.0098697	0.0062424	0.0010579	1258.777	201.707	-215.897
	2	0.0098697	0.0048671	0.0010579	981.463	201.707	-215.897
	3	0.0098697	0.0024341	0.0010579	490.832	201.707	-215.897
COMBO 5	1	0.0086393	0.0049945	0.0008130	1007.149	179.958	-197.614
	2	0.0086393	0.0039376	0.0008130	794.019	179.958	-197.614
	3	0.0086393	0.0020676	0.0008130	416.941	179.958	-197.614
COMBO 6	1	0.0062812	0.0054020	0.0016404	1089.321	191.448	-125.063
	2	0.0062812	0.0032696	0.0016404	659.308	191.448	-125.063
	3	0.0062812	-0.0005033	0.0016404	-101.484	191.448	-125.063

■ 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	1.633	0	509.810	115.696	-131.907	14
	2	0.333	0	406.133	115.696	-131.907	14
	3	-1.967	0	222.704	115.696	-131.907	14
	계			15941.056	4859.230	1881.045	42
COMBO 2	1	1.633	0	465.557	102.903	-119.558	14
	2	0.333	0	388.693	102.903	-119.558	14
	3	-1.967	0	252.704	102.903	-119.558	14
	계			15497.356	4321.909	480.418	42
COMBO 3	1	1.633	0	679.811	147.642	-111.308	14
	2	0.333	0	432.419	147.642	-111.308	14
	3	-1.967	0	-5.276	147.642	-111.308	14
	계			15497.356	6200.979	13033.277	42
COMBO 4	1	1.633	0	825.246	119.560	-129.115	14
	2	0.333	0	668.714	119.560	-129.115	14
	3	-1.967	0	391.773	119.560	-129.115	14
	계			26400.249	5021.525	5781.654	42
COMBO 5	1	1.633	0	698.610	106.767	-118.322	14
	2	0.333	0	579.571	106.767	-118.322	14
	3	-1.967	0	368.963	106.767	-118.322	14
	계			23060.026	4484.205	3551.244	42
COMBO 6	1	1.633	0	1089.321	191.448	-125.063	14
	2	0.333	0	659.308	191.448	-125.063	14
	3	-1.967	0	-101.484	191.448	-125.063	14
	계			23060.026	8040.805	25527.448	42

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.633	0	778.776	196.683	-220.840	14
	2	0.333	0	579.179	196.683	-220.840	14
	3	-1.967	0	226.046	196.683	-220.840	14
	계			22176.010	8268.691	5011.778	42
COMBO 2	1	1.633	0	704.296	174.934	-199.208	14
	2	0.333	0	545.901	174.934	-199.208	14
	3	-1.967	0	265.664	174.934	-199.208	14
	계			21222.055	7347.246	2971.088	42
COMBO 3	1	1.633	0	679.811	147.642	-111.308	14
	2	0.333	0	432.419	147.642	-111.308	14
	3	-1.967	0	-5.276	147.642	-111.308	14
	계			15497.356	6200.979	13033.277	42
COMBO 4	1	1.633	0	1258.777	201.707	-215.897	14
	2	0.333	0	981.463	201.707	-215.897	14
	3	-1.967	0	490.832	201.707	-215.897	14
	계			38235.004	8471.675	10782.271	42
COMBO 5	1	1.633	0	1007.149	179.958	-197.614	14
	2	0.333	0	794.019	179.958	-197.614	14
	3	-1.967	0	416.941	179.958	-197.614	14
	계			31053.525	7558.230	6955.990	42
COMBO 6	1	1.633	0	1089.321	191.448	-125.063	14
	2	0.333	0	659.308	191.448	-125.063	14
	3	-1.967	0	-101.484	191.448	-125.063	14
	계			23060.026	8040.805	25527.448	42

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

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

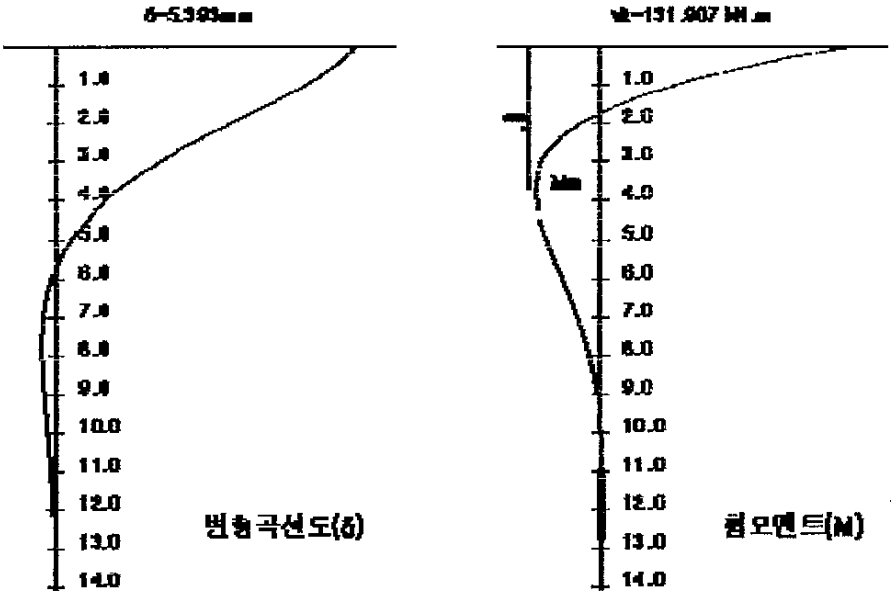
ㅋ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 -34.036 kN.m, 3.732 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.393 mm
  지표면에서의 변위 : 5.393 mm

ㄴ. 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	131.907	-115.696	5.393	
0.940	44.475	-71.551	4.569	
1.880	-5.658	-36.958	3.312	
2.820	-28.514	-13.463	2.087	
3.760	-34.032	0.294	1.107	
4.700	-30.232	6.804	0.430	
5.640	-22.704	8.625	0.026	
6.580	-14.820	7.863	-0.172	
7.520	-8.256	6.014	-0.234	
8.460	-3.563	3.994	-0.219	
9.400	-0.649	2.275	-0.171	
10.340	0.864	1.025	-0.115	
11.280	1.422	0.235	-0.067	
12.220	1.420	-0.187	-0.031	
13.160	1.151	-0.353	-0.008	
14.100	0.805	-0.365	0.004	

ㄷ. 변형곡선도 및 휨모멘트도



ㄴ COMBO 2 : 고정하중+토압+은도하중(1+3+5)

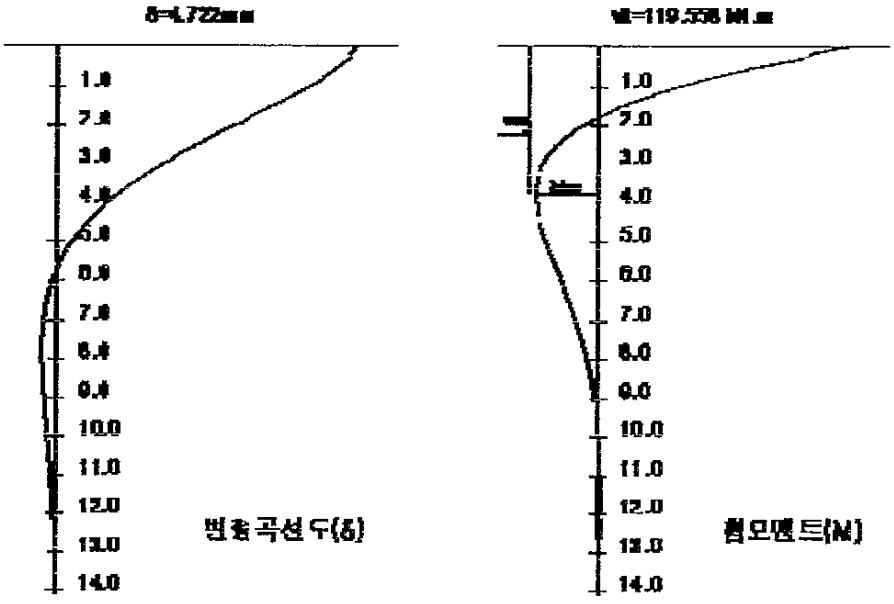
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.716 kN.m, 3.775 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.722 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.722 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	119.558	-102.903	4.722	
0.940	41.556	-64.079	4.035	
1.880	-3.524	-33.438	2.944	
2.820	-24.372	-12.494	1.867	
3.760	-29.715	-0.138	1.000	
4.700	-26.647	5.785	0.397	
5.640	-20.146	7.519	0.035	
6.580	-13.236	6.924	-0.145	
7.520	-7.436	5.332	-0.203	
8.460	-3.262	3.564	-0.193	
9.400	-0.654	2.047	-0.151	
10.340	0.715	0.936	-0.103	
11.280	1.233	0.229	-0.060	
12.220	1.247	-0.152	-0.029	
13.160	1.018	-0.305	-0.008	
14.100	0.716	-0.320	0.003	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

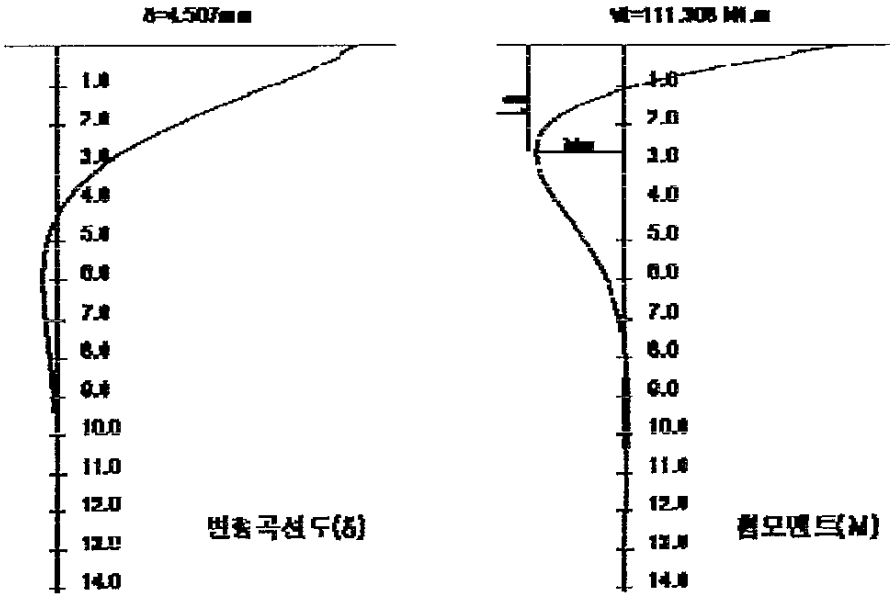
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -44.041 kN.m, 2.721 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.507 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.507 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	111.308	-147.642	4.507	
0.940	9.162	-73.537	3.295	
1.880	-34.898	-24.427	1.955	
2.820	-43.945	1.889	0.907	
3.760	-36.376	12.151	0.247	
4.700	-23.961	13.227	-0.086	
5.640	-12.749	10.276	-0.200	
6.580	-4.903	6.437	-0.195	
7.520	-0.442	3.219	-0.143	
8.460	1.493	1.080	-0.085	
9.400	1.900	-0.070	-0.040	
10.340	1.580	-0.522	-0.011	
11.280	1.044	-0.573	0.004	
12.220	0.557	-0.447	0.009	
13.160	0.216	-0.281	0.008	
14.100	0.021	-0.141	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

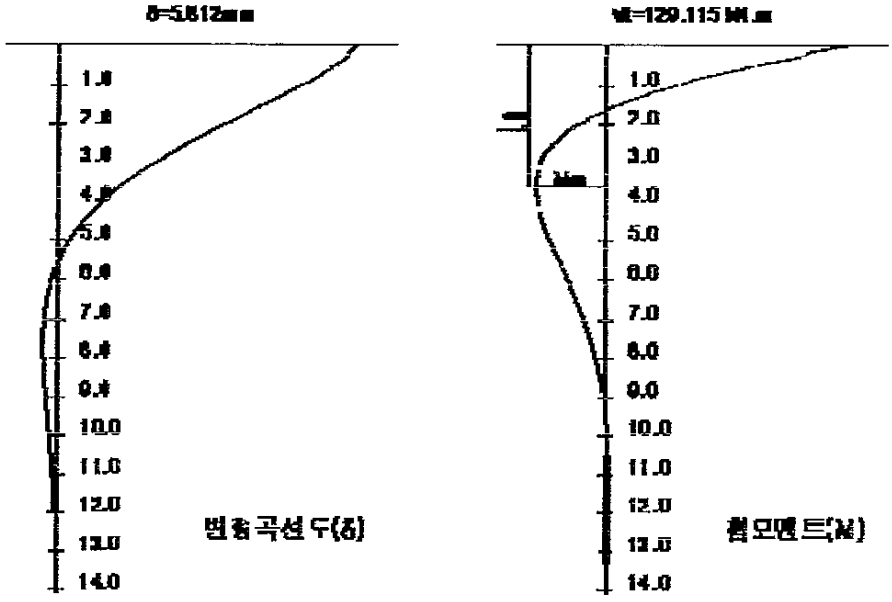
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.069 kN.m, 3.613 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.812 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.812 mm

ㄴ. 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	129.115	-119.560	5.812	
0.940	39.526	-72.526	4.816	
1.880	-10.700	-36.371	3.430	
2.820	-32.647	-12.241	2.121	
3.760	-36.950	1.589	1.095	
4.700	-32.019	7.888	0.398	
5.640	-23.613	9.404	-0.009	
6.580	-15.138	8.349	-0.202	
7.520	-8.232	6.268	-0.256	
8.460	-3.380	4.090	-0.233	
9.400	-0.426	2.277	-0.178	
10.340	1.065	0.982	-0.118	
11.280	1.575	0.178	-0.067	
12.220	1.521	-0.239	-0.030	
13.160	1.207	-0.393	-0.007	
14.100	0.829	-0.392	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마. COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

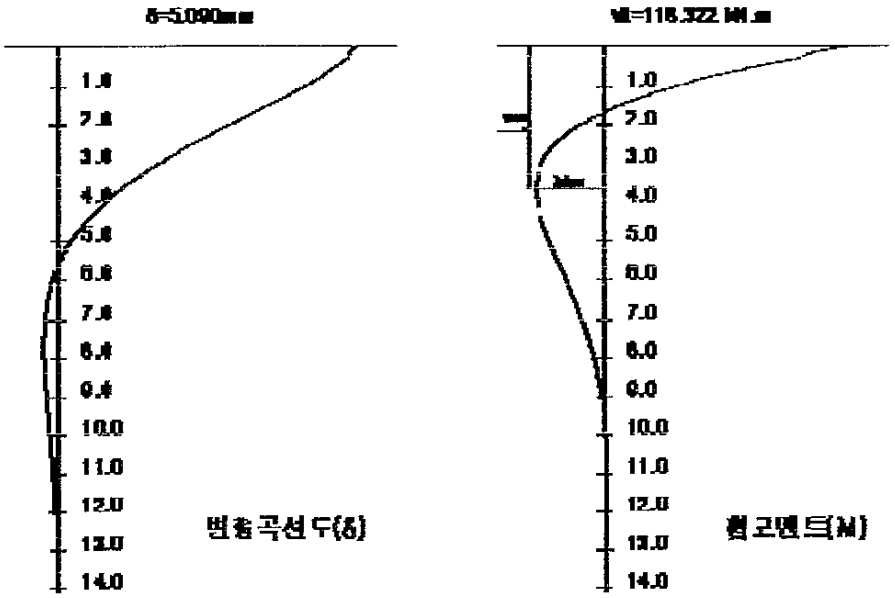
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -32.289 kN.m, 3.669 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.090 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.090 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	118.322	-106.767	5.090	
0.940	37.999	-65.360	4.261	
1.880	-7.517	-33.244	3.060	
2.820	-27.818	-11.633	1.909	
3.760	-32.248	0.879	0.998	
4.700	-28.266	6.684	0.375	
5.640	-21.023	8.191	0.007	
6.580	-13.593	7.362	-0.170	
7.520	-7.477	5.575	-0.223	
8.460	-3.145	3.668	-0.205	
9.400	-0.483	2.065	-0.158	
10.340	0.878	0.909	-0.106	
11.280	1.362	0.186	-0.061	
12.220	1.336	-0.194	-0.028	
13.160	1.070	-0.339	-0.007	
14.100	0.742	-0.344	0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

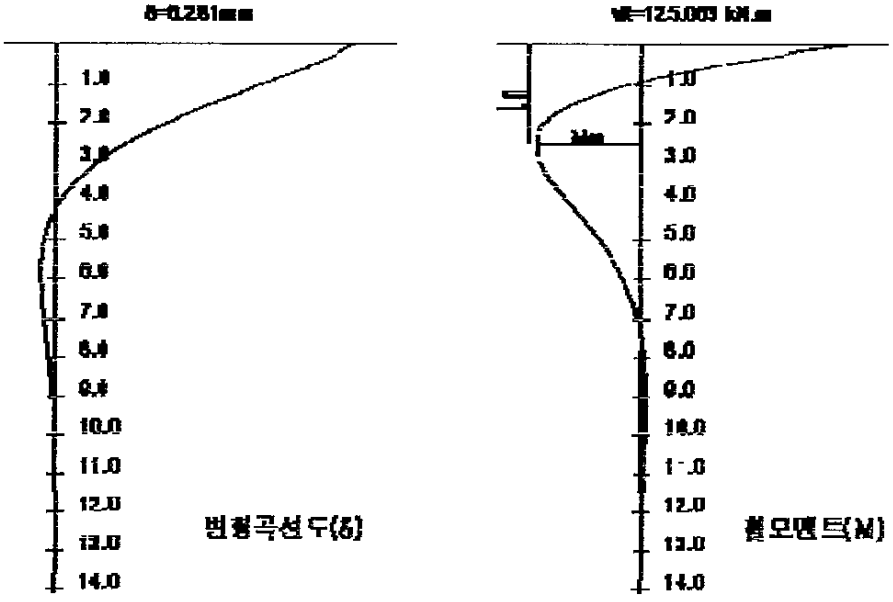
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -64.063 kN.m, 2.539 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.281 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.281 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

길이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	125.063	-191.448	6.281	
0.940	-4.552	-90.275	4.403	
1.880	-56.314	-25.821	2.508	
2.820	-63.017	7.117	1.091	
3.760	-49.601	18.743	0.233	
4.700	-31.409	18.687	-0.177	
5.640	-15.929	13.874	-0.299	
6.580	-5.525	8.352	-0.272	
7.520	0.140	3.957	-0.192	
8.460	2.417	1.147	-0.110	
9.400	2.728	-0.294	-0.048	
10.340	2.155	-0.807	-0.010	
11.280	1.369	-0.810	0.008	
12.220	0.697	-0.603	0.013	
13.160	0.244	-0.364	0.012	
14.100	-0.004	-0.173	0.008	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

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

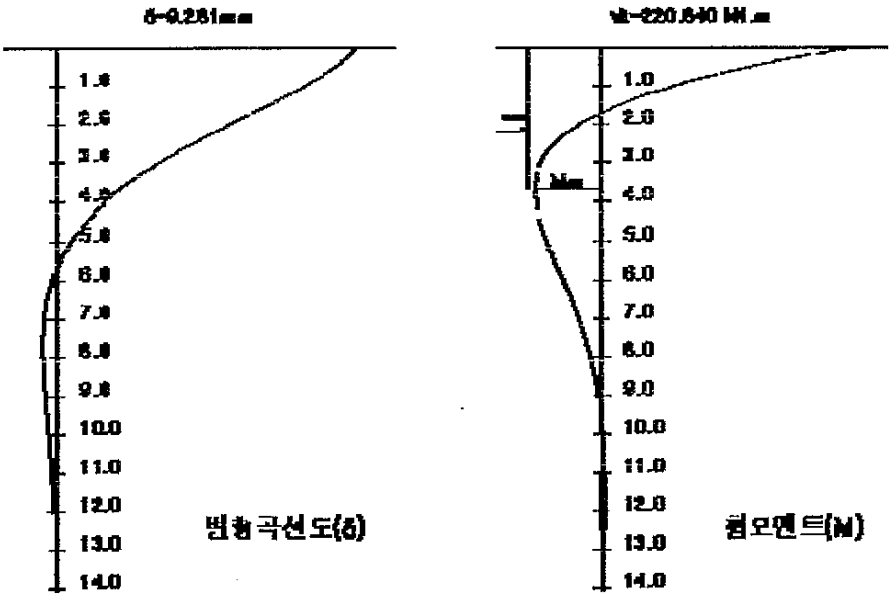
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -58.731 kN.m, 3.698 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.281 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.281 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	220.840	-196.683	9.281	
0.940	72.566	-120.968	7.812	
1.880	-11.913	-61.968	5.635	
2.820	-49.977	-22.097	3.530	
3.760	-58.696	1.107	1.859	
4.700	-51.762	11.972	0.710	
5.640	-38.668	14.894	0.027	
6.580	-25.110	13.473	-0.304	
7.520	-13.893	10.248	-0.404	
8.460	-5.914	6.772	-0.376	
9.400	-0.988	3.833	-0.291	
10.340	1.549	1.706	-0.196	
11.280	2.468	0.368	-0.113	
12.220	2.439	-0.340	-0.052	
13.160	1.965	-0.613	-0.014	
14.100	1.367	-0.628	0.008	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



ㄴ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

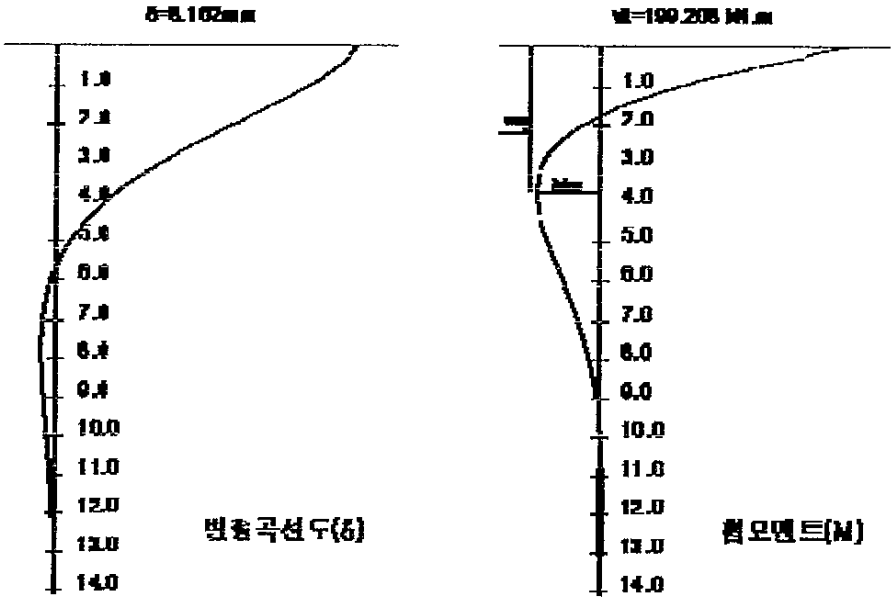
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -51.523 kN.m, 3.729 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.162 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.162 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	199.208	-174.934	8.162	
0.940	67.034	-108.140	6.912	
1.880	-8.716	-55.822	5.009	
2.820	-43.219	-20.302	3.154	
3.760	-51.515	0.487	1.672	
4.700	-45.737	10.316	0.649	
5.640	-34.334	13.057	0.038	
6.580	-22.402	11.897	-0.261	
7.520	-12.473	9.094	-0.354	
8.460	-5.377	6.038	-0.332	
9.400	-0.974	3.438	-0.258	
10.340	1.311	1.547	-0.174	
11.280	2.154	0.352	-0.101	
12.220	2.149	-0.284	-0.047	
13.160	1.741	-0.535	-0.013	
14.100	1.216	-0.553	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

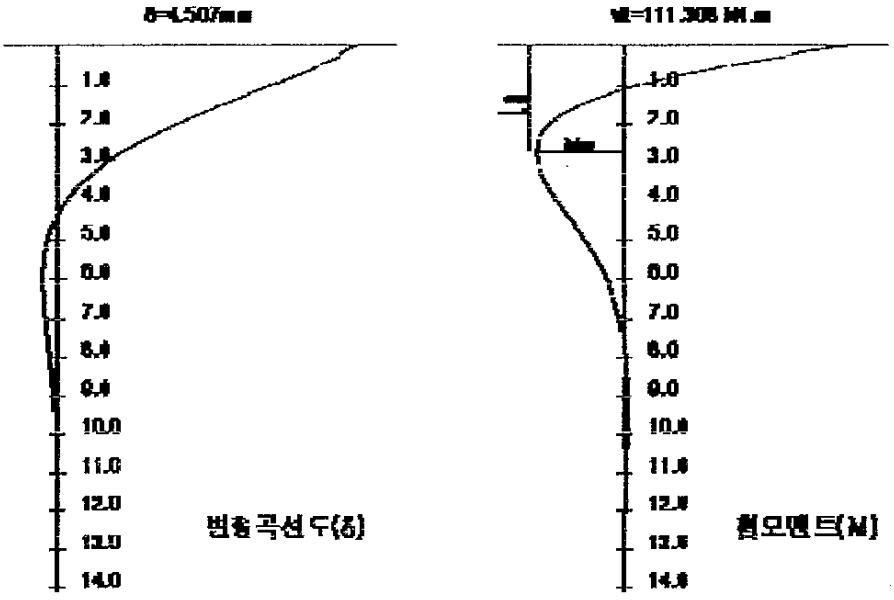
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -44.041 kN.m, 2.721 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.507 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.507 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	111.308	-147.642	4.507	
0.940	9.162	-73.537	3.295	
1.880	-34.898	-24.427	1.955	
2.820	-43.945	1.889	0.907	
3.760	-36.376	12.151	0.247	
4.700	-23.961	13.227	-0.086	
5.640	-12.749	10.276	-0.200	
6.580	-4.903	6.437	-0.195	
7.520	-0.442	3.219	-0.143	
8.460	1.493	1.080	-0.085	
9.400	1.900	-0.070	-0.040	
10.340	1.580	-0.522	-0.011	
11.280	1.044	-0.573	0.004	
12.220	0.557	-0.447	0.009	
13.160	0.216	-0.281	0.008	
14.100	0.021	-0.141	0.006	

㉱ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

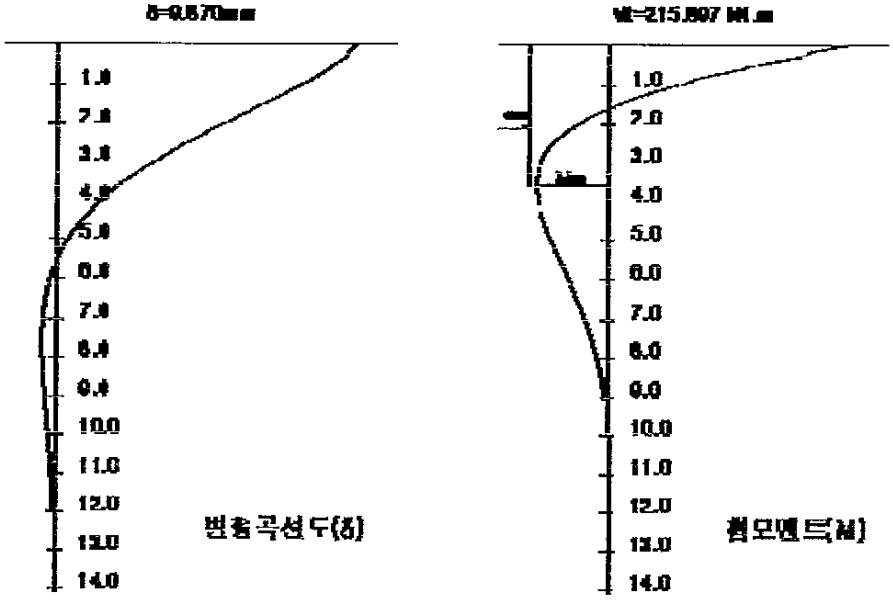
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -63.071 kN.m, 3.595 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.870 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.870 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	215.897	-201.707	9.870	
0.940	64.960	-121.978	8.150	
1.880	-19.352	-60.871	5.789	
2.820	-55.931	-20.203	3.568	
3.760	-62.815	3.024	1.834	
4.700	-54.227	13.538	0.659	
5.640	-39.878	15.996	-0.026	
6.580	-25.492	14.146	-0.348	
7.520	-13.808	10.589	-0.436	
8.460	-5.622	6.890	-0.395	
9.400	-0.652	3.822	-0.301	
10.340	1.842	1.635	-0.200	
11.280	2.685	0.283	-0.113	
12.220	2.579	-0.416	-0.051	
13.160	2.041	-0.671	-0.011	
14.100	1.399	-0.666	0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

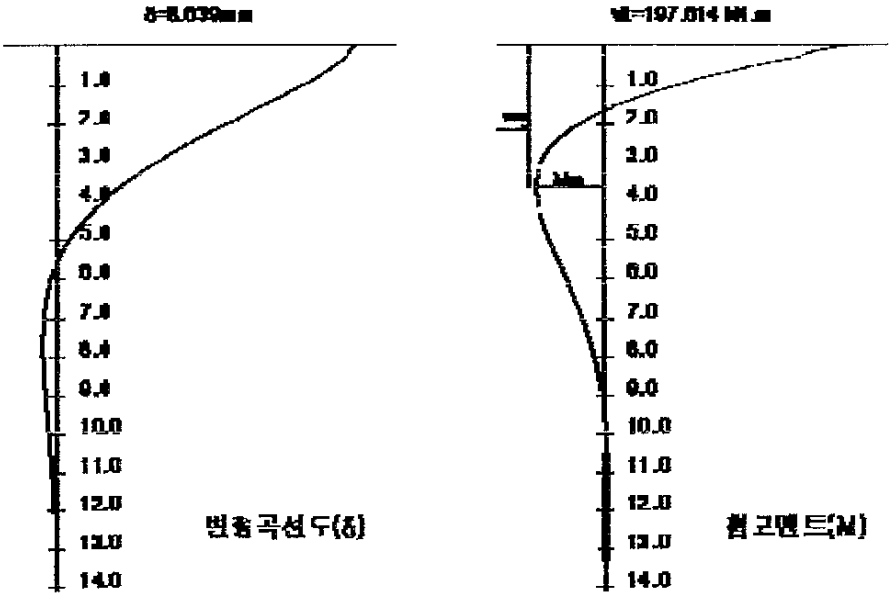
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -54.907 kN.m, 3.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.639 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.639 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	197.614	-179.958	8.639	
0.940	62.421	-109.808	7.206	
1.880	-13.897	-55.573	5.160	
2.820	-47.692	-19.185	3.208	
3.760	-54.805	1.807	1.670	
4.700	-47.840	11.483	0.621	
5.640	-35.473	13.931	0.002	
6.580	-22.866	12.465	-0.293	
7.520	-12.527	9.410	-0.379	
8.460	-5.225	6.173	-0.348	
9.400	-0.752	3.461	-0.268	
10.340	1.524	1.513	-0.179	
11.280	2.323	0.297	-0.102	
12.220	2.265	-0.339	-0.047	
13.160	1.809	-0.579	-0.011	
14.100	1.249	-0.584	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

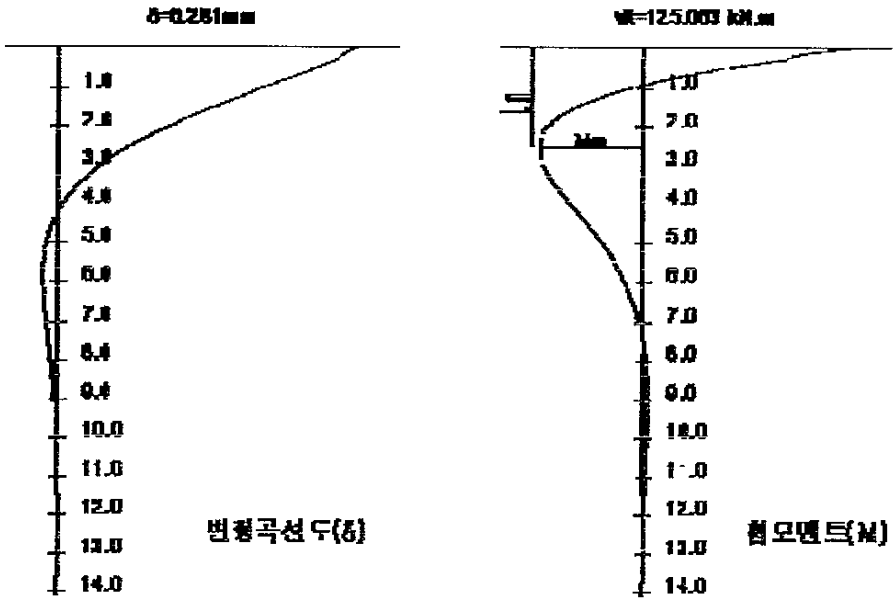
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -64.063 kN.m, 2.539 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)	비 고
0.000	125.063	-191.448	6.281	
0.940	-4.552	-90.275	4.403	
1.880	-56.314	-25.821	2.508	
2.820	-63.017	7.117	1.091	
3.760	-49.601	18.743	0.233	
4.700	-31.409	18.687	-0.177	
5.640	-15.929	13.874	-0.299	
6.580	-5.525	8.352	-0.272	
7.520	0.140	3.957	-0.192	
8.460	2.417	1.147	-0.110	
9.400	2.728	-0.294	-0.048	
10.340	2.155	-0.807	-0.010	
11.280	1.369	-0.810	0.008	
12.220	0.697	-0.603	0.013	
13.160	0.244	-0.364	0.012	
14.100	-0.004	-0.173	0.008	

㉢ 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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_4 \sin^2\theta_i\right)$	496846.4	881760.1
Axy.Ayx	$\sum \left(K_3 - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa.Aax	$\sum \left\{\left(K_3 - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_3 \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	8469326.9	8469326.9
Aya.Aay	$\sum\left\{\left(K_3\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_3\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_5\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	18764264.2	18764264.2
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	0.0097801	0.0018822	0.0001002	COMBO 1	0.0166262	0.0026184	0.0002671
COMBO 2	0.0086987	0.0018298	0.0000256	COMBO 2	0.0147878	0.0025058	0.0001583
COMBO 3	0.0070325	0.0018298	0.0006946	COMBO 3	0.0070325	0.0018298	0.0006946
COMBO 4	0.0101068	0.0031172	0.0003081	COMBO 4	0.0170509	0.0045145	0.0005746
COMBO 5	0.0090253	0.0027228	0.0001893	COMBO 5	0.0152124	0.0036666	0.0003707
COMBO 6	0.0091190	0.0027228	0.0013604	COMBO 6	0.0091190	0.0027228	0.0013604

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 10.107 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	0.0097801	0.0020459	0.0001002	412.566	115.696	0.000
	2	0.0097801	0.0019156	0.0001002	386.287	115.696	0.000
	3	0.0097801	0.0016851	0.0001002	339.793	115.696	0.000
COMBO 2	1	0.0086987	0.0018716	0.0000256	377.417	102.903	0.000
	2	0.0086987	0.0018384	0.0000256	370.706	102.903	0.000
	3	0.0086987	0.0017795	0.0000256	358.831	102.903	0.000
COMBO 3	1	0.0070325	0.0029643	0.0006946	597.753	147.642	0.000
	2	0.0070325	0.0020613	0.0006946	415.672	147.642	0.000
	3	0.0070325	0.0004638	0.0006946	93.529	147.642	0.000
COMBO 4	1	0.0101068	0.0036204	0.0003081	730.061	119.560	0.000
	2	0.0101068	0.0032199	0.0003081	649.288	119.560	0.000
	3	0.0101068	0.0025112	0.0003081	506.383	119.560	0.000
COMBO 5	1	0.0090253	0.0030319	0.0001893	611.382	106.767	0.000
	2	0.0090253	0.0027859	0.0001893	561.769	106.767	0.000
	3	0.0090253	0.0023506	0.0001893	473.993	106.767	0.000
COMBO 6	1	0.0091190	0.0049448	0.0013604	997.123	191.448	0.000
	2	0.0091190	0.0031762	0.0013604	640.492	191.448	0.000
	3	0.0091190	0.0000473	0.0013604	9.530	191.448	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0166262	0.0030546	0.0002671	615.970	196.683	0.000
	2	0.0166262	0.0027074	0.0002671	545.953	196.683	0.000
	3	0.0166262	0.0020931	0.0002671	422.077	196.683	0.000
COMBO 2	1	0.0147878	0.0027644	0.0001583	557.438	174.934	0.000
	2	0.0147878	0.0025585	0.0001583	515.930	174.934	0.000
	3	0.0147878	0.0021944	0.0001583	442.494	174.934	0.000
COMBO 3	1	0.0070325	0.0029643	0.0006946	597.753	147.642	0.000
	2	0.0070325	0.0020613	0.0006946	415.672	147.642	0.000
	3	0.0070325	0.0004638	0.0006946	93.529	147.642	0.000
COMBO 4	1	0.0170509	0.0054531	0.0005746	1099.615	201.707	0.000
	2	0.0170509	0.0047061	0.0005746	948.981	201.707	0.000
	3	0.0170509	0.0033844	0.0005746	682.476	201.707	0.000
COMBO 5	1	0.0152124	0.0042721	0.0003707	861.466	179.958	0.000
	2	0.0152124	0.0037902	0.0003707	764.287	179.958	0.000
	3	0.0152124	0.0029375	0.0003707	592.356	179.958	0.000
COMBO 6	1	0.0091190	0.0049448	0.0013604	997.123	191.448	0.000
	2	0.0091190	0.0031762	0.0013604	640.492	191.448	0.000
	3	0.0091190	0.0000473	0.0013604	9.530	191.448	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	1.633	0	412.566	115.696	0.000	14
	2	0.333	0	386.287	115.696	0.000	14
	3	-1.967	0	339.793	115.696	0.000	14
	계			15941.056	4859.230	0.000	42
COMBO 2	1	1.633	0	377.417	102.903	0.000	14
	2	0.333	0	370.706	102.903	0.000	14
	3	-1.967	0	358.831	102.903	0.000	14
	계			15497.356	4321.909	0.000	42
COMBO 3	1	1.633	0	597.753	147.642	0.000	14
	2	0.333	0	415.672	147.642	0.000	14
	3	-1.967	0	93.529	147.642	0.000	14
	계			15497.356	6200.979	0.000	42
COMBO 4	1	1.633	0	730.061	119.560	0.000	14
	2	0.333	0	649.288	119.560	0.000	14
	3	-1.967	0	506.383	119.560	0.000	14
	계			26400.249	5021.525	0.000	42
COMBO 5	1	1.633	0	611.382	106.767	0.000	14
	2	0.333	0	561.769	106.767	0.000	14
	3	-1.967	0	473.993	106.767	0.000	14
	계			23060.026	4484.205	0.000	42
COMBO 6	1	1.633	0	997.123	191.448	0.000	14
	2	0.333	0	640.492	191.448	0.000	14
	3	-1.967	0	9.530	191.448	0.000	14
	계			23060.026	8040.805	0.000	42

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.633	0	615.970	196.683	0.000	14
	2	0.333	0	545.953	196.683	0.000	14
	3	1.967	0	422.077	196.683	0.000	14
	계			22176.010	8260.691	0.000	42
COMBO 2	1	1.633	0	557.438	174.934	0.000	14
	2	0.333	0	515.930	174.934	0.000	14
	3	-1.967	0	442.494	174.934	0.000	14
	계			21222.055	7347.246	0.000	42
COMBO 3	1	1.633	0	597.753	147.642	0.000	14
	2	0.333	0	415.672	147.642	0.000	14
	3	-1.967	0	93.529	147.642	0.000	14
	계			15497.356	6200.979	0.000	42
COMBO 4	1	1.633	0	1099.615	201.707	0.000	14
	2	0.333	0	948.981	201.707	0.000	14
	3	-1.967	0	682.476	201.707	0.000	14
	계			38235.004	8471.675	0.000	42
COMBO 5	1	1.633	0	861.466	179.958	0.000	14
	2	0.333	0	764.287	179.958	0.000	14
	3	-1.967	0	592.356	179.958	0.000	14
	계			31053.525	7558.230	0.000	42
COMBO 6	1	1.633	0	997.123	191.448	0.000	14
	2	0.333	0	640.492	191.448	0.000	14
	3	-1.967	0	9.530	191.448	0.000	14
	계			23060.026	8040.805	0.000	42

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

가 COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

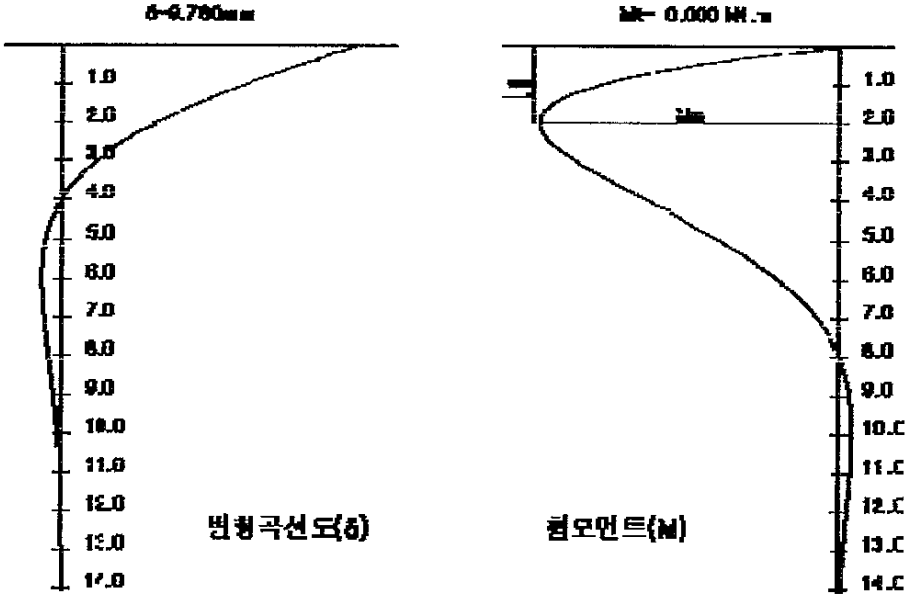
- 최대모멘트 및 깊이 : -94.795 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.780 mm

지표면에서의 변위 : 9.780 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-115.696	9.780	
0.940	-73.429	-45.628	6.299	
1.880	-94.591	-3.564	3.448	
2.820	-86.811	17.184	1.435	
3.760	-66.688	23.838	0.203	
4.700	-44.479	22.507	-0.423	
5.640	-25.472	17.618	-0.642	
6.580	-11.587	11.954	-0.625	
7.520	-2.770	6.991	-0.499	
8.460	1.961	3.302	-0.344	
9.400	3.849	0.917	-0.205	
10.340	4.022	-0.395	-0.100	
11.280	3.344	-0.946	-0.031	
12.220	2.389	-1.030	0.008	
13.160	1.481	-0.876	0.025	
14.100	0.768	-0.636	0.028	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



나 COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

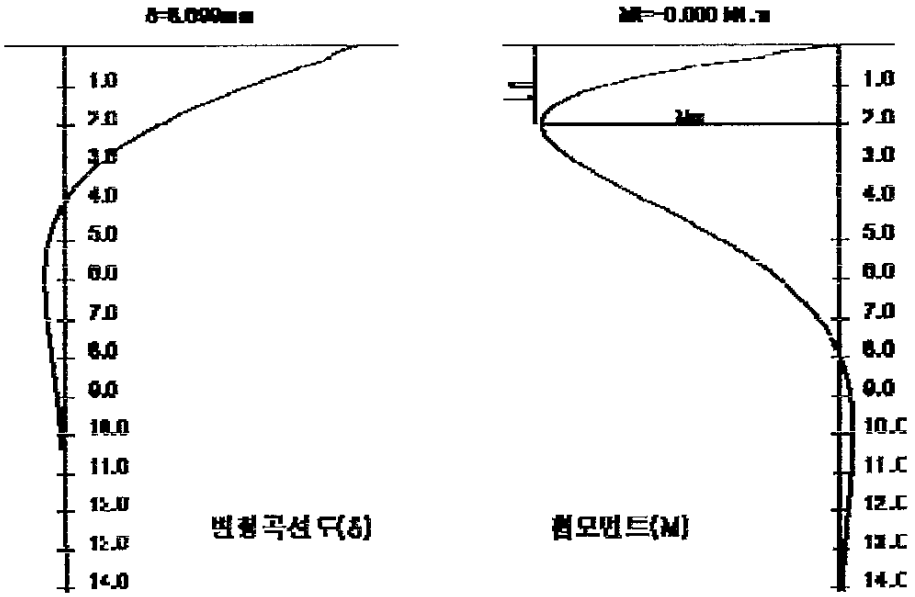
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -84.313 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.699 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.699 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-102.903	8.699	
0.940	-65.309	-40.582	5.603	
1.880	-84.132	-3.170	3.066	
2.820	-77.211	15.284	1.276	
3.760	-59.314	21.202	0.181	
4.700	-39.561	20.018	-0.376	
5.640	-22.656	15.670	-0.571	
6.580	-10.306	10.632	-0.556	
7.520	-2.464	6.218	-0.444	
8.460	1.745	2.937	-0.306	
9.400	3.423	0.815	-0.183	
10.340	3.577	-0.351	-0.089	
11.280	2.974	-0.842	-0.028	
12.220	2.125	-0.916	0.007	
13.160	1.317	-0.779	0.022	
14.100	0.683	-0.566	0.025	

㉡ 변형곡선도 및 휨모멘트도



다 COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

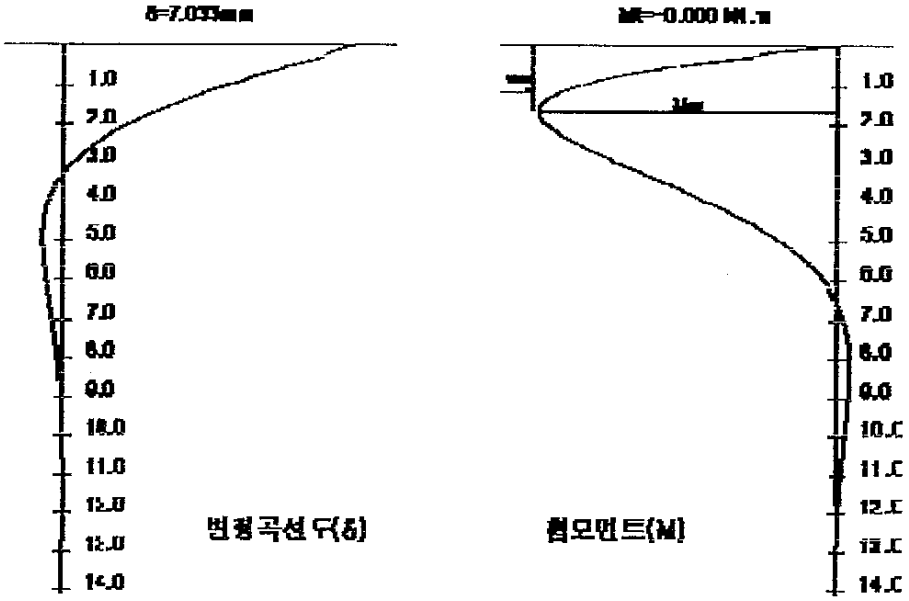
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -99.916 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.033 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.033 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-147.642	7.033	
0.940	-85.752	-44.193	4.051	
1.880	-98.789	9.379	1.795	
2.820	-78.791	28.851	0.414	
3.760	-50.429	29.407	-0.256	
4.700	-25.921	22.097	-0.464	
5.640	-9.269	13.448	-0.430	
6.580	-0.093	6.469	-0.306	
7.520	3.678	1.961	-0.177	
8.460	4.275	-0.383	-0.079	
9.400	3.423	-1.241	-0.019	
10.340	2.198	-1.274	0.011	
11.280	1.134	-0.961	0.020	
12.220	0.409	-0.587	0.019	
13.160	0.008	-0.283	0.013	
14.100	-0.158	-0.087	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

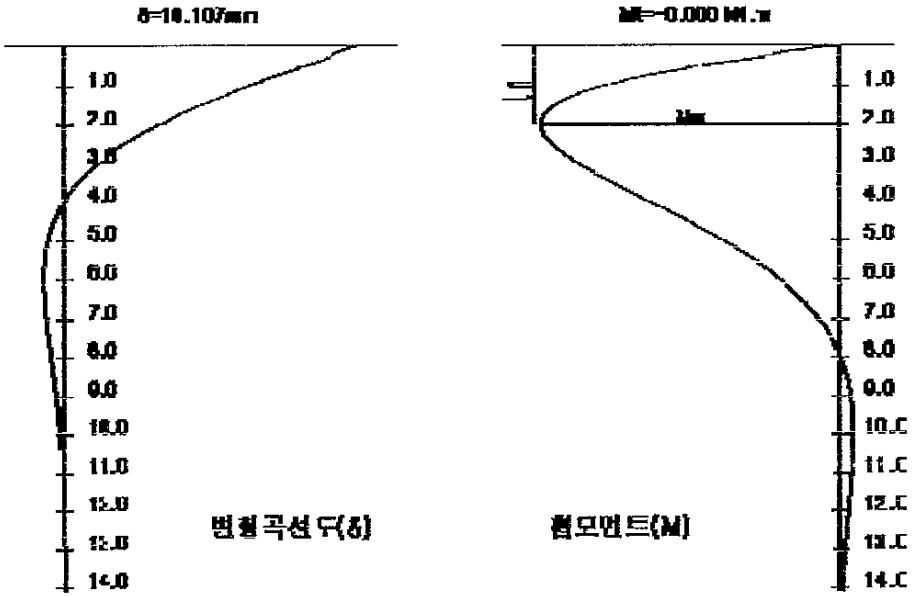
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -97.961 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.107 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.107 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-119.560	10.107	
0.940	-75.881	-47.152	6.510	
1.880	-97.751	-3.683	3.563	
2.820	-89.710	17.758	1.483	
3.760	-68.915	24.634	0.210	
4.700	-45.965	23.259	-0.437	
5.640	-26.323	18.206	-0.663	
6.580	-11.974	12.353	-0.646	
7.520	-2.862	7.225	-0.516	
8.460	2.027	3.412	-0.356	
9.400	3.977	0.947	-0.212	
10.340	4.156	-0.408	-0.104	
11.280	3.456	-0.978	-0.032	
12.220	2.468	-1.065	0.008	
13.160	1.531	-0.905	0.026	
14.100	0.794	-0.658	0.029	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈜ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

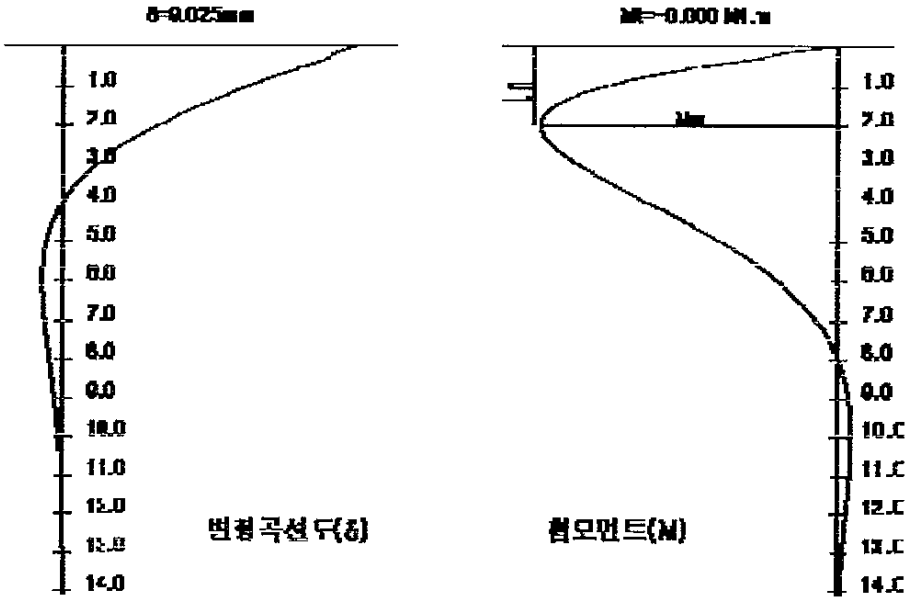
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -87.479 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.025 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.025 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-106.767	9.025	
0.940	-67.761	-42.106	5.813	
1.880	-87.291	-3.289	3.181	
2.820	-80.111	15.858	1.324	
3.760	-61.541	21.998	0.187	
4.700	-41.046	20.770	-0.390	
5.640	-23.506	16.258	-0.592	
6.580	-10.693	11.031	-0.577	
7.520	-2.556	6.452	-0.460	
8.460	1.810	3.047	-0.318	
9.400	3.552	0.846	-0.190	
10.340	3.711	-0.364	-0.093	
11.280	3.086	-0.873	-0.029	
12.220	2.204	-0.951	0.007	
13.160	1.367	-0.808	0.023	
14.100	0.709	-0.587	0.026	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

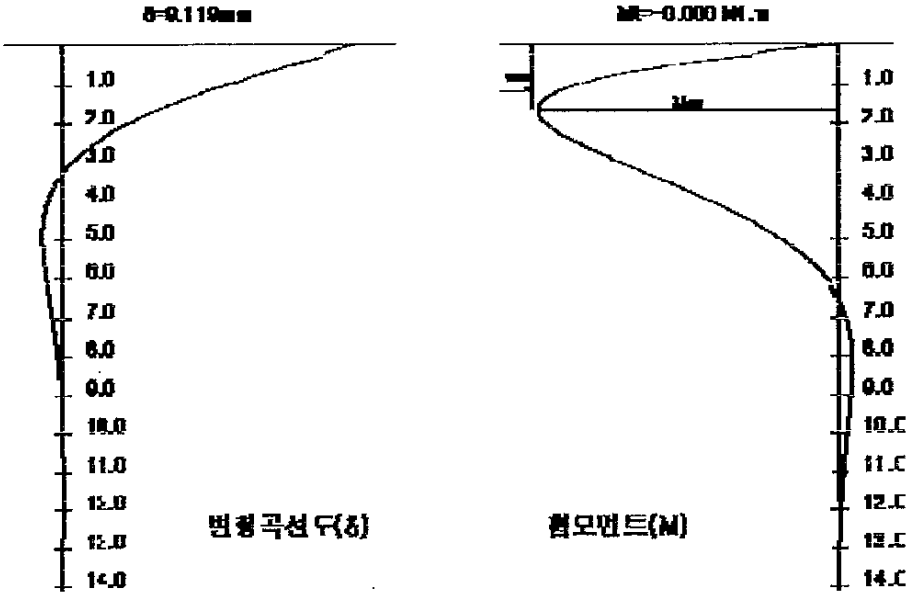
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -129.561 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.119 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.119 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-191.448	9.119	
0.940	-111.194	-57.305	5.253	
1.880	-128.100	12.162	2.328	
2.820	-102.168	37.411	0.536	
3.760	-65.391	38.133	-0.333	
4.700	-33.612	28.653	-0.602	
5.640	-12.019	17.438	-0.558	
6.580	-0.121	8.388	-0.397	
7.520	4.769	2.543	-0.229	
8.460	5.543	-0.496	-0.102	
9.400	4.439	-1.610	-0.024	
10.340	2.850	-1.652	0.014	
11.280	1.471	-1.246	0.026	
12.220	0.530	-0.761	0.024	
13.160	0.011	-0.367	0.017	
14.100	-0.204	-0.113	0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



아) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

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

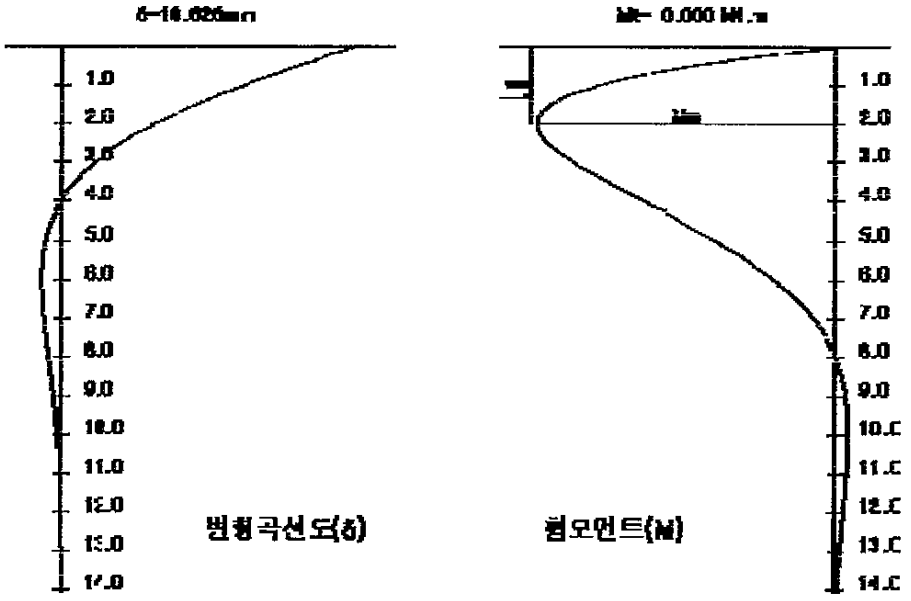
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -161.152 kN m 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 16.626 mm
- 지표면에서의 변위 : 16.626 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-196.683	16.626	
0.940	-124.829	-77.567	10.709	
1.880	-160.805	-6.058	5.861	
2.820	-147.578	29.213	2.439	
3.760	-113.370	40.524	0.345	
4.700	-75.614	38.262	-0.719	
5.640	-43.303	29.950	-1.091	
6.580	-19.697	20.322	-1.063	
7.520	-4.709	11.886	-0.848	
8.460	3.335	5.613	-0.585	
9.400	6.543	1.558	-0.349	
10.340	6.837	-0.671	-0.171	
11.280	5.685	-1.608	-0.053	
12.220	4.061	-1.752	0.013	
13.160	2.518	-1.489	0.042	
14.100	1.306	-1.082	0.048	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



나 COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

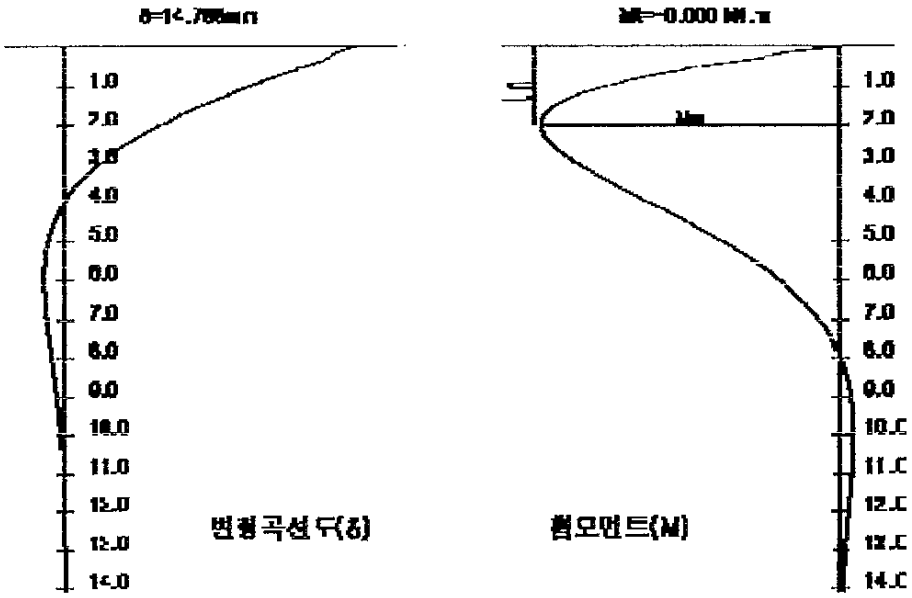
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -143.332 kN m. 1 996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 14 788 mm
- 지표면에서의 변위 : 14 788 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-174.934	14.788	
0.940	-111.025	-68.990	9.525	
1.880	-143.024	-5.388	5.213	
2.820	-131.260	25.983	2.170	
3.760	-100.834	36.043	0.307	
4.700	-67.253	34.031	-0.640	
5.640	-38.515	26.638	-0.971	
6.580	-17.519	18.075	-0.945	
7.520	-4.188	10.571	-0.754	
8.460	2.966	4.992	-0.521	
9.400	5.819	1.386	-0.311	
10.340	6.081	-0.597	-0.152	
11.280	5.057	-1.431	-0.047	
12.220	3.612	-1.558	0.012	
13.160	2.240	-1.324	0.037	
14.100	1.161	-0.962	0.043	

㉡ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

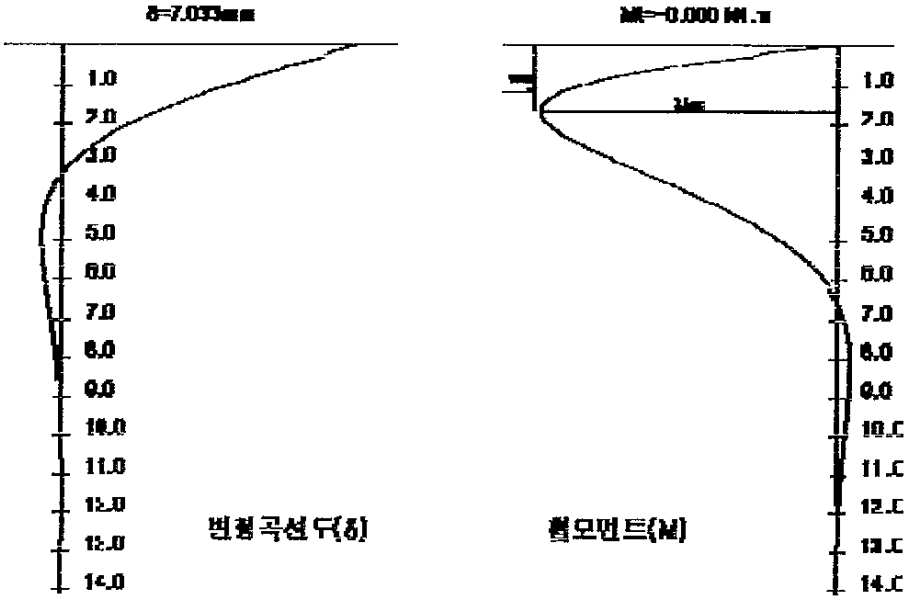
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -99.916 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.033 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.033 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-147.642	7.033	
0.940	-85.752	-44.193	4.051	
1.880	-98.789	9.379	1.795	
2.820	-78.791	28.851	0.414	
3.760	-50.429	29.407	-0.256	
4.700	-25.921	22.097	-0.464	
5.640	-9.269	13.448	-0.430	
6.580	-0.093	6.469	-0.306	
7.520	3.678	1.961	-0.177	
8.460	4.275	-0.383	-0.079	
9.400	3.423	-1.241	-0.019	
10.340	2.198	-1.274	0.011	
11.280	1.134	-0.961	0.020	
12.220	0.409	-0.587	0.019	
13.160	0.008	-0.283	0.013	
14.100	-0.158	-0.087	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

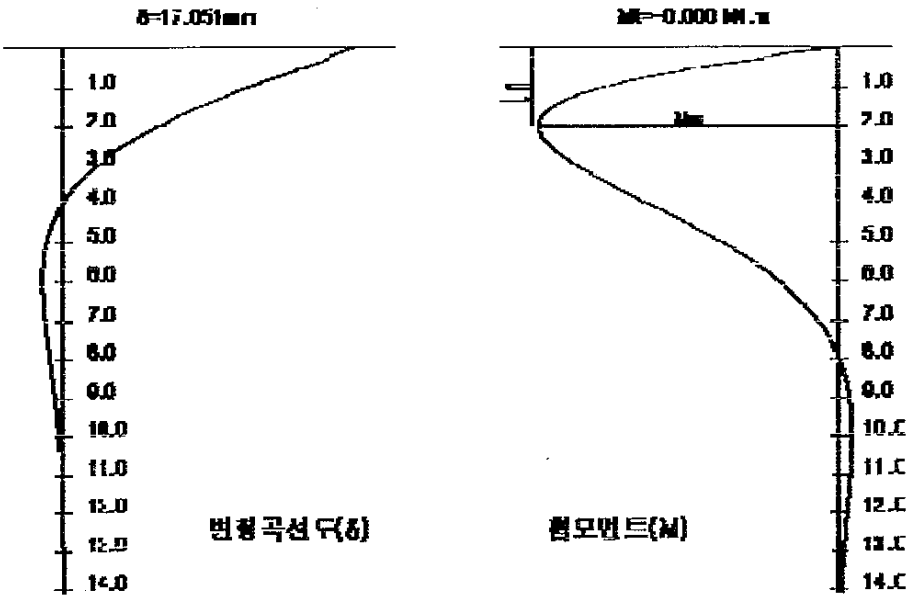
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -165.267 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 17.051 mm
- 지표면에서의 변위 : 17.051 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-201.707	17.051	
0.940	-128.017	-79.548	10.983	
1.880	-164.912	-6.213	6.011	
2.820	-151.348	29.960	2.502	
3.760	-116.265	41.559	0.354	
4.700	-77.546	39.239	-0.738	
5.640	-44.409	30.715	-1.119	
6.580	-20.201	20.841	-1.090	
7.520	-4.829	12.189	-0.870	
8.460	3.420	5.756	-0.600	
9.400	6.710	1.598	-0.358	
10.340	7.012	-0.688	-0.175	
11.280	5.830	-1.650	-0.054	
12.220	4.164	-1.796	0.013	
13.160	2.582	-1.527	0.043	
14.100	1.339	-1.110	0.049	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

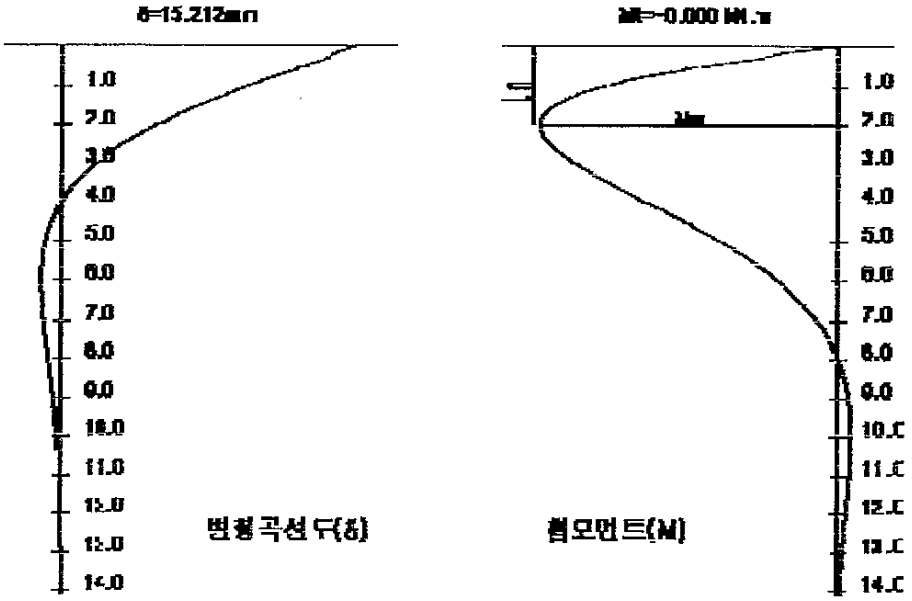
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -147.448 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 15.212 mm
- 지표면에서의 변위 : 15.212 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-179.958	15.212	
0.940	-114.214	-70.971	9.798	
1.880	-147.131	-5.543	5.362	
2.820	-135.029	26.729	2.232	
3.760	-103.729	37.078	0.316	
4.700	-69.184	35.008	-0.658	
5.640	-39.621	27.403	-0.999	
6.580	-18.022	18.594	-0.972	
7.520	-4.308	10.875	-0.776	
8.460	3.051	5.135	-0.536	
9.400	5.986	1.426	-0.320	
10.340	6.256	-0.614	-0.156	
11.280	5.202	-1.472	-0.049	
12.220	3.715	-1.603	0.012	
13.160	2.304	-1.362	0.039	
14.100	1.195	-0.990	0.044	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



ㅂ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+은도하중(2+4+6+9+12)

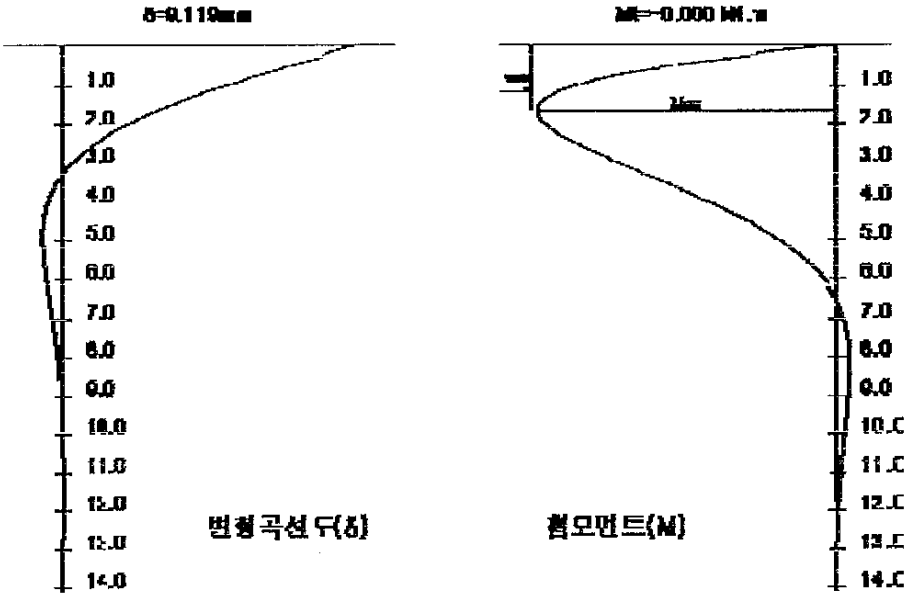
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -129.561 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.119 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.119 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-191.448	9.119	
0.940	-111.194	-57.305	5.253	
1.880	-128.100	12.162	2.328	
2.820	-102.168	37.411	0.536	
3.760	-65.391	38.133	-0.333	
4.700	-33.612	28.653	-0.602	
5.640	-12.019	17.438	-0.558	
6.580	-0.121	8.388	-0.397	
7.520	4.769	2.543	-0.229	
8.460	5.543	-0.496	-0.102	
9.400	4.439	-1.610	-0.024	
10.340	2.850	-1.652	0.014	
11.280	1.471	-1.246	0.026	
12.220	0.530	-0.761	0.024	
13.160	0.011	-0.367	0.017	
14.100	-0.204	-0.113	0.010	

㉣ 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 = 10.1068 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 9.1190 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 188.800 kN (평상시) : 「별첨자료」 참조

Pa2 = 283.200 kN (지진시) : 「별첨자료」 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	509.810	222.704	1586.000	188.800	O.K
	HINGE	412.566	339.793	1586.000	188.800	O.K
COMBO 2	FIX	465.557	252.704	1586.000	188.800	O.K
	HINGE	377.417	358.831	1586.000	188.800	O.K
COMBO 3	FIX	679.811	-5.276	2379.000	283.200	O.K
	HINGE	597.753	93.529	2379.000	283.200	O.K
COMBO 4	FIX	825.246	391.773	1586.000	188.800	O.K
	HINGE	730.061	506.383	1586.000	188.800	O.K
COMBO 5	FIX	698.610	368.963	1586.000	188.800	O.K
	HINGE	611.382	473.993	1586.000	188.800	O.K
COMBO 6	FIX	1089.321	-101.484	2379.000	283.200	O.K
	HINGE	997.123	9.530	2379.000	283.200	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 : 14.20 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 14.10/0.508 = 27.756 < 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	509.810	131.907	103.593	140.00	O.K
	HINGE	412.566	94.795	77.423	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	465.557	119.558	94.118	140.00	O.K
	HINGE	377.417	84.313	69.537	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	679.811	111.308	103.499	210.00	O.K
	HINGE	597.753	99.916	92.102	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	825.246	129.115	122.420	140.00	O.K
	HINGE	730.061	97.961	99.579	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	698.610	118.322	108.472	140.00	O.K
	HINGE	611.382	87.479	86.310	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	1089.321	125.063	137.263	210.00	O.K
	HINGE	997.123	129.561	133.735	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

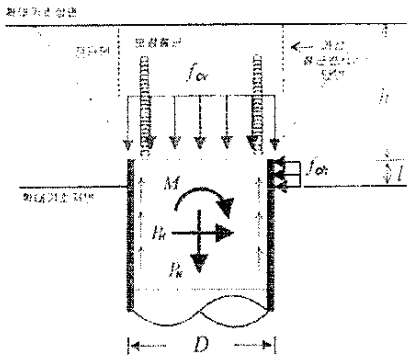
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 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	115.696	14.906	80.000	O.K
	HINGE	115.696	14.906	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	102.903	13.257	80.000	O.K
	HINGE	102.903	13.257	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	147.642	19.022	120.000	O.K
	HINGE	147.642	19.022	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	119.560	15.404	80.000	O.K
	HINGE	119.560	15.404	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	106.767	13.755	80.000	O.K
	HINGE	106.767	13.755	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	191.448	24.665	120.000	O.K
	HINGE	191.448	24.665	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 = 825245.6 / (π/4 x 508 ²)
= 4.072 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1089320.7 / (π/4 x 508 ²)
= 5.375 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{V\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

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 = 825245.6 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.149 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1089320.7 / {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 = 119560.130 / (508 x 100)
= 2.354 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 191447.746 / (508 x 100)
= 3.769 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)

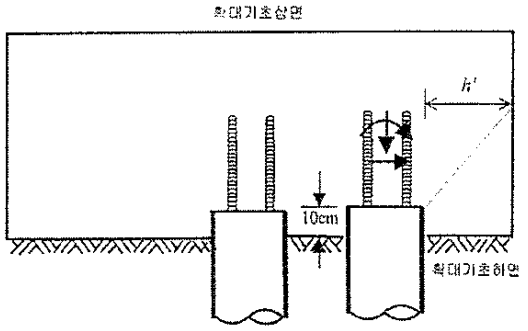
τh = 119560.130 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.201 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 191447.746 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.322 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 연속 지압강도에 대한 검토 (콘 설 · 해 6.6 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85\, f_{ck}\, A_1)$$

A1 재하면적 (mm²)

A2 지지면적 (mm²)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 24.0 x 202683.0)

= 2894313.121 N ≥ PNmax = 1258776.779 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)

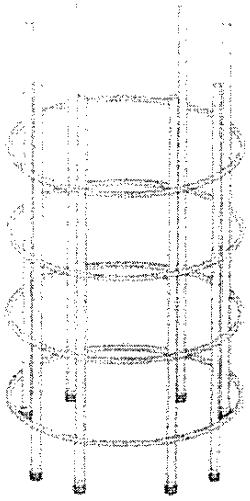
* PUNCHING 전단강도

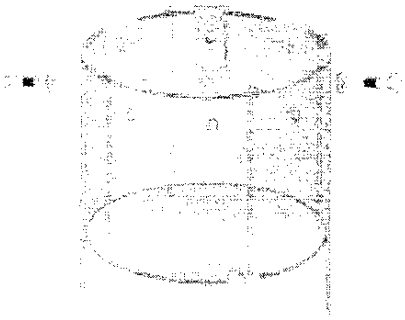
ϕVn = 0.800 x (⅓ x √24.0 x 4894.6 x 1050)

= 6713994.455 N ≥ PNmax = 1258776.779 N ∴ O.K

복현 1교_A2교대	발주처 :	BBM KOREA. Co., Ltd.
	용역사 :	2014년 7월 22일

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)	=	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	= H19(SD40)	12	EA
Ast(공칭단면적)	=	286.5	mm^2
d1 (보강철근 공칭지름)	=	19.1	mm
U (보강철근 공칭둘레)	=	60.0	mm
de2(나사산의 유효직경)	=	18.326	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	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

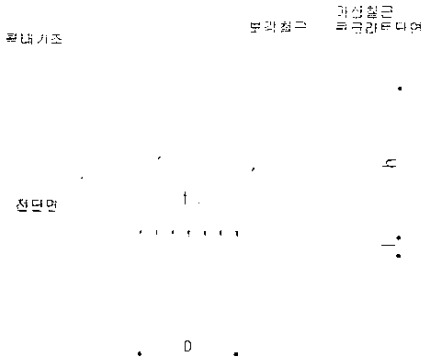
① 평상시

Pn.max (최대 압입력)	=	825.246	kN
Pn.min (최소 압입력)	=	222.704	kN
Ph.max (최대 수평력)	=	119.560	kN
M max (최대 모멘트)	=	131.907	kN*m

② 지진시

Pn.max (최대 압입력)	=	1089.321	kN
Pn.min (최소 압입력)	=	-101.484	kN
Ph.max (최대 수평력)	=	191.448	kN
M max (최대 모멘트)	=	125.063	kN*m

2. 압입력에 대한 검토



1) 확대기초 콘크리트의 수직지압응력(fcv) 검토

$$fcv = \frac{Pn.max}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{825246.0}{\pi \times 508.00^2 / 4} = 4.1 \text{ MPa} < fca = 6.8 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$fcv = \frac{Pn.max}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{1089321.0}{\pi \times 508.00^2 / 4} = 5.4 \text{ MPa} < fca = 9.0 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

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)	=	825.246 kN	(평상시)
Pn.max (최대 압입력)	=	1089.321 kN	(지진시)

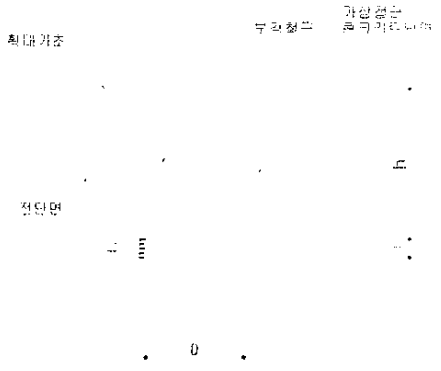
2)확대기초 콘크리트의 수직압발전단응력(Vv) 검토

$$Vv = \frac{Pn.max}{\pi(D+h)h} = \frac{825246.0}{\pi \times (508.00 + 1100.0) \ 1100.0} = 0.15 \text{ MPa} < vca = 1.0 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$Vv = \frac{Pn.max}{\pi(D+h)h} = \frac{1089321.0}{\pi \times (508.00 + 1100.0) \ 1100.0} = 0.20 \text{ MPa} < vca = 1.3 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

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)	=	825.246 kN	(평상시)
Pn.max (최대 압입력)	=	1089.321 kN	(지진시)

3. 수평력에 대한 검토



1) 확대기초 콘크리트의 수평지압응력(fch) 검토

$$fch = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{119560.0}{508.00 \times 100.00} = 2.4 \text{ MPa} < fca = 6.8 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$fch = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{191448.0}{508.00 \times 100.00} = 3.8 \text{ MPa} < fca = 9.0 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

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)	=	119.560 kN	(평상시)
Ph,max (최대 수평력)	=	191.448 kN	(지진시)

2)확대기초 콘크리트의 수평압발전단응력(Vh) 검토

$$Vh = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{119560.0}{\#\#\#\#\#(2 \times \#\#\#\#\# 508.0 + 2 \times 396.0)} = 0.20 \text{ MPa} < vca = 1.0 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$Vh = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{191448.0}{\#\#\#\#\#(2 \times \#\#\#\#\# 508 + 2 \times 396.0)} = 0.32 \text{ MPa} < vca = 1.3 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

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)	=	119.560 kN	(평상시)
Ph,max (최대 수평력)	=	191.448 kN	(지진시)

4. 인발력에 대한 검토

1) 부풀림 보강철근 나사산의 전단응력(Vs1) 검토

$$Vn = \frac{Pu.max}{n1.\pi.de2.lr} = \frac{0.000}{12 \times \pi \times 18.3 \times 25}$$

= 0.0 MPa < vsa1 = 80.0 MPa (평상시) O.K

$$Vn = \frac{Pu.max}{n1.\pi.de2.lr} = \frac{101484.000}{12 \times \pi \times 18.3 \times 25}$$

= 5.9 MPa < vsa1 = 106.4 MPa (지진시) O.K

사용철근	=	H19(SD40) - 12 EA	
n1 (부풀림보강철근 사용개수)	=	12	EA
de2 (부풀림보강철근 나사산 유효직경)	=	18.326	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)	=	101.484	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

$$Vs2 = \frac{Pu.max}{n2(\pi.de3^2/4)} = \frac{101484.000}{12 \left(\pi \times 17.78^2 / 4 \right)}$$

= 34.1 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)	=	101.484	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

$$Vb2 = \frac{Pu.max}{n2(de3\ t)} = \frac{101484.000}{12\ (\ 17.78\ x\ 9\ )}$$

$= 52.8$ 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)	=	101.484	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

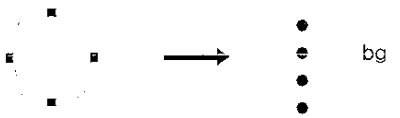
$$bn = bg - (n \times d) + \sum \frac{si}{4 \times gi}$$

$$= \begin{cases} 1577 - (\ 12 \times 23\ ) & = 1301 \\ 1577 - (\ 23 \times 23\ ) + \dfrac{70^2}{4 \times 65.7} \times 22 & = 1458.2 \end{cases}$$ 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 = 101.484 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)

$$fs3 = \frac{Pu.max \times Im \times y}{2 \times I \times n3} = \frac{101484 \times 18.0 \times 25.0}{2 \times 60000 \times 12} = 31.7 \ MPa$$

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)	=	101.484	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)

$$Vv3 = \frac{Pu.max}{n3 * A} = \frac{101484.000}{12 \times 1120.0}$$

$= 7.6 \ MPa$: 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)	=	101.484	kN (지진시)

3) 합성응력의 검토

$$\left(\frac{fs3}{fsa3}\right)^2 + \left(\frac{Vv3}{vva3}\right)^2 \leq 1.2$$

$$\left(\frac{0.0}{140.0}\right)^2 + \left(\frac{0.0}{80.0}\right)^2 = 0 \leq 1.2 \quad \text{(평상시)}$$

$$\left(\frac{31.7}{186.2}\right)^2 + \left(\frac{7.6}{106.4}\right)^2 = 0.03405 \leq 1.2 \quad \text{(지진시)}$$

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)

$$Vt3 = \frac{Pu.max}{n3 * At} = \frac{101484.000}{12 \times 480.0} = 17.6 \ MPa$$

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)	=	101.484	kN (지진시)

6. 보강철근의 소요정착장(L0) 검토 : 수직형

$$L0 = Max\left[\frac{fsa1 \times Ast}{voa \times U}, 35*d1+(0/2)\right] = Max\left[\frac{180.0 \times 286.5}{1.7 \times 60.0}, 35 \times 19 + 254\right]$$

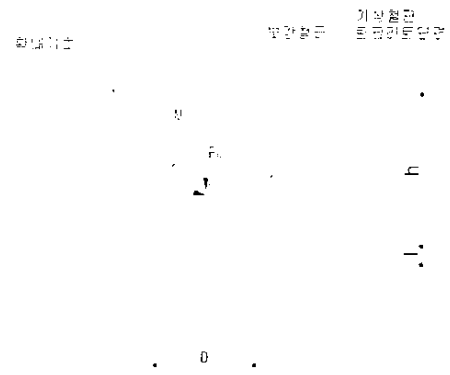
$$= Max\left[505.6, 922.5\right] = 922.5 \ mm$$

사용철근	H19(SD40)	- 12	EA
d1 (보강철근의 공칭지름)	19.1	mm	
U (보강철근의 공칭둘레)	60.0	mm	
Ast (보강철근의 공칭단면적)	286.5	mm^2	
fsa1(보강철근의 허용 인장응력)	180.0	MPa	
voa (기초 콘크리트의 허용 부착응력)	1.7	MPa	

따라서, 부플럼 보강철근의 정착장은 922.5 mm 이상으로 한다.

7. 확대기초속의 맞뚝머리 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.

$$S = C\star \frac{rs/r + \cos\alpha}{1 - \cos\alpha}$$

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 0.00873 = 0.131
As(보강철근량) = H19(SD40) x 12 EA = 286.5 x 12 = 3438.0 mm^2
ρ (가상단면 철근비) = As / (π x r^2) = 3438 / (π x 354.00^2) = 0.00873
e/r = 159.840 / 354.00 = 0.452 (평상시)
e/r = 114.808 / 354.00 = 0.324 (지진시)
e(편심량) = M max / Pn.max = 13190700.0 / 825246.0 = 159.840 mm (평상시)
e(편심량) = M max / Pn.max = 12506300.0 / 1089321.0 = 114.808 mm (지진시)

앞의 이론식으로 부터

C = 0.613 , S = 0.127 (평상시: rs/r = 0.647 , np = 0.131 , e/r = 0.452)
C = 0.505 , S = 0.000 (지진시: rs/r = 0.647 , np = 0.131 , e/r = 0.324)
fc = (M'/r^3) x C = (42404408.4 / 354.000^3) x 0.613 x 10
= 5.9 MPa < fca = 10.8 MPa (평상시) O.K
fc = (M'/r^3) x C = (51068263.4 / 354.000^3) x 0.505 x 10
= 5.8 MPa < fca = 14.4 MPa (지진시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (42404408.4 / 354.000^3) x 0.127 x 15
= 1.8 MPa < fsa = 180.0 MPa (평상시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (51068263.4 / 354.000^3) x 0.000 x 15
= 0.0 MPa < fsa = 239.4 MPa (지진시) O.K
M' = Mmax + Pn.max x r = 131.907 + 825 x ##### = 424.044 kN-m (평상시)
M' = Mmax + Pn.max x r = 125.063 + 1089.321 x ##### = 510.683 kN-m (지진시)
fca(콘크리트허용압축응력) = 0.4 fck = 0.4 x 27.0 = 10.8 MPa (평상시)
fca(콘크리드허용압축응력) = 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 0.00873 = 0.131
As(보강철근량) = H19(SD40) x 12 EA = 286.5 x 12 = 3438 mm^2
p (가상단면 철근비) = As / (π x r^2) = 3438 / (π x 354.00^2) = 0.00873
e/r= 592.297 / 354.00 = 1.673 (평상시)
e/r= -1232.342 / 354.00 = -3.481 (지진시)
e(편심량) = M max / Pn.min = 13190700.0 / 222704.0 = 592.297 mm (평상시)
e(편심량) = M max / Pn.min = 12506300.0 / -101484.0 = -1232.34 mm (지진시)

앞의 이론식으로 부터

C = 1.108 , S = 1.046 (평상시: rs/r = 0.647 , np = 0.131 , e/r = 1.673)
C = 3.704 , S = 7.923 (지진시: rs/r = 0.647 , np = 0.131 , e/r = -3.481)
fc = (M'/r^3) x C = (21074421.6 / 354.000^3) x 1.108 x 10
= 5.3 Mpa < fca = 10.8 MPa (평상시) O.K
fc = (M'/r^3) x C = (8913766.4 / 354.000^3) x 3.704 x 10
= 7.4 MPa < fca = 14.4 MPa (지진시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (21074421.6 / 354.000^3) x 1.046 x 15 x 10
= 74.5 MPa < fsa = 180.0 MPa (평상시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (8913766.4 / 354.000^3) x 7.92 x 15 x 10
= 238.8 MPa < fsa = 239.4 MPa (지진시) O.K
M' = Mmax + Pn.min x r = 131.907 + 222.7 x ##### = 210.744 kN-m (평상시)
M' = Mmax + Pn.min x r = 125.063 + -101.5 x ##### = 89.138 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

북현1교 2. 해석결과 요약
* 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

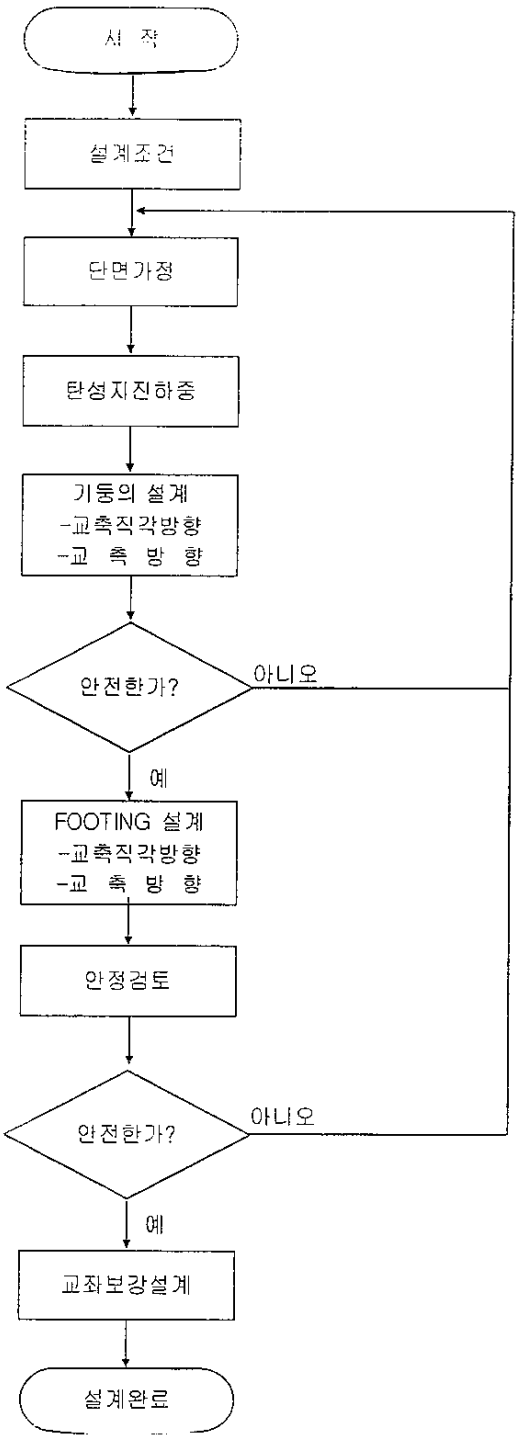
9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

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

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

▣ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	43703.834	4091.277	10.68	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	8514.307	396.393	21.48	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	789.000	536.485	1.47	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	44700.113	20082.653	2.23	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	8514.307	1981.929	4.30	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1183.500	865.608	1.37	1.00	O.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	42434.116	9926.515	4.27	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	8082.689	1733.268	4.66	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	789.000	577.601	1.37	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	44700.113	15405.565	2.90	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	8514.307	1758.694	4.84	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1183.500	727.407	1.63	1.00	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.013	22594.438	64523.752	2.856	O.K
	모멘트최대	0.013	15505.578	50086.552	3.230	O.K
	탄성설계	0.013	12404.462	23275.337	1.876	O.K
	편심최대	0.013	11784.239	43683.162	3.707	O.K
교축직각방향	축력최대	0.013	22594.438	64523.752	2.856	O.K
	모멘트최대	0.013	14022.117	39629.368	2.826	O.K
	탄성설계	0.013	12404.462	34704.432	2.798	O.K
	편심최대	0.013	10300.779	36408.574	3.535	O.K
합성부재력	축력최대	0.013	22594.438	64523.752	2.856	O.K
	모멘트최대	0.013	14818.917	46403.654	3.131	O.K
	탄성설계	0.013	12404.462	22124.172	1.784	O.K
	편심최대	0.013	11097.578	45337.455	4.085	O.K
	모멘트최대	0.013	14022.117	35031.050	2.498	O.K
	편심최대	0.013	10300.779	31121.927	3.021	O.K

단면위치		Puse	Pu(kN)	φPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.013	23717.660	64523.752	2.720	O.K
	모멘트최대	0.013	15110.228	50070.590	3.314	O.K
	탄성설계	0.013	12088.183	23675.151	1.959	O.K
	편심최대	0.013	11483.774	43684.873	3.804	O.K
교축직각방향	축력최대	0.013	23717.660	64523.752	2.720	O.K
	모멘트최대	0.013	15369.056	51630.489	3.359	O.K
	탄성설계	0.013	12088.183	41745.651	3.453	O.K
	편심최대	0.013	11742.602	43265.754	3.685	O.K
합성부재력	축력최대	0.013	23717.660	64523.752	2.720	O.K
	모멘트최대	0.013	15796.889	48235.404	3.053	O.K
	탄성설계	0.013	12088.183	23204.600	1.920	O.K
	편심최대	0.013	12170.434	41394.206	3.401	O.K
	모멘트최대	0.013	15369.056	44432.317	2.891	O.K
	편심최대	0.013	11742.602	36576.206	3.115	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	2000.4	100.0	33825.803	42398.400	19495.742	24052.001	1.234	O.K
	우측내민보	2000.4	100.0	36427.468	42398.400	20894.942	24052.001	1.151	O.K
	좌측내민보수	2800.0	100.0	2182.952	6487.500	1996.892	5893.187	2.951	O.K
	우측내민보수	2800.0	100.0	2159.801	6487.500	1975.789	5893.187	2.983	O.K
	내부지간1좌	2714.6	100.0	16321.587	42398.400	13672.582	34347.146	2.512	O.K
	내부지간1중	2504.3	100.0	15948.367	22294.800	12496.745	17319.925	1.386	O.K
	내부지간1우	2272.0	100.0	25211.800	42398.400	17088.244	27966.013	1.637	O.K
	교량받침10	2236.2	100.0	172.476	42398.400	119.376	27450.824	229.952	O.K
	교량받침1	2239.1	100.0	224.887	11147.400	159.683	7786.477	48.762	O.K
	교량받침11	2711.9	100.0	15218.560	42398.400	12752.067	34307.382	2.690	O.K
	교량받침2	2715.4	100.0	15150.370	42398.400	12714.337	34358.637	2.702	O.K
	교량받침13	2578.9	100.0	5808.152	22294.800	4760.910	17885.964	3.757	O.K
	교량받침4	2578.9	100.0	6124.063	22294.800	5017.813	17885.964	3.564	O.K
	교량받침14	2504.3	100.0	14175.719	22294.800	11134.333	17319.925	1.556	O.K
	교량받침5	2504.3	100.0	15948.367	22294.800	12496.745	17319.925	1.386	O.K
	교량받침15	2407.6	100.0	5494.028	22294.800	4185.211	16587.242	3.963	O.K
	교량받침6	2407.6	100.0	5453.105	22294.800	4154.273	16587.242	3.993	O.K
	교량받침16	2272.0	100.0	0.000	42398.400	0.000	27966.013	1.#IO	O.K
	교량받침17	2007.4	100.0	23998.741	42398.400	14138.379	24152.651	1.708	O.K
	교량받침8	1998.5	100.0	23354.642	42398.400	13704.256	24024.514	1.753	O.K
	교량받침18	1260.2	100.0	1299.113	42398.400	466.513	13381.360	28.684	O.K
	교량받침9	1250.7	100.0	613.800	42398.400	218.867	13243.612	60.510	O.K
기초	교축방향	1800.0	100.0	17638.055	19742.100	10048.482	11227.630	1.117	O.K
	교직-지점부	1800.0	100.0	15549.177	18967.900	8873.714	10794.237	1.216	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	190.247	180.000	127.273	200.185	O.K
	우측내민보	210.517	180.000	127.273	160.328	O.K
	좌측내민보수평	118.816	180.000	166.704	449.040	O.K
	우측내민보수평	117.560	180.000	166.704	456.120	O.K
	내부지간1좌측지점부	100.136	180.000	127.273	572.681	O.K
	내부지간1중앙부	186.791	180.000	127.273	202.845	O.K
	내부지간1우측지점부	170.998	180.000	127.273	246.781	O.K
	교량받침10	1.666	180.000	127.273	37810.261	O.K
	교량받침1	14.930	180.000	254.545	4219.824	O.K
	교량받침11	88.381	180.000	127.273	677.282	O.K
	교량받침2	87.843	180.000	127.273	682.732	O.K
	교량받침13	49.080	180.000	127.273	1283.613	O.K
	교량받침4	52.749	180.000	127.273	1194.327	O.K
	교량받침14	134.049	180.000	127.273	368.723	O.K

	교량받침5	186.791	180.000	127.273	202.845	O.K
	교량받침15	62.304	180.000	127.273	1011.172	O.K
	교량받침6	64.179	180.000	127.273	981.632	O.K
	교량받침17	144.619	180.000	127.273	330.784	O.K
	교량받침8	139.443	180.000	127.273	350.996	O.K
	교량받침18	13.993	180.000	127.273	4502.287	O.K
	교량받침9	6.901	180.000	127.273	9128.740	O.K
기초	교축방향	211.286	180.000	123.529	150.217	O.K
	교직-지점부	223.276	180.000	128.571	130.202	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 : PC GIRDER
3) 교 량 등 급 : 1 등교
4) 기 초 형 식 : 직접기초

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 = 50
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 42.386 ° : 15 + $\sqrt{}$15N
3) 기초지반의 점착력 : C = 0.03 kN/m²
4) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 600 kN/m²
5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.6 : $\tan\Phi b$ = 0.60, Cb = 0:암과 콘크리트
6) 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]

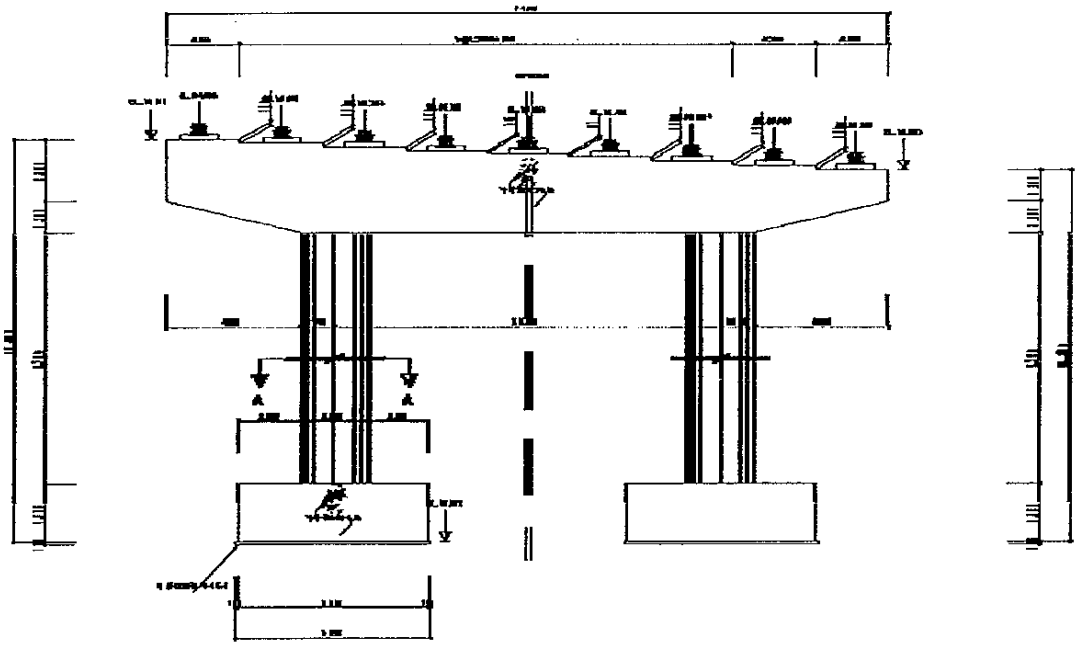
3.5 설 계 방 법

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) 두부설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	882.481	314.568	314.568	126.115
2	837.456	373.603	373.603	274.966
3	807.134	357.038	357.038	358.025
4	809.221	295.164	295.164	350.372
5	818.970	288.622	288.622	292.872
6	801.283	345.422	345.422	289.987
7	790.203	360.408	360.408	354.435
8	827.407	287.468	287.468	381.044
9	988.493	141.972	141.972	335.018
10	1251.218	61.629	345.984	61.629
11	1212.055	161.273	371.147	161.273
12	1175.027	268.106	361.287	268.106
13	1159.456	357.927	334.611	357.927
14	1156.542	408.070	326.503	408.070
15	1155.722	432.916	343.775	432.916
16	1173.193	433.495	333.553	433.495
17	1230.095	413.598	279.587	413.598
18	1335.524	359.744	187.274	359.744
계	18411.480	5661.023	5647.986	5659.592

※ 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 / 6.340 = 3.886 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (24.640 / 6.340)] x 6.340 = 20.4 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 20.432 kN/m

P1 = 20.432 x (30.129 + 44.996) / 2 x sin87.6

= 766.793 kN

작용위치 h = 6.340/2 + 0.420 + 0.500 = 4.09 m

작용모멘트 My = Ph x h = 766.793 x 4.090 = 3136.35 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 2.000 x 2.800 = 16.804 kN

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m (풍상측)

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 168.955 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 (30.129 + 44.996)/2 x sin87.6 = 56.294 kN

작용위치 h = 2.831 + 1.500 + 0.500 = 4.831 m

작용모멘트 My = Ph x h = 56.294 x 4.831 = 271.964 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

i 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$ 0.000010 x 25.0 x 45.0 = 0.01125 m

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \qquad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

Ph = 3 x 27804000 x 1.37367 x 2EA x 0.01125 / 10.796^3 x sin87.6

= 2046.705 kN

(2) 탄성받침의 전단변형을 유발하는 수평력

탄성받침의 전단탄성계수 : ∑kh = 48529.13 kN/m

Ph = ∑kh x δ = 48529.13 x 0.01125 x sin87.6

= 545.416 kN

· 수평력은 ①,②중 작은값 545.416 kN를 적용한다.

(3) 작용 모멘트

Mh = 545.416 x (0.420 + 1.000/2) = 501.904 kN.m

5.5 원심하중 (CF)

CF = 0.79 x V^2 / R (%)

= 0.79 x 100.000^2 / 1060.000

= 7.453 %

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

작용위치 h = 2.831 + 1.800 + 0.500 = 5.131 m

작용수평력 Pcf = 7.453 x 5661.023 / 100 = 421.906 kN

작용모멘트 My = Pcf x h = 421.906 x 5.131 = 2164.877 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 = 4.605 m (기초상단으로 부터)

2) 교축방향 (CO-LO)

P = 500.000 kN의 하중이 지면상 1.8m 에서 수평으로 작용 하는것으로 한다

작용위치 h = 4.605 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	1919.640	3874.070	0.02734	637.590	2097.550	0.00413
	하중경우 2	기둥 1	626.700	1273.030	0.00883	1979.080	6499.580	0.01228
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	1982.380	17290.220	0.00000	657.130	3610.160	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	692.650	5668.810	0.00000	2034.890	11208.360	0.00000
기둥상단	하중경우 1	기둥 2	1821.820	3990.280	0.02698	598.290	1887.190	0.00412
	하중경우 2	기둥 2	594.940	1315.120	0.00866	1854.160	5830.640	0.01227
기둥하단	하중경우 1	기둥 2	1864.810	16642.520	0.00000	617.820	3474.560	0.00000
	하중경우 2	기둥 2	637.130	5379.340	0.00000	1910.110	10778.020	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 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 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	

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

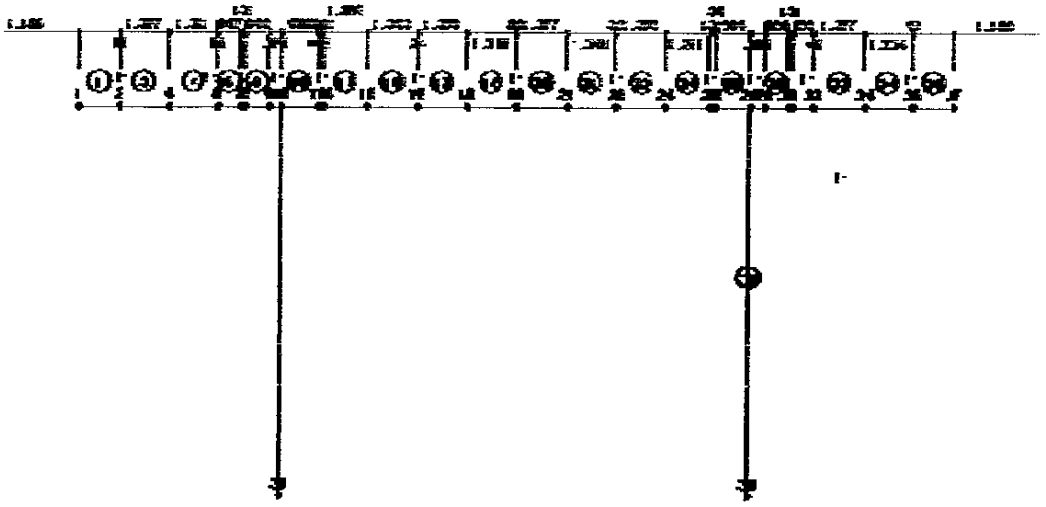
5.10 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q	CF
UEB01	1.00	2.15									1.30	1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30	1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30	1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30	
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30	1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30	1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30	1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30	1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30	1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30	1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30	1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30	1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30	1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			1.25	
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			1.25	
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20	

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	10.296	11	6.627	10.296	21	13.534	10.296	31	19.800	10.296
2	1.126	10.296	12	6.648	10.296	22	14.879	10.296	32	20.380	10.296
3	1.139	10.296	13	6.669	10.296	23	14.911	10.296	33	20.420	10.296
4	2.516	10.296	14	6.800	10.296	24	16.289	10.296	34	21.797	10.296
5	3.877	10.296	15	8.025	10.296	25	17.500	10.296	35	23.131	10.296
6	3.893	10.296	16	9.378	10.296	26	17.631	10.296	36	23.174	10.296
7	4.500	10.296	17	9.402	10.296	27	17.666	10.296	37	24.300	10.296
8	4.631	10.296	18	10.780	10.296	28	18.650	10.296	38	5.650	0.000
9	5.271	10.296	19	12.129	10.296	29	19.043	10.296	39	18.650	0.000
10	5.650	10.296	20	12.157	10.296	30	19.669	10.296			

6.3 단면 제원

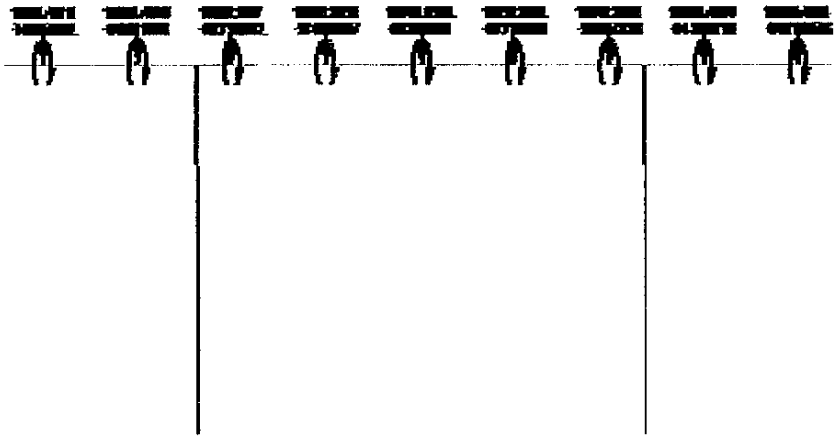
구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.800	1.000	2.800	1.829333	0.233333	37
②	2.800	1.251	3.503	2.288496	0.456824	36
③	2.800	1.260	3.528	2.304960	0.466754	35
④	2.800	1.693	4.740	3.097061	1.132264	34
⑤	2.800	1.986	5.561	3.633056	1.827740	1
⑥	2.800	1.999	5.597	3.656837	1.863868	33
⑦	2.800	2.007	5.620	3.671472	1.886335	32
⑧	2.800	2.136	5.981	3.907456	2.273948	30, 31
⑨	2.800	2.236	6.261	4.090389	2.608508	2

⑩	2.800	2.239	6.269	4.095877	2.619022	3
⑪	2.800	2.272	6.362	4.156245	2.736540	24~29
⑫	2.800	2.408	6.742	4.405035	3.257964	22, 23
⑬	2.800	2.504	7.011	4.580651	3.663361	18~21
⑭	2.800	2.545	7.126	4.655653	3.846273	4
⑮	2.800	2.579	7.221	4.717851	4.002495	16, 17
16	2.800	2.712	7.594	4.961152	4.654209	5
17	2.800	2.715	7.602	4.966640	4.669671	6, 9~15
18	2.800	2.850	7.980	5.213600	5.401463	7, 8
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

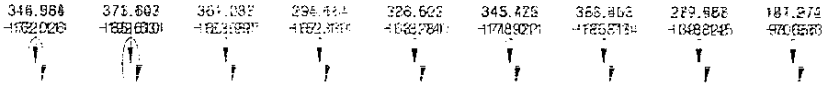
① 고정하중 (D)



② 활하중 : 만재하시 (L1)



3 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



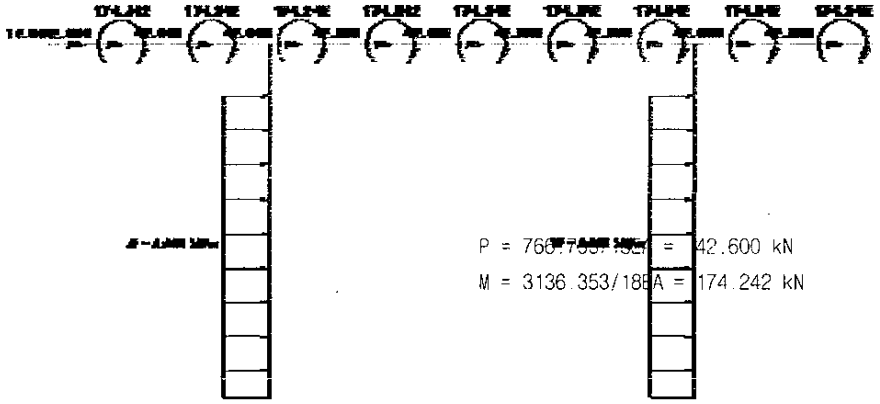
4) 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



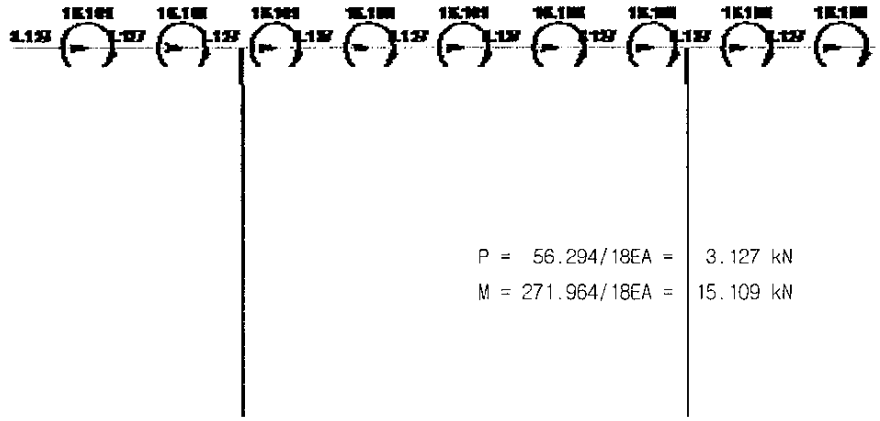
2) 수평하중

ㅣ 교축직각 방향

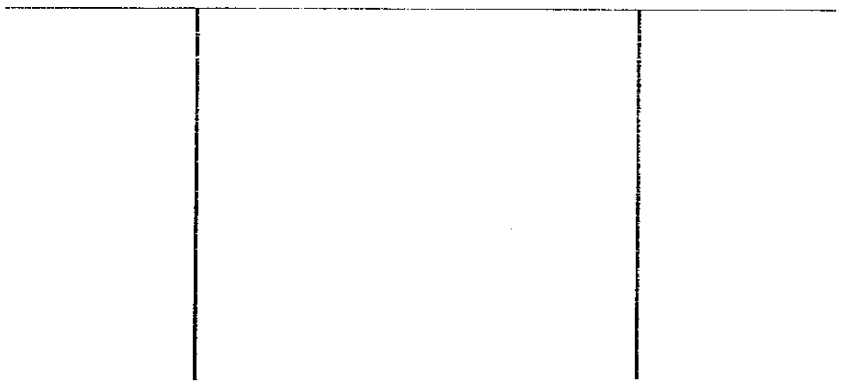
가 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



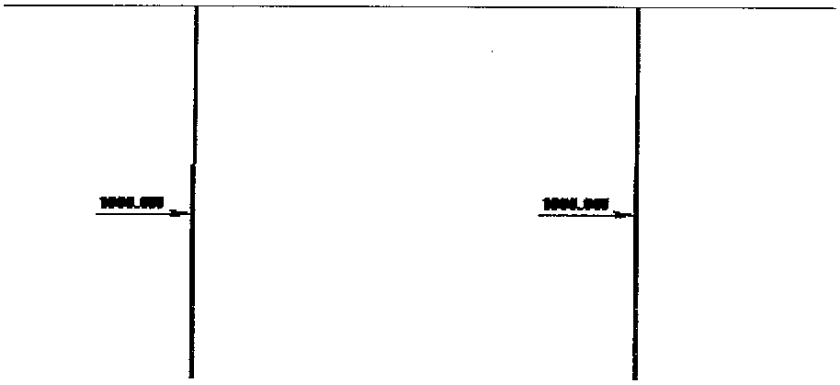
나 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



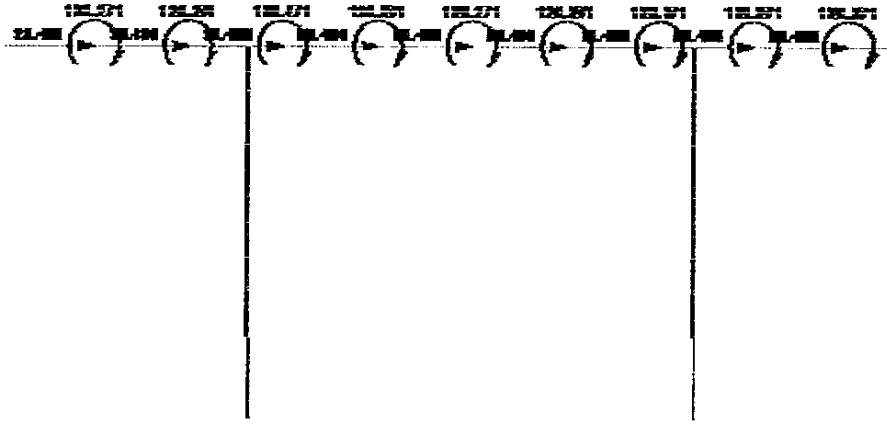
다. 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃



라. 교각 충돌하중 (CO-TR)

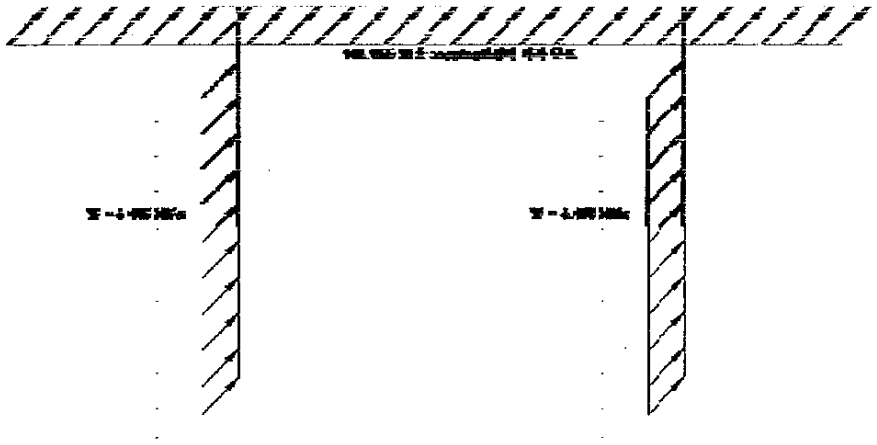


마. 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.

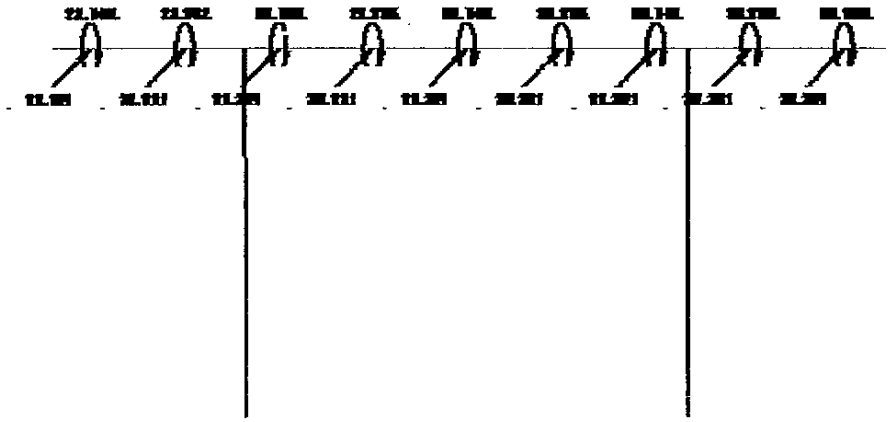


② 교축 방향

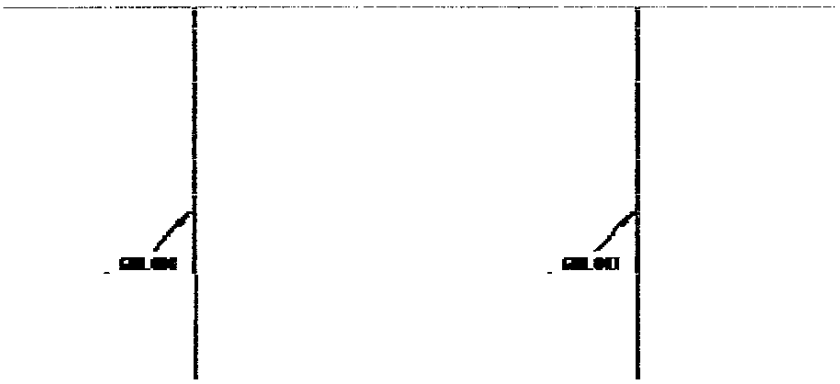
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉯ 온도하중 (G-L01) : P = 545.416 / 18EA = 30.301 kN M = 501.904 / 18EA = 27.884 kN.m



㉰ 교각 충돌하중 (CO-L0)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

: 기둥 : 부재번호 37 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11490.853	-1397.805	-276.196	-12404.462	1031.556	-276.196	
L1	-2536.713	361.294	49.769	-2536.713	-76.460	49.769	
L2	-3207.552	-33.516	6.642	-3207.552	-91.935	6.642	
L3	-2136.139	435.064	40.694	-2136.139	77.126	40.694	
W-TR	552.866	-1579.353	-416.905	552.866	2221.108	-447.251	
WL	42.662	-109.591	-30.005	42.662	154.322	-30.005	
G-TR	-3.537	598.202	186.209	-3.537	-1039.654	186.209	
E-TR	0.000	6499.580	1979.080	0.000	11208.360	2034.890	
CO-TR	166.499	-1137.818	-9.821	166.499	3553.968	-1009.821	
CF	328.923	-819.093	-225.109	328.923	1160.915	-225.109	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11490.853	-779.009	-0.451	-12404.462	-775.038	-0.451	
L1	-2536.713	60.652	4.649	-2536.713	19.758	4.649	
L2	-3207.552	-12.622	-0.170	-3207.552	-11.123	-0.170	
L3	-2136.139	16.877	2.011	-2136.139	-0.815	2.011	
W-LO	0.000	-100.393	93.641	0.000	-1057.496	123.987	
WL	42.662	0.000	0.000	42.662	0.000	0.000	
G-LO2	0.000	-662.244	272.858	0.000	-3062.246	272.858	
E-LO	0.000	3874.070	1919.640	0.000	17290.220	1982.380	
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	-2302.700	500.000	
CF	328.923	0.000	0.000	328.923	0.000	0.000	

② 기둥 : 부재번호 36 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11174.574	1728.153	276.196	-12088.183	-701.208	276.196	
L1	-3124.310	201.982	-49.769	-3124.310	235.772	-49.769	
L2	-2440.434	-108.686	-6.642	-2440.434	-50.267	-6.642	
L3	-3523.453	-25.510	-40.694	-3523.453	332.429	-40.694	
W-TR	-552.866	-1295.980	-366.692	-552.866	2062.818	-397.037	
WL	-42.662	-88.593	-26.289	-42.662	142.640	-26.289	
G-TR	3.537	-552.220	-186.209	3.537	1085.637	-186.209	
E-TR	0.000	5830.640	1854.160	0.000	10778.020	1910.110	
CO-TR	-166.499	-1026.663	9.821	-166.499	3492.353	-990.179	
CF	-328.923	-659.078	-196.797	-328.923	1071.904	-196.797	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11174.574	-764.671	0.451	-12088.183	-768.642	0.451	
L1	-3124.310	-87.008	-4.649	-3124.310	-46.114	-4.649	
L2	-2440.434	-7.211	0.170	-2440.434	-8.710	0.170	
L3	-3523.453	-47.006	-2.011	-3523.453	-29.314	-2.011	
W-LO	0.000	-153.076	75.315	0.000	-948.984	105.660	
WL	-42.662	0.000	0.000	-42.662	0.000	0.000	
G-LO2	0.000	-657.904	272.557	0.000	-3055.255	272.557	
E-LO	0.000	3990.280	1821.820	0.000	16642.520	1864.810	
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	-2302.700	500.000	
CF	-328.923	0.000	0.000	-328.923	0.000	0.000	

③ 두부보 : 내인보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재29, 절점30)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-10736.713	4980.026	-10630.568	-4899.121	
L1	-1711.800	911.073	-2253.002	-1202.782	
L2	-2866.709	1405.302	-1560.629	-896.301	
L3	-980.928	623.983	-2999.904	-1489.404	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	696.968	0.000	-696.968	0.000	
WL	60.436	0.000	-60.436	0.000	
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
CO-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
CF	481.084	0.000	-481.084	0.000	

4. 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재13, 절점13)		중앙부		좌측 (부재25, 절점26)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-7989.954	-3982.491	5593.142	-3982.491	-7596.852	3835.090	
L1	-1438.372	-1000.496	2234.768	-1000.496	-1809.860	1127.625	
L2	2461.339	-1083.925	1735.040	-1083.925	-1031.753	850.172	
L3	-590.773	-886.025	2306.804	-886.025	-2543.877	1246.119	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	2686.884	552.866	2686.884	552.866	-2328.180	552.866	
WL	201.787	42.662	201.787	42.662	-175.214	42.662	
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	-873.953	-3.537	-835.179	-3.537	-835.179	-3.537	
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	982.890	166.499	982.890	166.499	-842.267	166.499	
CF	1543.259	328.923	1543.259	328.923	-1340.769	328.923	

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	-91.828	1417.609	-110.270	2302.126	-7051.254	3995.168
L1	0.000	61.629	-0.801	376.197	-1030.829	537.470
L2	0.000	345.984	-4.498	660.552	-1813.089	1031.699
L3	0.000	61.629	-0.801	187.744	-514.844	349.017
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	174.242	0.000	348.484	0.000	522.726	0.000
WL	15.109	0.000	30.218	0.000	45.327	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
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	120.271	0.000	240.542	0.000	360.813	0.000

구 분	S4(절점6),		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-7115.201	4835.663	2104.160	-3474.086	2159.659	-2310.293
L1	-1039.428	911.073	1271.972	-1000.496	1287.394	-642.569
L2	-1829.596	1405.302	475.014	-1083.925	492.998	-749.314
L3	-520.429	623.983	1809.470	-886.025	1822.144	-528.098
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	696.968	0.000	1363.412	552.866	1524.386	552.866
WL	60.436	0.000	101.326	42.662	115.411	42.662
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

G-TR	0.000	0.000	-864.371	-3.537	-864.286	-3.537
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	531.845	166.499	527.849	166.499
CF	481.084	0.000	772.478	328.923	884.854	328.923

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)		S9(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	5593.142	-1019.466	5589.235	960.952	2326.201	2589.265
L1	2234.768	-347.405	2233.069	349.287	1282.310	782.203
L2	1731.465	-454.150	1735.040	160.975	1296.866	504.750
L3	2306.804	230.344	2300.354	523.216	876.162	956.132
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	190.962	552.866	349.724	552.866	-1155.177	552.866
WL	14.182	42.662	28.097	42.662	-88.028	42.662
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-854.640	-3.537	-854.541	-3.537	-844.913	-3.537
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	73.808	166.499	69.146	166.499	-384.063	166.499
CF	108.152	328.923	219.213	328.923	-676.115	328.923

구 분	S10(절점23)		S11(절점0)		S12(절점32)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	2243.258	3395.942	0.000	0.000	-7184.580	-4795.431
L1	1257.279	1127.625	0.000	0.000	-1397.824	-1202.782
L2	1280.714	850.172	0.000	0.000	-923.359	-696.301
L3	845.566	1246.119	0.000	0.000	-1940.938	-1489.404
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-998.627	552.866	0.000	0.000	-696.968	0.000
WL	-74.284	42.662	0.000	0.000	-60.436	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-844.800	-3.537	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	-389.391	166.499	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	-566.370	328.923	0.000	0.000	-481.084	0.000

구 분	S13(절점33)		S14(절점35)		S15(절점36)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-7042.079	-3559.722	-94.489	-2416.504	-48.088	-1077.205
L1	-1366.257	-789.184	-6.105	-501.716	0.000	-141.972
L2	-898.691	-616.714	-6.105	-329.246	0.000	-141.972

L3	-1897.906	-1075.806	-14.406	-694.762	0.000	-335.018
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-522.726	0.000	-348.484	0.000	-174.242	0.000
WL	-45.327	0.000	-30.218	0.000	-15.109	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
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	-360.813	0.000	-240.542	0.000	-120.271	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 37 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-13698.643	-1855.604	-451.536	-14612.252	2116.011	-451.536	
SV002	-14369.482	-2250.414	-494.663	-15283.091	2100.536	-494.663	
SV003	-13298.070	-1781.833	-460.611	-14211.679	2269.597	-460.611	
SV004	-10937.987	-2977.158	-693.101	-11851.596	3252.665	-723.447	
SV005	-13379.549	-2754.872	-689.994	-14293.158	3380.887	-705.166	
SV006	-14050.388	-3149.682	-733.120	-14963.997	3365.412	-748.293	
SV007	-12978.975	-2681.101	-699.068	-13892.584	3534.472	-714.240	
SV008	-13702.180	-1257.402	-265.327	-14615.789	1076.357	-265.327	
SV009	-13695.106	-2453.806	-637.746	-14608.715	3155.665	-637.746	
SV010	-14373.020	-1652.211	-308.454	-15286.628	1060.882	-308.454	
SV011	-14365.945	-2848.616	-680.873	-15279.554	3140.190	-680.873	
SV012	-13301.607	-1183.631	-274.401	-14215.216	1229.942	-274.401	
SV013	-13294.533	-2380.036	-646.820	-14208.141	3309.251	-646.820	
SV014	-10941.524	-2378.956	-506.892	-11855.133	2213.011	-537.237	
SV015	-10934.450	-3575.361	-879.311	-11848.059	4292.319	-909.656	
SV016	-13383.086	-2156.670	-503.784	-14296.695	2341.233	-518.957	
SV017	-13376.012	-3353.074	-876.203	-14289.621	4420.541	-891.376	
SV018	-14053.925	-2551.479	-546.911	-14967.534	2325.758	-562.084	
SV019	-14046.851	-3747.884	-919.330	-14960.460	4405.066	-934.502	
SV020	-12982.512	-2082.899	-512.858	-13896.121	2494.818	-528.031	
SV021	-12975.438	-3279.304	-885.277	-13889.047	4574.127	-900.450	
SV022	-11490.853	5101.775	1702.884	-12404.462	12239.916	1758.694	
SV023	-13532.145	-2993.422	-461.358	-14445.754	5669.979	-1461.358	
SV024	-14202.984	-3388.231	-504.484	-15116.593	5654.504	-1504.484	
SV025	-13131.571	-2919.651	-470.432	-14045.180	5823.564	-1470.432	
SV026	-10771.489	-4114.976	-702.923	-11685.098	6806.633	-1733.268	

2. 기둥 : 부재번호 38 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-14627.807	867.094	29.631	-15541.416	606.468	29.631	
SV002	-13943.931	960.390	72.758	14857.539	320.429	72.758	
SV003	-15026.949	1043.566	38.705	-15940.558	703.125	38.705	
SV004	-11727.440	432.173	-90.496	-12641.049	1361.610	-120.841	
SV005	-14946.901	130.511	-180.004	-15860.510	1780.517	-195.177	
SV006	-14263.025	223.807	-136.877	-15176.634	1494.478	-152.050	
SV007	-15346.044	306.983	-170.930	-16259.653	1877.174	-186.103	
SV008	-14624.270	314.874	-156.579	-15537.878	1692.104	-156.579	
SV009	-14631.344	1419.314	215.840	-15544.953	-479.169	215.840	
SV010	-13940.393	408.170	-113.452	-14854.002	1406.066	-113.452	
SV011	-13947.468	1512.610	258.967	-14861.077	-765.207	258.967	
SV012	-15023.412	491.346	-147.504	-15937.021	1788.761	-147.504	
SV013	-15030.486	1595.786	224.914	-15944.095	-382.512	224.914	
SV014	-11723.903	-120.046	-276.705	-12637.511	2447.247	-307.051	
SV015	-11730.977	984.393	95.714	-12644.586	275.974	65.368	
SV016	-14943.364	-421.708	-366.214	-15856.973	2866.153	-381.386	
SV017	-14950.438	682.731	6.205	-15864.047	694.880	-8.968	
SV018	-14259.488	-328.412	-323.087	-15173.097	2580.115	-338.259	
SV019	-14266.562	776.027	49.332	-15180.171	408.842	34.159	
SV020	-15342.507	-245.236	-357.139	-16256.116	2962.810	-372.312	
SV021	-15349.581	859.203	15.279	-16263.190	791.537	0.107	
SV022	-11174.574	7558.793	2130.356	-12088.183	10076.812	2186.306	
SV023	-14794.305	-159.569	39.452	-15707.914	4098.821	-960.548	
SV024	-14110.429	-66.273	82.579	-15024.038	3812.782	-917.421	
SV025	-15193.448	16.903	48.526	-16107.057	4195.478	-951.474	
SV026	-11893.938	-594.489	-80.675	-12807.547	4853.963	-1111.020	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-13698.643	-718.357	4.198	-14612.252	-755.280	4.198	
SVB02	-14369.482	791.630	-0.622	-15283.091	-786.161	-0.622	
SVB03	-13298.070	-762.132	1.560	-14211.679	-775.853	1.560	
SVB04	-11490.853	-879.402	93.190	-12404.462	-1832.534	123.535	
SVB05	-13698.643	-768.554	51.018	-14612.252	-1284.028	66.191	
SVB06	-14369.482	-841.827	46.199	-15283.091	-1314.909	61.371	
SVB07	-13298.070	-812.329	48.381	-14211.679	-1304.601	63.553	
SVB08	-13698.643	-1380.601	277.056	-14612.252	-3817.526	277.056	
SVB09	-13698.643	-56.113	-268.661	-14612.252	2306.966	-268.661	
SVB10	-14369.482	-1453.874	272.237	-15283.091	-3848.407	272.237	
SVB11	-14369.482	-129.387	-273.480	-15283.091	2276.084	-273.480	
SVB12	-13298.070	-1424.376	274.418	-14211.679	-3838.099	274.418	
SVB13	-13298.070	-99.889	-271.298	-14211.679	2286.392	-271.298	
SVB14	-11490.853	-1541.646	366.048	-12404.462	-4894.780	396.393	
SVB15	-11490.853	-217.159	-179.669	-12404.462	1229.712	-149.323	
SVB16	-13698.643	-1430.798	323.877	-14612.252	-4346.274	339.049	
SVB17	-13698.643	-106.310	-221.840	-14612.252	1778.218	-206.667	
SVB18	-14369.482	-1504.071	319.057	-15283.091	-4377.155	334.230	
SVB19	-14369.482	-179.583	-226.660	-15283.091	1747.337	-211.487	
SVB20	-13298.070	-1474.573	321.239	-14211.679	-4366.847	336.412	
SVB21	-13298.070	-150.085	-224.478	-14211.679	1757.644	-209.305	
SVB22	-11490.853	3095.061	1919.189	-12404.462	16515.182	1981.929	
SVB23	-13698.643	-718.357	4.198	-14612.252	-3057.980	504.198	
SVB24	-14369.482	-791.630	-0.622	-15283.091	-3088.862	499.378	
SVB25	-13298.070	-762.132	1.560	-14211.679	-3078.554	501.560	
SVB26	-11490.853	-879.402	93.190	-12404.462	-4135.234	623.535	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-14627.807	-851.679	-4.198	-15541.416	-814.756	-4.198	
SVB02	-13943.931	-771.883	0.622	-14857.539	-777.352	0.622	
SVB03	-15026.949	-811.677	-1.560	-15940.558	-797.956	-1.560	
SVB04	-11174.574	-917.748	75.766	-12088.183	-1717.625	106.112	
SVB05	-14627.807	-928.217	33.460	-15541.416	-1289.248	48.632	
SVB06	-13943.931	-848.421	38.279	-14857.539	-1251.843	53.452	
SVB07	-15026.949	-888.215	36.097	-15940.558	-1272.447	51.270	
SVB08	-14627.807	-1509.583	268.359	-15541.416	-3870.011	268.359	
SVB09	-14627.807	-193.775	-276.755	-15541.416	2240.499	-276.755	
SVB10	-13943.931	-1429.787	273.179	-14857.539	-3832.607	273.179	
SVB11	-13943.931	-113.978	-271.935	-14857.539	2277.903	-271.935	
SVB12	-15026.949	-1469.581	270.997	-15940.558	-3853.211	270.997	
SVB13	-15026.949	-153.773	-274.117	-15940.558	2257.299	-274.117	
SVB14	-11174.574	-1575.652	348.323	-12088.183	-4772.880	378.668	
SVB15	-11174.574	-259.844	-196.791	-12088.183	1337.629	-166.445	
SVB16	-14627.807	-1586.121	306.016	-15541.416	-4344.503	321.189	
SVB17	-14627.807	-270.313	-239.097	-15541.416	1766.007	-223.925	
SVB18	-13943.931	-1506.325	310.836	-14857.539	-4307.098	326.009	
SVB19	-13943.931	-190.517	-234.278	-14857.539	1803.411	-219.105	
SVB20	-15026.949	-1546.119	308.654	-15940.558	-4327.702	323.827	
SVB21	-15026.949	-230.311	-236.460	-15940.558	1782.808	-221.287	
SVB22	-11174.574	3225.609	1822.271	-12088.183	15873.878	1865.261	
SVB23	-14627.807	-851.679	-4.198	-15541.416	-3117.456	495.802	
SVB24	-13943.931	-771.883	0.622	-14857.539	-3080.052	500.622	
SVB25	-15026.949	-811.677	-1.560	-15940.558	-3100.656	498.440	
SVB26	-11174.574	-917.748	75.766	-12088.183	-4020.326	606.112	

3) 두부보

① 두부보 : 내인보

하중	좌측 (부재8. 절점8)		우측 (부재29. 절점30)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-11967.429	5891.099	-13364.654	-6101.903	
SV002	-13122.338	6385.328	-12672.281	-5795.422	
SV003	-11236.557	5604.009	-14111.556	-6388.525	
SV004	-10039.745	4980.026	-11327.536	-4899.121	
SV005	-11558.508	5891.099	-13773.575	-6101.903	
SV006	-12713.417	6385.328	-13081.202	-5795.422	
SV007	-10827.636	5604.009	-14520.477	-6388.525	
SV008	-11967.429	5891.099	-13364.654	-6101.903	
SV009	-11967.429	5891.099	-13364.654	-6101.903	
SV010	-13122.338	6385.328	-12672.281	-5795.422	
SV011	-13122.338	6385.328	-12672.281	-5795.422	
SV012	-11236.557	5604.009	-14111.556	-6388.525	
SV013	-11236.557	5604.009	-14111.556	-6388.525	
SV014	-10039.745	4980.026	-11327.536	-4899.121	
SV015	-10039.745	4980.026	-11327.536	-4899.121	
SV016	-11558.508	5891.099	-13773.575	-6101.903	
SV017	-11558.508	5891.099	-13773.575	-6101.903	
SV018	-12713.417	6385.328	-13081.202	-5795.422	
SV019	-12713.417	6385.328	-13081.202	-5795.422	
SV020	-10827.636	5604.009	-14520.477	-6388.525	
SV021	-10827.636	5604.009	-14520.477	-6388.525	
SV022	-10736.713	4980.026	-10630.568	-4899.121	
SV023	-11967.429	5891.099	-13364.654	-6101.903	
SV024	-13122.338	6385.328	-12672.281	-5795.422	
SV025	-11236.557	5604.009	-14111.556	-6388.525	
SV026	-10039.745	4980.026	-11327.536	-4899.121	

2 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재13, 절점13)		중앙부		좌측 (부재25, 절점26)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-7885.066	-4654.064	8041.517	1639.162	-10747.482	5291.638	
SV002	-8908.034	-4737.493	7543.488	1450.850	-9969.375	5014.185	
SV003	-7037.468	-4539.583	8108.803	1813.090	-11481.499	5410.131	
SV004	-5303.070	-3429.625	5938.959	1513.818	-9925.032	4387.956	
SV005	-6339.837	-4334.969	8244.476	1958.256	-12086.786	5610.732	
SV006	-7362.804	-4418.398	7746.447	1769.944	-11308.679	5333.279	
SV007	-5492.238	-4220.499	8311.762	2132.185	-12820.803	5729.226	
SV008	-8759.019	-4657.601	7186.976	1635.625	-11582.661	5288.101	
SV009	-7011.113	-4650.527	8896.059	1642.699	-9912.303	5295.175	
SV010	-9781.987	-4741.030	6688.947	1447.313	-10804.554	5010.647	
SV011	-8034.081	-4733.956	8398.029	1454.387	-9134.196	5017.722	
SV012	-7911.421	-4543.130	7254.262	1809.553	-12316.678	5406.594	
SV013	-6163.515	-4536.056	8963.344	1816.628	-10646.320	5413.668	
SV014	-6177.022	-3433.162	5084.418	1510.281	-10760.211	4384.419	
SV015	-4429.117	-3426.088	6793.500	1517.355	-9089.853	4391.493	
SV016	-7213.790	-4338.506	7389.935	1954.719	-12921.965	5607.195	
SV017	-5465.884	-4331.432	9099.018	1961.793	-11251.607	5614.269	
SV018	-8236.757	-4421.935	6891.906	1766.407	-12143.858	5329.742	
SV019	-6488.852	-4414.861	8600.988	1773.481	-10473.500	5336.816	
SV020	-6366.191	-4224.036	7457.221	2128.648	-13655.982	5725.689	
SV021	-4618.286	-4216.961	9166.303	2135.722	-11985.624	5732.763	
SV022	-7989.954	-3982.491	5593.142	-1019.466	-7596.852	3835.090	
SV023	-6902.177	-4487.565	8110.663	1805.660	-11589.749	5458.136	
SV024	-7925.144	4570.994	7612.634	1617.348	-10811.642	5180.683	
SV025	-6054.578	-4373.095	8177.949	1979.589	-12323.766	5576.630	
SV026	-4320.180	-3263.126	6008.105	1680.316	-10767.299	4554.454	

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	-91.828	1479.238	129.471	2678.323	-7841.541	4532.638
SV002	-91.828	1763.593	125.774	2962.678	-8623.801	5026.867
SV003	-91.828	1479.238	129.471	2489.870	-7325.556	4344.185
SV004	-91.828	1417.609	238.214	2302.126	-6702.770	3995.168
SV005	130.673	1479.238	333.931	2678.323	-7637.080	4532.638
SV006	130.673	1763.593	330.234	2962.678	-8419.341	5026.867
SV007	130.673	1479.238	333.931	2489.870	-7121.096	4344.185
SV008	-91.828	1479.238	129.471	2678.323	-7841.541	4532.638
SV009	-91.828	1479.238	129.471	2678.323	-7841.541	4532.638
SV010	-91.828	1763.593	125.774	2962.678	-8623.801	5026.867
SV011	-91.828	1763.593	125.774	2962.678	-8623.801	5026.867
SV012	-91.828	1479.238	129.471	2489.870	-7325.556	4344.185
SV013	-91.828	1479.238	129.471	2489.870	-7325.556	4344.185
SV014	-91.828	1417.609	238.214	2302.126	-6702.770	3995.168
SV015	-91.828	1417.609	238.214	2302.126	-6702.770	3995.168
SV016	130.673	1479.238	333.931	2678.323	-7637.080	4532.638
SV017	130.673	1479.238	333.931	2678.323	-7637.080	4532.638
SV018	130.673	1763.593	330.234	2962.678	-8419.341	5026.867
SV019	130.673	1763.593	330.234	2962.678	-8419.341	5026.867
SV020	130.673	1479.238	333.931	2489.870	-7121.096	4344.185
SV021	130.673	1479.238	333.931	2489.870	-7121.096	4344.185
SV022	-91.828	1417.609	-110.270	2302.126	-7051.254	3995.168
SV023	-91.828	1479.238	129.471	2678.323	-7841.541	4532.638
SV024	91.828	1763.593	125.774	2962.678	-8623.801	5026.867
SV025	-91.828	1479.238	129.471	2489.870	-7325.556	4344.185
SV026	-91.828	1417.609	238.214	2302.126	-6702.770	3995.168

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-7793.816	5746.736	4148.610	-4145.659	4331.907	-2623.939
SV002	-8583.984	6240.965	3351.652	-4229.086	3537.511	-2730.684
SV003	-7274.817	5459.646	4686.107	-4031.188	4866.658	-2509.468
SV004	-6592.475	4835.663	3467.573	-2921.220	3684.045	-1757.427
SV005	-7487.126	5746.736	4931.642	-3826.564	5209.511	-2304.844
SV006	-8277.294	6240.965	4134.684	-3909.993	4415.115	-2411.589
SV007	-6968.126	5459.646	5469.140	-3712.093	5744.262	-2190.374
SV008	-7793.816	5746.736	3284.239	-4149.196	3467.621	-2627.476
SV009	-7793.816	5746.736	5012.981	-4142.122	5196.193	-2620.402
SV010	-8583.984	6240.965	2487.281	-4232.625	2673.225	-2734.221
SV011	-8583.984	6240.965	4216.023	-4225.551	4401.797	-2727.147
SV012	-7274.817	5459.646	3821.737	-4034.725	4002.372	-2513.005
SV013	-7274.817	5459.646	5550.478	-4027.651	5730.944	-2505.931
SV014	-6592.475	4835.663	2603.202	-2924.757	2819.759	-1760.964
SV015	-6592.475	4835.663	4331.943	-2917.683	4548.331	-1753.890
SV016	-7487.126	5746.736	4067.271	-3830.101	4345.226	-2308.381
SV017	-7487.126	5746.736	5796.013	-3823.027	6073.797	-2301.307
SV018	-8277.294	6240.965	3270.313	-3913.530	3550.830	-2415.127
SV019	-8277.294	6240.965	4999.055	-3906.456	5279.401	-2408.052
SV020	-6968.126	5459.646	4604.769	-3715.631	4879.976	-2193.911
SV021	-6968.126	5459.646	6333.511	-3708.556	6608.548	-2186.837
SV022	-7115.201	4835.663	2104.160	-3474.086	2159.659	-2310.293
SV023	-7793.816	5746.736	4680.455	-3979.160	4859.757	-2457.440
SV024	-8583.984	6240.965	3883.497	-4062.589	4065.361	-2564.185
SV025	-7274.817	5459.646	5217.953	-3864.689	5394.507	-2342.970
SV026	-6592.475	4835.663	3999.418	-2754.721	4211.894	-1590.928

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)		S9(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	7936.062	-1037.948	8041.517	1639.162	3052.667	3700.391
SV002	7432.760	-1144.693	7543.488	1450.850	3067.223	3422.938
SV003	8008.098	-868.269	8108.803	1813.090	2646.518	3874.319
SV004	5784.104	689.940	5838.959	1513.818	1345.266	3142.131
SV005	8045.725	845.756	8244.476	1958.256	2489.280	4019.485
SV006	7542.423	-825.599	7746.447	1769.944	2503.837	3742.032
SV007	8117.762	1015.435	8311.762	2132.185	2083.132	4193.414
SV008	7081.421	-1041.485	7186.976	1635.625	2207.753	3696.854
SV009	8790.702	-1034.411	8896.059	1642.699	3897.580	3703.928
SV010	6578.119	-1148.230	6688.947	1447.313	2222.310	3419.400
SV011	8287.400	-1141.156	8398.029	1454.387	3912.136	3426.475
SV012	7153.458	-871.807	7254.262	1809.553	1801.605	3870.782
SV013	8862.739	-864.732	8963.344	1816.628	3491.432	3877.856
SV014	4929.464	686.403	5084.418	1510.281	500.353	3138.594
SV015	6638.745	693.477	6793.500	1517.355	2190.179	3145.668
SV016	7191.085	842.219	7389.935	1954.719	1644.367	4015.948
SV017	8900.365	849.294	9099.018	1961.793	3334.194	4023.022
SV018	6687.783	-829.136	6891.906	1766.407	1658.923	3738.495
SV019	8397.063	-822.062	8600.988	1773.481	3348.750	3745.569
SV020	7263.122	1011.898	7457.221	2128.648	1238.219	4189.877
SV021	8972.402	1018.972	9166.303	2135.722	2928.045	4196.951
SV022	5593.142	-1019.466	5589.235	960.952	2326.201	2589.265
SV023	8009.870	-871.450	8110.663	1805.660	2668.604	3866.889
SV024	7506.568	-978.195	7612.634	1617.348	2683.160	3589.436
SV025	8081.906	862.839	8177.949	1979.589	2262.455	4040.818
SV026	5857.912	856.438	6008.105	1680.316	961.203	3308.629

구 분	S10(절점23)		S11(절점0)		S12(절점32)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	3054.439	4852.490	0.000	0.000	-9063.488	-5998.213
SV002	3077.874	4575.037	0.000	0.000	-8589.023	-5691.732
SV003	2642.725	4970.983	0.000	0.000	-9606.602	-6284.835
SV004	1418.873	3948.808	0.000	0.000	-7861.548	-4795.431
SV005	2583.072	5171.584	0.000	0.000	-9472.408	-5998.213
SV006	2606.506	4894.131	0.000	0.000	-8997.943	-5691.732
SV007	2171.358	5290.078	0.000	0.000	-10015.522	-6284.835
SV008	2209.639	4848.953	0.000	0.000	-9063.488	-5998.213
SV009	3899.239	4856.027	0.000	0.000	-9063.488	-5998.213
SV010	2233.074	4571.499	0.000	0.000	-8589.023	-5691.732
SV011	3922.674	4578.574	0.000	0.000	-8589.023	-5691.732
SV012	1797.925	4967.446	0.000	0.000	-9606.602	-6284.835
SV013	3487.525	4974.520	0.000	0.000	-9606.602	-6284.835
SV014	574.073	3945.270	0.000	0.000	-7881.548	-4795.431
SV015	2263.673	3952.345	0.000	0.000	-7881.548	-4795.431
SV016	1738.272	5168.047	0.000	0.000	-9472.408	-5998.213
SV017	3427.872	5175.121	0.000	0.000	-9472.408	-5998.213
SV018	1761.706	4890.594	0.000	0.000	-8997.943	-5691.732
SV019	3451.306	4897.668	0.000	0.000	-8997.943	-5691.732
SV020	1326.558	5286.541	0.000	0.000	-10015.522	-6284.835
SV021	3016.158	5293.615	0.000	0.000	-10015.522	-6284.835
SV022	2243.258	3395.942	0.000	0.000	-7184.580	-4795.431
SV023	2665.048	5018.988	0.000	0.000	-9063.488	-5998.213
SV024	2688.483	4741.535	0.000	0.000	-8589.023	-5691.732
SV025	2253.334	5137.482	0.000	0.000	-9606.602	-6284.835
SV026	1029.483	4115.306	0.000	0.000	-7881.548	-4795.431

구 분	S13(절점33)		S14(절점35)		S15(절점36)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-8769.149	-4348.906	-341.136	-2918.220	-168.359	-1219.177
SV002	-8301.582	-4176.436	-341.136	-2745.750	-168.359	-1219.177
SV003	-9300.797	-4635.528	-349.437	-3111.266	-168.359	-1412.223
SV004	-7564.805	-3559.722	-442.973	-2416.504	-222.330	-1077.205
SV005	-9075.839	-4348.906	-545.596	-2918.220	-270.590	-1219.177
SV006	-8608.273	-4176.436	-545.596	-2745.750	-270.590	-1219.177
SV007	-9607.488	-4635.528	-553.897	-3111.266	-270.590	-1412.223
SV008	-8769.149	-4348.906	-341.136	-2918.220	-168.359	-1219.177
SV009	-8769.149	-4348.906	-341.136	-2918.220	-168.359	-1219.177
SV010	-8301.582	-4176.436	-341.136	-2745.750	-168.359	-1219.177
SV011	-8301.582	-4176.436	-341.136	-2745.750	-168.359	-1219.177
SV012	-9300.797	-4635.528	-349.437	-3111.266	-168.359	-1412.223
SV013	-9300.797	-4635.528	-349.437	-3111.266	-168.359	-1412.223
SV014	-7564.805	-3559.722	-442.973	-2416.504	-222.330	-1077.205
SV015	-7564.805	-3559.722	-442.973	-2416.504	-222.330	-1077.205
SV016	-9075.839	-4348.906	-545.596	-2918.220	-270.590	-1219.177
SV017	-9075.839	-4348.906	-545.596	-2918.220	-270.590	-1219.177
SV018	-8608.273	-4176.436	-545.596	-2745.750	-270.590	-1219.177
SV019	-8608.273	-4176.436	-545.596	-2745.750	-270.590	-1219.177
SV020	-9607.488	-4635.528	-553.897	-3111.266	-270.590	-1412.223
SV021	-9607.488	-4635.528	-553.897	-3111.266	-270.590	-1412.223
SV022	-7042.079	-3559.722	-94.489	-2416.504	-48.088	-1077.205
SV023	-8769.149	-4348.906	-341.136	-2918.220	-168.359	-1219.177
SV024	-8301.582	-4176.436	-341.136	-2745.750	-168.359	-1219.177
SV025	-9300.797	-4635.528	-349.437	-3111.266	-168.359	-1412.223
SV026	-7564.805	-3559.722	-442.973	-2416.504	-222.330	-1077.205

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

'1 기둥 : 부재번호 37 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-19964.442	-2105.186	-544.694	-21152.134	2685.823	-544.694	
UL002	-21406.747	-2954.026	-637.417	-22594.438	2652.552	-637.417	
UL003	-19103.209	-1946.579	-564.204	-20290.901	3016.032	-564.204	
UL004	-14219.384	-3870.306	-901.032	-15407.075	4228 464	-940.481	
UL005	-17393.413	-3581.334	-896.992	-18581.105	4395.153	-916.716	
UL006	-18265.504	-4094.586	-953.057	-19453.196	4375.036	-972.781	
UL007	-16872.668	-3485.432	-908.788	-18060.359	4594.814	-928.513	
UL008	-17812.835	-1634.623	-344.925	-19000.526	1399.264	-344.925	
UL009	-17803.638	-3189.948	-829.069	-18991.330	4102.364	-829.069	
UL010	-18684.925	-2147.875	-400.990	-19872.617	1379.147	-400.990	
UL011	-18675.729	-3703.200	-885.134	-19863.420	4082.247	-885.134	
UL012	-17292.089	-1538.720	-356.722	-18479.780	1598.925	-356.722	
UL013	-17282.892	-3094.046	-840.866	-18470.584	4302.026	-840.866	
UL014	-13676.906	-2973.695	-633.615	-14818.917	2766.263	-671.547	
UL015	-13668.063	-4469.201	-1099.138	-14810.074	5365.399	-1137.070	
UL016	-16728.857	-2695.838	-629.730	-17870.868	2926.541	-648.696	
UL017	-16720.015	-4191.343	-1095.254	-17862.026	5525.676	-1114.219	
UL018	-17567.406	-3189.349	-683.639	-18709.417	2907.197	-702.605	
UL019	-17558.563	-4684.855	-1149.162	-18700.575	5506.333	-1168.128	
UL020	-16228.140	-2603.624	-641.073	-17370.151	3118.523	-660.039	
UL021	-16219.298	-4099.130	-1106.596	-17361.309	5717.658	-1125.562	
UL022	-11490.853	5101.775	1702.884	-12404.462	12239.916	1758.694	
UL023	-17591.788	-3891.449	-599.765	-18779.480	7370.972	-1899.765	
UL024	-18463.879	-4404.701	-655.830	-19651.571	7350.855	-1955.830	
UL025	-17071.042	-3795.547	-611.561	-18258.734	7570.634	-1911.561	
UL026	-12925.787	-4937.972	-843.507	-14022.117	8167.959	-2079.922	

② 기둥 : 부재번호 38 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-21671.812	955.538	-3.783	-22859.504	988.814	-3.783	
UL002	-20201.478	1156.124	88.940	-21389.170	373.831	88.940	
UL003	-22529.969	1334.952	15.726	-23717.660	1196.627	15.726	
UL004	-15245.672	561.825	-117.644	-16433.363	1770.093	-157.094	
UL005	-19430.972	169.665	-234.005	-20618.663	2314.672	-253.730	
UL006	-18541.933	290.950	-177.941	-19729.624	1942.822	-197.665	
UL007	-19949.857	399.078	-222.209	-21137.549	2440.326	-241.934	
UL008	-19011.550	409.336	-203.552	-20199.242	2199.736	-203.552	
UL009	-19020.747	1845.108	280.592	-20208.439	-622.919	280.592	
UL010	-18122.512	530.621	-147.487	-19310.203	1827.885	-147.487	
UL011	-18131.708	1966.393	336.657	-19319.400	-994.770	336.657	
UL012	-19530.436	638.750	-191.756	-20718.127	2325.390	-191.756	
UL013	-19539.632	2074.521	292.389	-20727.324	-497.265	292.389	
UL014	-14654.878	-150.058	-345.881	-15796.889	3059.058	-383.813	
UL015	-14663.721	1230.492	119.642	-15805.732	344.967	81.710	
UL016	-18679.205	-527.135	-457.767	-19821.216	3582.692	-476.733	
UL017	-18688.048	853.414	7.756	-19830.059	868.600	-11.210	
UL018	-17824.360	-410.516	-403.858	-18966.371	3225.144	-422.824	
UL019	-17833.203	970.034	61.665	-18975.214	511.052	42.699	
UL020	-19178.133	-306.546	-446.424	-20320.145	3703.513	-465.390	
UL021	-19186.976	1074.004	19.099	-20328.987	989.422	0.133	
UL022	-11174.574	7558.793	2130.356	-12088.183	10076.812	2186.306	
UL023	-19232.597	-207.440	51.288	-20420.288	5328.467	-1248.712	
UL024	-18343.558	-86.155	107.353	-19531.249	4956.617	-1192.647	
UL025	-19751.482	21.974	63.084	-20939.174	5454.121	-1236.916	
UL026	-14272.726	-713.387	-96.810	-15369.056	5824.756	-1333.224	

2) 교축직각방향(편심최대)

1 기둥 : 부재번호 37 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-16517.186	-1685.844	-461.835	-17430.795	2376.356	-461.835	
UE002	-17959.491	-2534.684	-554.558	-18873.099	2343.085	-554.558	
UE003	-15655.953	-1527.237	-481.345	-16569.562	2706.565	-481.345	
UE004	-10772.128	-3450.964	-818.173	-11685.736	3918.997	-857.622	
UE005	-13946.157	-3161.993	-814.133	-14859.766	4085.686	-833.857	
UE006	-14818.248	-3675.245	-870.198	-15731.857	4065.569	-889.922	
UE007	-13425.412	-3066.090	-825.929	-14339.021	4285.347	-845.654	
UE008	-14365.579	-1215.281	-262.066	-15279.187	1089.797	-262.066	
UE009	-14356.382	-2770.607	-746.211	-15269.991	3792.898	-746.211	
UE010	-15237.669	-1728.533	-318.131	-16151.278	1069.680	-318.131	
UE011	-15228.473	-3283.859	-802.276	-16142.082	3772.780	-802.276	
UE012	-13844.833	-1119.379	-273.863	-14758.442	1289.458	-273.863	
UE013	-13835.636	-2674.705	-758.007	-14749.245	3992.559	-758.007	
UE014	-10229.650	-2554.354	-550.756	-11097.578	2456.796	-588.688	
UE015	-10220.807	-4049.859	-1016.280	-11088.735	5055.932	-1054.211	
UE016	-13281.601	-2276.496	-546.871	-14149.530	2617.074	-565.837	
UE017	-13272.759	-3772.002	-1012.395	-14140.687	5216.209	-1031.361	
UE018	-14120.150	-2770.008	-600.780	-14988.079	2597.730	-619.746	
UE019	-14111.308	-4265.513	-1066.303	-14979.236	5196.866	-1085.269	
UE020	-12780.884	-2184.283	-558.214	-13648.813	2809.056	-577.180	
UE021	-12772.042	-3679.788	-1023.737	-13639.970	5408.191	-1042.703	
UE022	-11490.853	768.722	1702.884	-12404.462	4767.676	1758.694	
UE023	-14144.532	-3472.107	-516.906	-15058.141	7061.505	-1816.906	
UE024	-15016.623	-3985.359	-572.971	-15930.232	7041.388	-1872.971	
UE025	-13623.786	-3376.205	-528.703	-14537.395	7261.167	-1828.703	
UE026	-9478.531	-4518.630	-760.648	-10300.779	7858.492	-1997.063	

② 기둥 : 부재번호 38 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-18319.440	437.092	-86.642	-19233.049	1199.176	-86.642	
UE002	-16849.106	637.678	6.081	-17762.715	584.193	6.081	
UE003	-19177.597	816.506	-67.133	-20091.206	1406.989	-67.133	
UE004	-11893.299	43.379	-200.503	-12806.908	1980.456	-239.952	
UE005	-16078.599	-348.781	-316.864	-16992.208	2525.034	-336.589	
UE006	-15189.561	-227.496	-260.799	-16103.169	2153.184	-280.524	
UE007	-16597.485	-119.368	-305.068	-17511.094	2650.688	-324.792	
UE008	-15659.178	-109.110	-286.411	-16572.787	2410.098	-286.411	
UE009	-15668.375	1326.662	197.733	-16581.984	-412.557	197.733	
UE010	-14770.139	12.175	-230.346	-15683.748	2038.248	-230.346	
UE011	-14779.336	1447.947	253.798	-15692.945	-784.407	253.798	
UE012	-16178.064	120.304	-274.614	-17091.673	2535.752	-274.614	
UE013	-16187.260	1556.075	209.530	-17100.869	-286.903	209.530	
UE014	-11302.506	-668.504	-428.740	-12170.434	3269.421	-466.672	
UE015	-11311.349	712.046	36.783	-12179.277	555.329	-1.149	
UE016	-15326.833	-1045.582	-540.626	-16194.761	3793.054	-559.592	
UE017	-15335.676	334.968	-75.102	-16203.604	1078.963	-94.068	
UE018	-14471.988	-928.962	-486.717	-15339.916	3435.506	-505.683	
UE019	-14480.831	451.588	-21.194	-15348.759	721.415	-40.160	
UE020	-15825.761	-824.992	-529.283	-16693.690	3913.875	-548.249	
UE021	-15834.604	555.558	-63.760	-16702.533	1199.784	-82.726	
UE022	-11174.574	3671.700	2130.356	-12088.183	2891.466	2186.306	
UE023	-15880.225	-725.886	-31.571	-16793.834	5538.829	-1331.571	
UE024	-14991.186	-604.601	24.494	-15904.795	5166.979	-1275.506	
UE025	-16399.110	-496.472	-19.775	-17312.719	5664.483	-1319.775	
UE026	-10920.354	-1231.833	-179.668	-11742.602	6035.118	-1416.083	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-19964.442	-882.310	9.409	-21152.134	-965.070	9.409	
ULB02	-21406.747	-1039.848	-0.953	-22594.438	-1031.465	-0.953	
ULB03	-19103.209	-976.427	3.738	-20290.901	-1009.302	3.738	
ULB04	-14938.109	-1143.223	121.147	-16125.801	-2382.294	160.596	
ULB05	-17808.236	-999.120	66.324	-18995.928	-1669.236	86.048	
ULB06	-18680.327	-1094.375	60.058	-19868.019	-1709.382	79.783	
ULB07	-17287.491	-1056.028	62.895	-18475.182	-1695.982	82.619	
ULB08	-17808.236	-1794.781	360.173	-18995.928	-4962.784	360.173	
ULB09	-17808.236	-72.948	-349.259	-18995.928	2999.055	-349.259	
ULB10	-18680.327	-1890.036	353.908	-19868.019	-5002.929	353.908	
ULB11	-18680.327	-168.203	-355.524	-19868.019	2958.910	-355.524	
ULB12	-17287.491	-1851.689	356.744	-18475.182	-4989.529	356.744	
ULB13	-17287.491	-129.855	-352.688	-18475.182	2972.310	-352.688	
ULB14	-14363.567	-1927.057	457.560	-15505.578	-6118.475	495.492	
ULB15	-14363.567	-271.448	-224.586	-15505.578	1537.140	-186.654	
ULB16	-17123.304	-1788.497	404.846	-18265.315	-5432.842	423.812	
ULB17	-17123.304	-132.888	-277.300	-18265.315	2222.772	-258.334	
ULB18	-17961.853	-1880.089	398.821	-19103.864	-5471.444	417.787	
ULB19	-17961.853	-224.479	-283.324	-19103.864	2184.171	-264.359	
ULB20	-16622.587	-1843.216	401.549	-17764.598	-5458.559	420.515	
ULB21	-16622.587	-187.607	-280.597	-17764.598	2197.056	-261.631	
ULB22	-11490.853	3095.061	1919.189	-12404.462	16515.182	1981.929	
ULB23	-17808.236	-933.864	5.457	-18995.928	-3975.375	655.457	
ULB24	-18680.327	-1029.120	-0.808	-19868.019	-4015.520	649.192	
ULB25	-17287.491	-990.772	2.028	-18475.182	-4002.120	652.028	
ULB26	-13789.024	-1055.283	111.828	-14885.355	-4962.281	748.242	

(교측방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-21671.812	-1181.139	-9.409	-22859.504	-1098.380	-9.409	
ULB02	-20201.478	-1009.577	0.953	-21389.170	1017.960	0.953	
ULB03	-22529.969	-1095.135	-3.738	-23717.660	-1052.259	-3.738	
ULB04	-14526.946	-1193.072	98.496	-15714.637	-2232.913	137.945	
ULB05	-19016.149	-1206.682	43.497	-20203.840	-1676.022	63.222	
ULB06	-18127.110	-1102.947	49.763	-19314.801	-1627.396	69.487	
ULB07	-19535.034	-1154.679	46.927	-20722.726	-1654.182	66.651	
ULB08	-19016.149	-1962.458	348.867	-20203.840	-5031.014	348.867	
ULB09	-19016.149	-251.907	-359.781	-20203.840	2912.649	-359.781	
ULB10	-18127.110	-1858.723	355.132	-19314.801	-4982.389	355.132	
ULB11	-18127.110	-148.172	-353.516	-19314.801	2961.274	-353.516	
ULB12	-19535.034	-1910.455	352.296	-20722.726	-5009.174	352.296	
ULB13	-19535.034	-199.904	-356.352	-20722.726	2934.489	-356.352	
ULB14	-13968.217	-1969.565	435.404	-15110.228	-5966.100	473.336	
ULB15	-13968.217	-324.804	-245.989	-15110.228	1672.037	-208.057	
ULB16	-18284.758	-1982.651	382.521	-19426.769	-5430.628	401.486	
ULB17	-18284.758	-337.891	-298.872	-19426.769	2207.509	-279.906	
ULB18	-17429.913	-1882.906	388.545	-18571.924	-5383.873	407.511	
ULB19	-17429.913	-238.146	-292.847	-18571.924	2254.264	-273.881	
ULB20	-18783.687	-1932.649	385.818	-19925.698	-5409.628	404.784	
ULB21	-18783.687	-287.889	-295.574	-19925.698	2228.509	-276.609	
ULB22	-11174.574	3225.609	1822.271	-12088.183	15873.878	1865.261	
ULB23	-19016.149	-1107.183	-5.457	-20203.840	-4052.693	644.543	
ULB24	18127.110	-1003.447	0.808	-19314.801	-4004.068	650.808	
ULB25	-19535.034	-1055.180	-2.028	-20722.726	-4030.853	647.972	
ULB26	-13409.489	-1101.297	90.919	-14505.819	-4624.391	727.334	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-16517.186	-648.608	9.544	-17430.795	-732.558	9.544	
UEB02	-17959.491	-806.145	-0.818	-18873.099	-798.953	-0.818	
UEB03	-15655.953	-742.724	3.873	-16569.562	-776.791	3.873	
UEB04	-11490.853	-909.520	121.282	-12404.462	-2149.783	160.731	
UEB05	-14360.980	-765.417	66.459	-15274.589	-1436.725	86.184	
UEB06	-15233.071	-860.673	60.194	-16146.680	-1476.871	79.918	
UEB07	-13840.235	-822.325	63.030	-14753.843	-1463.470	82.755	
UEB08	-14360.980	-1561.078	360.308	-15274.589	-4730.272	360.308	
UEB09	-14360.980	160.755	-349.123	-15274.589	3231.567	-349.123	
UEB10	-15233.071	-1656.334	354.043	-16146.680	-4770.418	354.043	
UEB11	-15233.071	65.500	-355.389	-16146.680	3191.421	-355.389	
UEB12	-13840.235	-1617.986	356.879	-14753.843	-4757.018	356.879	
UEB13	-13840.235	103.848	-352.552	-14753.843	3204.822	-352.552	
UEB14	-10916.311	-1693.355	457.695	-11784.239	-5885.963	495.627	
UEB15	-10916.311	-37.746	-224.450	-11784.239	1769.651	-186.519	
UEB16	-13676.048	-1554.794	404.981	-14543.977	-5200.331	423.947	
UEB17	-13676.048	100.815	-277.165	-14543.977	2455.284	-258.199	
UEB18	-14514.597	-1646.386	398.957	-15382.525	-5238.932	417.923	
UEB19	-14514.597	9.223	-283.189	-15382.525	2416.682	-264.223	
UEB20	-13175.331	-1609.513	401.684	-14043.259	-5226.048	420.650	
UEB21	-13175.331	46.096	-280.462	-14043.259	2429.567	-261.496	
UEB22	-11490.853	512.348	1919.189	-12404.462	4988.369	1981.929	
UEB23	-14360.980	-700.162	5.593	-15274.589	-3742.863	655.593	
UEB24	-15233.071	795.417	-0.673	-16146.680	-3783.009	649.327	
UEB25	-13840.235	-757.069	2.163	-14753.843	-3769.609	652.163	
UEB26	-10341.768	-821.580	111.963	-11164.016	-4729.770	748.378	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-18319.440	-951.738	-9.544	-19233.049	-867.787	-9.544	
UEB02	-16849.106	-780.176	0.818	17762.715	-787.368	0.818	
UEB03	-19177.597	-865.733	-3.873	-20091.206	-831.666	-3.873	
UEB04	-11174.574	-963.671	98.360	-12088.183	-2002.321	137.810	
UEB05	-15663.777	-977.281	43.362	-16577.385	-1445.429	63.086	
UEB06	-14774.738	-873.546	49.627	-15688.347	-1396.804	69.352	
UEB07	-16182.662	-925.278	46.791	-17096.271	-1423.589	66.516	
UEB08	-15663.777	-1733.056	348.731	-16577.385	-4800.422	348.731	
UEB09	-15663.777	-22.506	-359.917	-16577.385	3143.241	-359.917	
UEB10	-14774.738	-1629.321	354.997	-15688.347	-4751.796	354.997	
UEB11	-14774.738	81.229	-353.651	-15688.347	3191.867	-353.651	
UEB12	-16182.662	-1681.054	352.161	-17096.271	-4778.581	352.161	
UEB13	-16182.662	29.497	-356.487	-17096.271	3165.082	-356.487	
UEB14	-10615.845	-1740.163	435.268	-11483.774	-5735.508	473.200	
UEB15	-10615.845	-95.403	-246.124	-11483.774	1902.629	-208.192	
UEB16	-14932.386	-1753.250	382.385	-15800.315	-5200.036	401.351	
UEB17	-14932.386	-108.490	-299.007	-15800.315	2438.102	-280.041	
UEB18	-14077.541	-1653.505	388.410	-14945.470	-5153.280	407.376	
UEB19	-14077.541	-8.745	-292.983	-14945.470	2484.857	-274.017	
UEB20	-15431.315	-1703.247	385.682	-16299.243	-5179.035	404.648	
UEB21	-15431.315	-58.487	-295.710	-16299.243	2459.102	-276.744	
UEB22	-11174.574	565.422	1822.271	-12088.183	4778.865	1865.261	
UEB23	-15663.777	-877.781	-5.593	-16577.385	-3822.101	644.407	
UEB24	-14774.738	774.046	0.673	15688.347	-3773.475	650.673	
UEB25	-16182.662	-825.778	-2.163	-17096.271	-3800.260	647.837	
UEB26	-10057.116	-871.896	90.784	-10879.364	-4593.798	727.198	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재29, 절점30)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-17012.687	8432.841	-19289.103	-8954.838	
UL002	-19495.742	9496.433	-17800.501	-8295.904	
UL003	-15441.312	7815.598	-20894.942	-9571.076	
UL004	-13051.668	6474.034	-14725.797	-6368.857	
UL005	-15026.061	7658.429	-17905.647	-7932.474	
UL006	-16527.443	8300.927	-17005.562	-7534.048	
UL007	-14075.927	7285.212	-18876.620	-8305.082	
UL008	-15557.657	7658.429	-17374.051	-7932.474	
UL009	-15557.657	7658.429	-17374.051	-7932.474	
UL010	-17059.039	8300.927	-16473.966	-7534.048	
UL011	-17059.039	8300.927	-16473.966	-7534.048	
UL012	-14607.524	7285.212	-18345.023	-8305.082	
UL013	-14607.524	7285.212	-18345.023	-8305.082	
UL014	-12549.681	6225.033	-14159.420	-6123.901	
UL015	-12549.681	6225.033	-14159.420	-6123.901	
UL016	-14448.135	7363.874	-17216.969	-7627.379	
UL017	-14448.135	7363.874	-17216.969	-7627.379	
UL018	-15891.772	7981.660	-16351.502	-7244.277	
UL019	-15891.772	7981.660	-16351.502	-7244.277	
UL020	-13534.545	7005.012	-18150.596	-7985.656	
UL021	-13534.545	7005.012	-18150.596	-7985.656	
UL022	-10736.713	4980.026	-10630.568	-4899.121	
UL023	-15557.657	7658.429	-17374.051	-7932.474	
UL024	-17059.039	8300.927	-16473.966	-7534.048	
UL025	-14607.524	7285.212	-18345.023	-8305.082	
UL026	-12047.693	5976.032	-13593.043	-5878.945	

② 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재13, 절점13)		중앙부		좌측 (부재25, 절점26)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-11473.202	-6900.705	12352.081	2427.804	-15510.108	7837.610	
UL002	-13672.582	-7080.077	11281.318	2022.933	-13837.177	7241.086	
UL003	-9650.865	-6654.593	12496.745	2801.751	-17088.244	8092.372	
UL004	-6893.990	-4458.512	7720.647	1967.963	-12902.542	5704.342	
UL005	-8241.788	-5635.460	10717.819	2545.733	-15712.822	7293.952	
UL006	-9571.646	-5743.918	10070.381	2300.927	-14701.283	6933.263	
UL007	-7139.910	-5486.648	10805.291	2771.840	-16667.044	7447.994	
UL008	-11386.725	-6054.881	9343.069	2126.312	-15057.460	6874.531	
UL009	-9114.448	-6045.685	11564.876	2135.509	-12885.994	6883.727	
UL010	-12716.583	-6163.339	8695.631	1881.506	-14045.920	6513.842	
UL011	-10444.305	-6154.143	10917.438	1890.703	-11874.455	6523.038	
UL012	-10284.847	-5906.069	9430.540	2352.419	-16011.681	7028.573	
UL013	-8012.569	-5896.873	11652.348	2361.616	-13840.216	7037.769	
UL014	-7721.278	-4291.452	6355.523	1887.851	-13450.264	5480.523	
UL015	-5536.396	-4282.610	8491.876	1896.694	-11362.317	5489.366	
UL016	-9017.237	-5423.133	9237.419	2443.399	-16152.457	7008.994	
UL017	-6832.355	-5414.290	11373.772	2452.242	-14064.509	7017.837	
UL018	-10295.947	-5527.419	8614.882	2208.009	-15179.823	6662.178	
UL019	-8111.065	-5518.577	10751.235	2216.852	-13091.875	6671.020	
UL020	-7957.739	-5280.045	9321.526	2660.810	-17069.978	7157.111	
UL021	-5772.857	-5271.202	11457.879	2669.653	-14982.030	7165.954	
UL022	-7989.954	-3982.491	5593.142	-1019.466	-7596.852	3835.090	
UL023	-8972.829	-5833.835	10543.862	2347.358	-15066.674	7095.577	
UL024	-10302.687	-5942.293	9896.424	2102.553	-14055.134	6734.888	
UL025	-7870.951	-5685.023	10631.334	2573.466	-16020.896	7249.619	
UL026	-5184.216	-3915.752	7209.726	2016.379	-12920.759	5465.345	

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	-119.376	1975.394	167.631	3801.588	-11070.207	6349.279
UL002	-119.376	2586.757	159.683	4412.951	-12752.067	7411.872
UL003	-119.376	1975.394	167.631	3396.414	-9960.841	5944.105
UL004	-119.376	1842.892	309.678	2992.764	-8713.601	5193.719
UL005	169.875	1923.009	434.110	3481.820	-9928.205	5892.430
UL006	169.875	2292.671	429.304	3851.482	-10945.143	6534.927
UL007	169.875	1923.009	434.110	3236.831	-9257.425	5647.441
UL008	-119.376	1923.009	168.312	3481.820	-10194.003	5892.430
UL009	-119.376	1923.009	168.312	3481.820	-10194.003	5892.430
UL010	-119.376	2292.671	163.506	3851.482	-11210.942	6534.927
UL011	-119.376	2292.671	163.506	3851.482	-11210.942	6534.927
UL012	-119.376	1923.009	168.312	3236.831	-9523.223	5647.441
UL013	-119.376	1923.009	168.312	3236.831	-9523.223	5647.441
UL014	-114.785	1772.011	297.767	2877.658	-8378.463	4993.960
UL015	-114.785	1772.011	297.767	2877.658	-8378.463	4993.960
UL016	163.341	1849.048	417.414	3347.904	-9546.351	5665.798
UL017	163.341	1849.048	417.414	3347.904	-9546.351	5665.798
UL018	163.341	2204.491	412.793	3703.348	-10524.176	6283.584
UL019	163.341	2204.491	412.793	3703.348	-10524.176	6283.584
UL020	163.341	1849.048	417.414	3112.338	-8901.370	5430.232
UL021	163.341	1849.048	417.414	3112.338	-8901.370	5430.232
UL022	-91.828	1417.609	-110.270	2302.126	-7051.254	3995.168
UL023	-119.376	1923.009	168.312	3481.820	-10194.003	5892.430
UL024	-119.376	2292.671	163.506	3851.482	-11210.942	6534.927
UL025	-119.376	1923.009	168.312	3236.831	-9523.223	5647.441
UL026	-110.194	1701.131	285.857	2762.551	-8043.324	4794.202

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-11015.475	8245.169	6474.369	-6239.778	6725.764	-3957.304
UL002	-12714.337	9307.762	4760.910	-6419.150	5017.813	-4186.806
UL003	-9899.626	7627.926	7629.989	-5993.666	7875.477	-3711.192
UL004	-8570.218	6286.362	4507.844	-3797.586	4789.258	-2284.655
UL005	-9733.264	7470.757	6411.135	-4974.533	6772.365	-2996.298
UL006	-10760.482	8113.255	5375.090	-5082.991	5739.650	-3135.066
UL007	-9058.564	7097.540	7109.882	-4825.721	7467.540	-2847.486
UL008	-10131.961	7470.757	4269.511	-5393.954	4507.908	-3415.719
UL009	-10131.961	7470.757	6516.875	-5384.758	6755.051	-3406.522
UL010	-11159.180	8113.255	3233.466	-5502.412	3475.193	-3554.487
UL011	-11159.180	8113.255	5480.830	-5493.216	5722.337	-3545.291
UL012	-9457.262	7097.540	4968.258	-5245.143	5203.083	-3266.907
UL013	-9457.262	7097.540	7215.622	-5235.946	7450.227	-3257.710
UL014	-8240.594	6044.579	3254.002	-3655.946	3524.699	-2201.205
UL015	-8240.594	6044.579	5414.929	-3647.103	5685.413	-2192.362
UL016	-9358.907	7183.420	5084.089	-4787.627	5431.532	-2885.477
UL017	-9358.907	7183.420	7245.016	-4778.784	7592.247	-2876.634
UL018	-10346.618	7801.207	4087.892	-4891.913	4438.537	-3018.908
UL019	-10346.618	7801.207	6248.819	-4883.070	6599.252	-3010.065
UL020	-8710.158	6824.558	5755.961	-4644.538	6099.970	-2742.389
UL021	-8710.158	6824.558	7916.888	-4635.695	8260.685	-2733.546
UL022	-7115.201	4835.663	2104.160	-3474.086	2159.659	-2310.293
UL023	-10131.961	7470.757	6084.592	-5172.908	6317.684	-3194.672
UL024	-11159.180	8113.255	5048.547	-5281.366	5284.969	-3333.441
UL025	-9457.262	7097.540	6783.339	-5024.096	7012.859	-3045.861
UL026	-7910.970	5802.796	4799.302	-3305.665	5054.273	-1909.114

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)		S9(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	12216.433	-1644.627	12352.081	2427.804	5058.430	5475.380
UL002	11134.333	-1874.129	11281.318	2022.933	5089.726	4878.856
UL003	12371.311	-1279.818	12496.745	2801.751	4185.211	5849.327
UL004	7519.336	896.922	7720.647	1967.963	1748.846	4084.770
UL005	10459.443	1099.483	10717.819	2545.733	3236.064	5225.331
UL006	9805.150	-1073.278	10070.381	2300.927	3254.988	4864.642
UL007	10553.090	1320.066	10805.291	2771.840	2708.072	5451.438
UL008	9205.848	-1353.931	9343.069	2126.312	2870.079	4805.910
UL009	11427.913	-1344.734	11564.876	2135.509	5066.854	4815.106
UL010	8551.555	-1492.699	8695.631	1881.506	2889.003	4445.221
UL011	10773.620	-1483.503	10917.438	1890.703	5085.777	4454.417
UL012	9299.495	-1133.348	9430.540	2352.419	2342.087	5032.017
UL013	11521.560	-1124.152	11652.348	2361.616	4538.861	5041.213
UL014	6161.830	858.003	6355.523	1887.851	625.441	3923.242
UL015	8298.431	866.846	8491.876	1896.694	2737.724	3932.085
UL016	8988.856	1052.774	9237.419	2443.399	2055.459	5019.935
UL017	11125.457	1061.617	11373.772	2452.242	4167.742	5028.778
UL018	8359.729	-1036.420	8614.882	2208.009	2073.654	4673.119
UL019	10496.329	-1027.577	10751.235	2216.852	4185.937	4681.962
UL020	9078.902	1264.872	9321.526	2660.810	1547.774	5237.346
UL021	11215.502	1273.715	11457.879	2669.653	3660.057	5246.189
UL022	5593.142	-1019.466	5589.235	960.952	2326.201	2589.265
UL023	10412.831	-1132.884	10543.862	2347.358	3469.185	5026.956
UL024	9758.538	-1271.653	9896.424	2102.553	3488.108	4666.267
UL025	10506.478	1121.691	10631.334	2573.466	2941.192	5253.063
UL026	7029.495	1027.726	7209.726	2016.379	1153.444	3970.355

구 분	S10(절점23)		S11(절점0)		S12(절점32)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	5039.458	7266.718	0.000	0.000	-12970.685	-8820.041
UL002	5089.843	6670.193	0.000	0.000	-11950.585	-8161.107
UL003	4154.273	7521.479	0.000	0.000	-14138.379	-9436.279
UL004	1844.536	5133.450	0.000	0.000	-10246.012	-6234.060
UL005	3357.993	6723.059	0.000	0.000	-12314.131	-7797.677
UL006	3388.458	6362.370	0.000	0.000	-11697.326	-7399.251
UL007	2822.765	6877.101	0.000	0.000	-13020.179	-8170.285
UL008	2872.530	6303.638	0.000	0.000	-11782.534	-7797.677
UL009	5069.010	6312.835	0.000	0.000	-11782.534	-7797.677
UL010	2902.996	5942.949	0.000	0.000	-11165.730	-7399.251
UL011	5099.476	5952.146	0.000	0.000	-11165.730	-7399.251
UL012	2337.302	6457.680	0.000	0.000	-12488.582	-8170.285
UL013	4533.782	6466.877	0.000	0.000	-12488.582	-8170.285
UL014	717.592	4931.588	0.000	0.000	-9851.935	-5994.289
UL015	2829.592	4940.431	0.000	0.000	-9851.935	-5994.289
UL016	2172.840	6460.059	0.000	0.000	-11840.510	-7497.766
UL017	4284.840	6468.902	0.000	0.000	-11840.510	-7497.766
UL018	2202.133	6113.242	0.000	0.000	-11247.429	-7114.665
UL019	4314.133	6122.085	0.000	0.000	-11247.429	-7114.665
UL020	1658.197	6608.176	0.000	0.000	-12519.402	-7856.044
UL021	3770.197	6617.019	0.000	0.000	-12519.402	-7856.044
UL022	2243.258	3395.942	0.000	0.000	-7184.580	-4795.431
UL023	3464.562	6524.685	0.000	0.000	-11782.534	-7797.677
UL024	3495.027	6163.996	0.000	0.000	-11165.730	-7399.251
UL025	2929.334	6678.726	0.000	0.000	-12488.582	-8170.285
UL026	1235.379	4938.367	0.000	0.000	-9457.857	-5754.517

구 분	S13(절점33)		S14(절점35)		S15(절점36)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-12561.212	-6324.385	-448.666	-4220.145	-218.867	-1705.606
UL002	-11555.944	-5953.574	-448.666	-3849.334	-218.867	-1705.606
UL003	-13704.256	-6940.622	-466.513	-4635.193	-218.867	-2120.655
UL004	-9834.246	-4627.639	-575.865	-3141.455	-289.030	-1400.366
UL005	-11798.591	-5653.578	-709.275	-3793.686	-351.766	-1584.930
UL006	-11190.755	-5429.367	-709.275	-3569.475	-351.766	-1584.930
UL007	-12489.734	-6026.187	-720.067	-4044.646	-351.766	-1835.890
UL008	-11399.893	-5653.578	-443.477	-3793.686	-218.867	-1584.930
UL009	-11399.893	-5653.578	-443.477	-3793.686	-218.867	-1584.930
UL010	-10792.057	-5429.367	-443.477	-3569.475	-218.867	-1584.930
UL011	-10792.057	-5429.367	-443.477	-3569.475	-218.867	-1584.930
UL012	-12091.036	-6026.187	-454.268	-4044.646	-218.867	-1835.890
UL013	-12091.036	-6026.187	-454.268	-4044.646	-218.867	-1835.890
UL014	-9456.006	-4449.653	-553.717	-3020.630	-277.913	-1346.506
UL015	-9456.006	-4449.653	-553.717	-3020.630	-277.913	-1346.506
UL016	-11344.799	-5436.133	-681.995	-3647.775	-338.237	-1523.971
UL017	-11344.799	-5436.133	-681.995	-3647.775	-338.237	-1523.971
UL018	-10760.341	-5220.546	-681.995	-3432.187	-338.237	-1523.971
UL019	-10760.341	-5220.546	-681.995	-3432.187	-338.237	-1523.971
UL020	-12009.360	-5794.411	-692.372	-3889.082	-338.237	-1765.279
UL021	-12009.360	-5794.411	-692.372	-3889.082	-338.237	-1765.279
UL022	-7042.079	-3559.722	-94.489	-2416.504	-48.088	-1077.205
UL023	-11399.893	-5653.578	-443.477	-3793.686	-218.867	-1584.930
UL024	-10792.057	-5429.367	-443.477	-3569.475	-218.867	-1584.930
UL025	-12091.036	-6026.187	-454.268	-4044.646	-218.867	-1835.890
UL026	-9077.766	-4271.667	-531.568	-2899.805	-266.797	-1292.646

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]

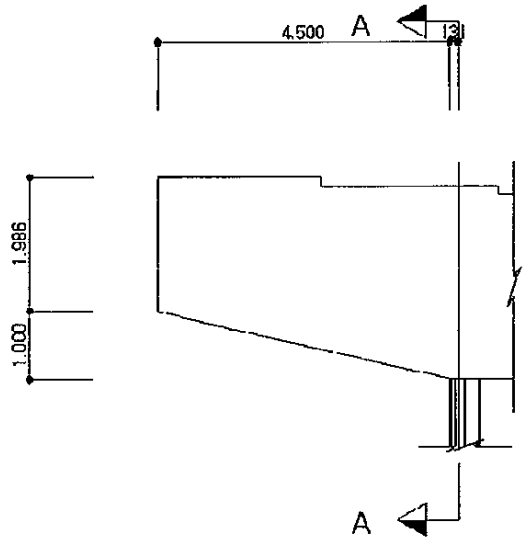
1 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

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 = 9495.433 kN - "ULO-02"

Mu = 19495.742 kN.m

Nu = 0.000 kN

(2) 브래킷 판정

a = 19495.742 / 9495.433 = 2.053 m

d = 2.000 - 0.200 = 1.800 m

a/d = 2.053 / 1.800 = 1.140 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측벽 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φt = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2800.00	2000.45	1800.45	100.00	19495.74	9495.43

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 42398.400 x 400.00 = 16959360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2800.000 = 64260.000 x a

T = C 이므로, a = 263.918 mm c = 263.918 / β1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.45 - 310.492) / 310.492 = 0.01536

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad As = 33825.803 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.253]

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 = 0.00841

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 263.918 mm

ΦMn = 0.85 x 42398.400 x 400 x (1800.45 - a/2) = 24052.001 kN.m

≥ Mu (= 19495.742 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.234]

* 전단에 대한 검토 (d = 1800.45 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2800.00 x 1800.45 = 3492.679 kN

< Vu (= 9495.433 kN) 전단보강 필요

Av_req = (9495.433-3492.679) x 250.00 / (400x1800.45xΦ) x 1000 = 2604.717 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 568.329 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 612.500 mm²

Av_min = 612.500 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3040.200 x 400.0 x 1800.45 / 250.00 x 1000 = 8757.945 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2800.00 x 1800.45 / 1000 = 17463.397 kN ≥ 8757.945 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (4365.849 + 8757.945) = 10499.035 kN ≥ 9495.433 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(=3.601) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.027 m (< d = 1.900 m) L 위험단면 위치

- Vu = 4973.026 kN - "UL0-02

부재번호 : 4 (I단 : 절점4, J단 : 절점5) 부재길이(L) : 1.361 m

Vui = 4712.685 kN (I단), Vuj = 5038.227 kN (J단)

검토위치(Lc) = 3.604 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 4712.685 + (5038.227 - 4712.685)/1.361 x (3.604 - 2.516)

= 4973.026 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4106.34	1800.45	4973.03	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 2800.00 x 1800.45

= 17463.397 kN ≥ Vu(= 4973.026 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 2800.00 x 1800.45 = 3492.679 kN

< Vu (= 4973.026 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1750.000 mm²) ∴ O.K

b 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1050.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d) 12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8757.945 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8757.945 + 4365.849)

= 10499.035 kN ≥ Vu(= 4973.026 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.986 x 4.631 x 2.800 x 25.000 x 0.185 = 119.103 kN

w2 = 1.000 x (4.631-0.131) / 2 x 2.800 x 25.000 x 0.185 = 29.137 kN

w3 = 1.000 x (4.631-4.500) x 2.800 x 25.000 x 0.185 = 1.696 kN

Vc = 119.103 + 29.137 + 1.696 = 149.937 kN

Mc = 119.103 x 2.316 + 29.137 x 1.631 + 1.696 x 0.066 = 323.418 kN.m

Vu = 201.720 x sin 87.57 + 206.110 x cos 87.57 +
201.640 x sin 87.57 + 206.440 x cos 87.57 +
176.500 x sin 87.57 + 182.620 x cos 87.57 +
176.440 x sin 87.57 + 182.840 x cos 87.57 +
149.937(Vc)

= 938.572 kN

Mu = 201.720 x sin 87.57 x 3.492 + 206.110 x cos 87.57 x 3.492 +
201.640 x sin 87.57 x 0.738 + 206.440 x cos 87.57 x 0.738 +
176.500 x sin 87.57 x 3.505 + 182.620 x cos 87.57 x 3.505 +
176.440 x sin 87.57 x 0.754 + 182.840 x cos 87.57 x 0.754 +
323.418(Mc)

= 1996.892 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)
2000.45	2800.00	2700.00	100.00	1996.89	938.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6487.500 x 400.00 = 2595000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2000.446 = 45910.233 x a

T = C 이므로, a = 56.523 mm, c = 56.523 / β1 = 56.523 / 0.85 = 66.498 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2700.00 - 66.498) / 66.498 = 0.11881

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2182.952 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 6487.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.972]

1단 : H25 - 9.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6487.5 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 = 0.00120

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) = 56.523 mm

ΦMn = 0.85 x 6487.500 x 400 x (2700.00 - a/2) = 5893.187 kN.m

≥ Mu (= 1996.892 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.951]

* 전단에 대한 검토 (d = 2700.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2000.45 x 2700.00 = 3742.064 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 938.572 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13122.338 x 1000000 / [42398.400 x (1800.446 - 520.834/3)]

= 190.247 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x1800.446/(7x42398.400)]

= 520.834 mm

사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 190.25) - 2.5 x 85.50 = 200.19 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 190.25) = 331.15 mm

Sa는 작은 값인 200.19 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 200.19 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1996.892 x 1000000 / [6487.500 x (2700.000 - 328.157/3)]

= 118.816 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6487.500/2000.4 + 7x6487.500/2000.4 x √[(1 + 2x2000.4x2700.0/(7x6487.500)]

= 328.157 mm

사용철근량 = 6487.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 9.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6487.5 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 / 118.82) - 2.5 x 85.50 = 449.04 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 118.82) = 530.23 mm

Sa는 작은 값인 449.04 mm 를 적용

S = 2000.45 / 12.0 EA = 166.70 ≤ Sa (= 449.04 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 30)

1) 내민길이의 산정

· 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다 [도로교 설계기준 5.4.4.1]

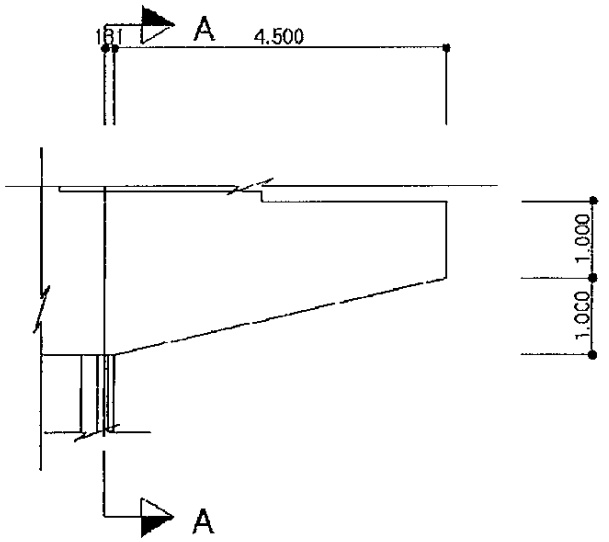
1 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

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 = 9571.076 kN - "ULO-03"

Mu = 20894.942 kN.m

Nu = 0.000 kN

2 브래킷 판정

a = 20894.942 / 9571.076 = 2.183 m

d = 2.000 - 0.200 = 1.800 m

a/d = 2.183 / 1.800 = 1.213 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측림 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)
2800.00	2000.45	1800.45	100.00	20894.94	9571.08

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 42398 400 x 400.00 = 16959360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2800.000 = 64260.000 x a

T = C 이므로, a = 263.918 mm, c = 263.918 / β1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.45 - 310.492) / 310.492 = 0.01536

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad . \quad As = 36427.468 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.164]

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 = 0.00841

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 263.918 mm

ΦMn = 0.85 x 42398.400 x 400 x (1800.45 - a/2) = 24052.001 kN.m

≥ Mu (= 20894.942 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.151]

* 전단에 대한 검토 (d = 1800.45 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2800.00 x 1800.45 = 3492.679 kN

< Vu (= 9571.076 kN) 전단보강 필요

Av_req = (9571.076-3492.679) x 250.00 / (400x1800.45xΦ) x 1000 = 2637.540 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 568.329 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 612.500 mm²

Av_min = 612.500 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm) ∴ 최소 전단철근 만족

Vs = 3040.200 x 400.0 x 1800.45 / 250.00 x 1000 = 8757.945 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2800.00 x 1800.45 / 1000 = 17463.397 kN ≥ 8757.945 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (4365.849 + 8757.945) = 10499.035 kN ≥ 9571.076 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 = 2.2 < 2d(=3.801) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.092 m (< d = 1.900 m) L 위험단면 위치

- Vu = 4988.538 kN - "UL0-03

부재번호 : 33 (I단 : 절점33, J단 : 절점34) 부재길이(L) : 1.377 m

Vui = -5045.748 kN (I단), Vuj = -4814.432 kN (J단)

검토위치(Lc) = 20.761 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -5045.748 + (-4814.432 - -5045.748)/1.377 x (20.761 - 20.420)

= -4988.538 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4366.27	1800.45	4988.54	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 2800.00 x 1800.45

= 17463.397 kN ≥ Vu(= 4988.538 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 2800.00 x 1800.45 = 3492.679 kN

< Vu (= 4988.538 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1750.000 mm²) ∴ O.K

b. 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1050.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (11+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8757.945 kN

- 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8757.945 + 4365.849)

= 10499.035 kN ≥ Vu(= 4988.538 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.986 x 4.631 x 2.800 x 25.000 x 0.185 = 119.103 kN

w2 = 1.000 x (4.631-0.131) / 2 x 2.800 x 25.000 x 0.185 = 29.137 kN

w3 = 1.000 x (4.631-4.500) x 2.800 x 25.000 x 0.185 = 1.696 kN

Vc = 119.103 + 29.137 + 1.696 = 149.937 kN

Mc = 119.103 x 2.316 + 29.137 x 1.631 + 1.696 x 0.066 = 323.418 kN.m

Vu = 200.590 x sin 87.57 + 206.200 x cos 87.57 +
200.290 x sin 87.57 + 205.800 x cos 87.57 +
175.520 x sin 87.57 + 182.670 x cos 87.57 +
175.240 x sin 87.57 + 182.400 x cos 87.57 +
149.937(Vc)

= 933.876 kN

Mu = 200.590 x sin 87.57 x 0.751 + 206.200 x cos 87.57 x 0.751 +
200.290 x sin 87.57 x 3.505 + 205.800 x cos 87.57 x 3.505 +
175.520 x sin 87.57 x 0.711 + 182.670 x cos 87.57 x 0.711 +
175.240 x sin 87.57 x 3.462 + 182.400 x cos 87.57 x 3.462 +
323.418(Mc)

= 1975.789 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)
2000.45	2800.00	2700.00	100.00	1975.79	933.88

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6487.500 x 400.00 = 2595000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2000.446 = 45910.233 x a

T = C 이므로, a = 56.523 mm, c = 56.523 / β1 = 56.523 / 0.85 = 66.498 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2700.00 - 66.498) / 66.498 = 0.11881

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2159.801 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 6487.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.004]

1단 : H25 - 9.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6487.5 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 = 0.00120

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) = 56.523 mm

ΦMn = 0.85 x 6487.500 x 400 x (2700.00 - a/2) = 5893.187 kN.m

≥ Mu (= 1975.789 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.983]

* 전단에 대한 검토 (d = 2700.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2000.45 x 2700.00 = 3742.064 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 933.876 kN) . 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

1. 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 14520.477 x 1000000 / [42398.400 x (1800.446 - 520.834/3)]
= 210.517 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x1800.446/(7x42398.400)]
= 520.834 mm

사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 200.0 mm)
1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)
2단 H29 22.0 EA (= 14132.8 mm²)
3단 H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 210.52) - 2.5 x 85.50 = 160.33 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 210.52) = 299.26 mm
Sa는 작은 값인 160.33 mm 를 적용
S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 160.33 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1975.789 x 1000000 / [6487.500 x (2700.000 - 328.157/3)]
= 117.560 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6487.500/2000.4 + 7x6487.500/2000.4 x √[(1 + 2x2000.4x2700.0/(7x6487.500)]
= 328.157 mm

사용철근량 = 6487.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 9.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6487.5 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 / 117.56) - 2.5 x 85.50 = 456.12 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 117.56) = 535.90 mm
Sa는 작은 값인 456.12 mm 를 적용
S = 2000.45 / 12.0 EA = 166.70 ≤ Sa (= 456.12 mm) ∴ O.K

8.3 내부지간 설계

1) 깊은 보 판정

· 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)]

cD = √(π x 2.300² / 4) = 2.038 m : 정사각형 치환단면의 한변길이

Ln = 13.000 - 2.038 = 10.962 m

d = 1.000 + 1.986 - 0.100 = 2.886 m

Ln/d = 10.962 / 2.886 = 3.798 < 4 ∴ 깊은 보로 전단설계

2) 휨에 대한 검토

① 좌측 지점부 : UL-02(부재 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)
2800.00	2714.62	2514.62	100.00	13672.58	7080.08

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 42398.400 x 400.00 = 16959360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2800.000 = 64260.000 x a

T = C 이므로, a = 263.918 mm, c = 263.918 / β1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2614.62 - 310.492) / 310.492 = 0.02226

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad \therefore As = 16321.587\ mm^2$$

* 사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 2.598]

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 = 0.00602

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 263.918 mm

ΦMn = 0.85 x 42398.400 x 400 x (2514.62 - a/2) = 34347.146 kN m

≥ Mu (= 13672.582 kN.m) ∴ O.K (안전률 2.512)

* 전단에 대한 검토 (d = 2514.62 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2800.00 x 2514.62 = 4878.104 kN

< Vu (= 7080.077 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (7080.077-4878.104) x 250.00 / (400x2514.62xΦ) x 1000 = 684.116 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 568.329 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 612.500 mm²

Av_min = 612.500 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3040.200 x 400.0 x 2514.62 / 250.00 x 1000 = 12231.916 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2800.00 x 2514.62 / 1000 = 24390.518 kN ≥ 12231.916 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (6097.629 + 12231.916) = 14663.637 kN ≥ 7080.077 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

1) 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9781.987 x 1000000 / [42398.400 x (2514.620 - 631.781/3)]

= 100.136 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2514.6/(7x42398.400)]

= 631.781 mm

사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 100.14) - 2.5 x 85.50 = 572.68 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 100.14) = 629.14 mm

Sa는 작은 값인 572.68 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 572.68 mm) ∴ O.K

2. 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)
2800.00	2504.27	2354.27	100.00	12496.75	2801.75

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 22294.800 x 400.00 = 8917920.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2800.000 = 64260.000 x a

T = C 이므로, a = 138.779 mm, c = 138.779 / β1 = 138.779 / 0.85 = 163.269 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2404.27 - 163.269) / 163.269 = 0.04118

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 15948.367\ mm^2$$

* 사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.398]

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 . ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00338

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) = 138.779 mm

ΦMn = 0.85 x 22294.800 x 400 x (2354.27 - a/2) = 17319.925 kN.m

≥ Mu (= 12496.745 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.386]

* 전단에 대한 검토 (d = 2354.27 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2800.00 x 2354.27 = 4567.041 kN

ΦVc/2 < Vu (= 2801.751 kN) 횡수 전단철근 보강

Av_req1 = 0.0625 x √27.0 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 568.329 mm²

Av_req2 = 0.35 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 612.500 mm²

Av_req = 612.500 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H25 - 6.0 EA = 3040.200 mm² ∴ O.K

사용성 검토

1 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9166.303 x 1000000 / [22294.800 x (2354.270 - 459.575/3)]

= 186.791 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x22294.800/2800.0 + 7x22294.800/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2354.3/(7x22294.800)]

= 459.575 mm

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

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 / 186.79) - 2.5 x 87.50 = 202.84 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 186.79) = 337.28 mm

Sa는 작은 값인 202.84 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 202.84 mm) ∴ O.K

③ 우측 지점부 : UL-03(부재 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)
2800.00	2271.96	2071.96	100.00	17088.24	8092.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 42398.400 x 400.00 = 16959360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2800.000 = 64260.000 x a

T = C 이므로, a = 263.918 mm, c = 263.918 / β1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2171.96 - 310.492) / 310.492 = 0.01799

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 \quad fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 25211.800\ mm^2$$

* 사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm) , [사용률 = 1.682]
  1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)
  2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)
  3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 = 0.00731
  ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 263.918 mm
  ΦMn = 0.85 x 42398.400 x 400 x (2071.96 - a/2) = 27966.013 kN.m
  ≥ Mu (= 17088.244 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.637]

* 전단에 대한 검토 (d = 2071.96 mm)
  ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
  = 0.80 x 1/6 x √27 x 2800.00 x 2071.96 = 4019.391 kN
  < Vu (= 8092.372 kN) , 전단보강 필요.
  Av_req = (8092.372-4019.391) x 250.00 / (400x2071.96xΦ) x 1000 = 1535.751 mm²
  Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 568.329 mm²
  Av_min2 = 0.35 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 612.500 mm²
  Av_min = 612.500 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)
  Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA. C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족
  Vs = 3040.200 x 400.0 x 2071.96 / 250.00 x 1000 = 10078.681 kN
  Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2800.00 x 2071.96 / 1000 = 20096.953 kN ≥ 10078.681 kN ∴ O.K
  s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4. 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K
  ΦVn = 0.80 x (5024.238 + 10078.681) = 12082.335 kN ≥ 8092.372 kN ∴ O.K

- 사용성 검토
① 응력 산정
  fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13655.982 x 1000000 / [42398.400 x (2071.961 - 565.178/3)]
  = 170.998 MPa
  χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
  = -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2072.0/(7x42398.400)]
  = 565.178 mm
  사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
  1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)
  2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)
  3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 171.00) - 2.5 x 85.50 = 246.78 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 171.00) = 368.42 mm

Sa는 작은 값인 246.78 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 246.78 mm) ∴ O K

3) 깊은 보에 대한 전단 설계

① 좌측 지점부 : UL-02(부재 14)

- d = 2.515 m (≤ 0.5a = 1.354 m)
- Vu = 6745.438 kN

부재번호 : 14 (I단 : 절점14, J단 : 절점15) 부재길이(L) : 1.225 m

Vui = -7047.712 kN (I단), Vuj = -6745.057 kN (J단)

검토위치(Lc) = 8.023 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -7047.712 + (-6745.057 - -7047.712)/1.225 x (8.023 - 6.800)

= -6745.438 kN

② 우측 지점부 : UL-03(부재 25)

- 0.5a = 0.001 m (< d = 2.072 m)
- Vu = 8092.249 kN

부재번호 : 25 (I단 : 절점25, J단 : 절점26) 부재길이(L) : 0.131 m

Vui = 8065.287 kN (I단), Vuj = 8092.372 kN (J단)

검토위치(Lc) = 17.630 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 8065.287 + (8092.372 - 8065.287)/0.131 x (17.630 - 17.500)

= 8092.249 kN

8.4 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침10) : UL0-02(절점 2)

∵ 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 = 0.046 (119 38/2586.76) < 2d(=4.272) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4106.34	2036.22	2586.76	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 2800.00 x 2036.22

= 19750.306 kN ≥ Vu(= 2586.757 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 2800.00 x 2036.22 = 3950.061 kN

≥ Vu (= 2586.757 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 130.673 x 1000000 / [42398.400 x (2036.222 - 559.510/3)]

= 1.666 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2036.2/(7x42398.400)]

= 559.510 mm

사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 1.67) - 2.5 x 85.50 = 47049.08 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 1.67) = 37810.26 mm

Sa는 작은 값인 37810.26 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 37810.26 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침1) : UL0-02(절점 3)

: 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 = 0.036 (159.68/4412.95) < 2d(=4.278) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4106.34	2089.11	4412.95	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 2800.00 x 2089.11

= 20263.301 kN ≥ Vu(= 4412.951 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 2800.00 x 2089.11 = 4052.660 kN

< Vu (= 4412.951 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1750.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1050.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 10162.105 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (10162.105 + 5065.825)

= 12182.344 kN ≥ Vu(= 4412.951 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 330.234 x 1000000 / [11147.400 x (2089.111 - 314.502/3)]

= 14.930 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x11147.400/2800.0 + 7x11147.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2089.1/(7x11147.400)]

= 314.502 mm

사용철근량 = 11147.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 11.0 EA (= 5573.7 mm²)

2단 : H25 - 11.0 EA (= 5573.7 mm²)

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 / 14 93) - 2 5 x 87.50 = 5056.03 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 14 93) = 4219 82 mm

Sa는 작은 값인 4219 82 mm 를 적용

S = 2800.00 / 11.0 EA = 254.55 ≤ Sa (= 4219.82 mm) .. O K

3) 받침위치3(교량받침11) : UL0-02(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 = 1.720 (12752.07/7411.87) < 2d(=5.224) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4106.34	2511.86	7411.87	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 2800.00 x 2511.86

= 24363.762 kN ≥ Vu(= 7411.872 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 2800.00 x 2511.86 = 4872.752 kN

< Vu (= 7411.872 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1750.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1050.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 12218.498 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (12218.498 + 6090.941)

= 14647.551 kN ≥ Vu(= 7411.872 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8623.801 x 1000000 / [42398.400 x (2511.862 - 631.384/3)]

= 88.381 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2511.9/(7x42398.400)]

= 631.384 mm

사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 88.38) - 2.5 x 85.50 = 677.28 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 88.38) = 712.83 mm

Sa는 작은 값인 677.28 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 677.28 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 = 1.366 (12714.34/9307.76) < 2d(=5.231) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4106.34	2515.42	9307.76	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 2800.00 x 2515.42

= 24398.249 kN ≥ Vu(= 9307.762 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 2800.00 x 2515.42 = 4879.650 kN

< Vu (= 9307.762 kN) . 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1750.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1050.000 mm²) ∴ O.K

— Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 12235.794 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (12235.794 + 6099.562)

= 14668.285 kN ≥ Vu(= 9307.762 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8583.984 x 1000000 / [42398.400 x (2515.417 - 631.895/3)]

= 87.843 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2515.4/(7x42398.400)]

= 631.895 mm

사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 87.84) - 2.5 x 85.50 = 682.73 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 87.84) = 717.19 mm

Sa는 작은 값인 682.73 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 < Sa (= 682.73 mm) ∴ O.k

5) 받침위치5(교량받침13) : UL0-02(절점 16)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

1 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2487.281 x 1000000 / [22294.800 x (2428.943 - 467.589/3)]

= 49.080 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x22294.800/2800.0 + 7x22294.800/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2428.9/(7x22294.800)]

= 467.589 mm

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

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 / 49.08) - 2.5 x 87.50 = 1385.77 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 49.08) = 1283.61 mm

Sa는 작은 값인 1283.61 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 1283.61 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침4) : UL0-02(절점 17)

∴ 내측지간 - 휨에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

1 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2673.225 x 1000000 / [22294.800 x (2428.943 - 467.589/3)]

= 52.749 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x22294.800/2800.0 + 7x22294.800/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2428.9/(7x22294.800)]

= 467.589 mm

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

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 / 52.75) - 2.5 x 87.50 = 1274.16 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 52.75) = 1194.33 mm

Sa는 작은 값인 1194.33 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 1194.33 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침14) : UL0-02(절점 19)

∴ 내측지간 · 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - x/3)] = 6578.119 x 1000000 / [22294.800 x (2354.270 - 459.575/3)]

= 134.049 MPa

x = -nAs/b + nAs/b x √[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x22294.800/2800.0 + 7x22294.800/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2354.3/(7x22294.800))]

= 459.575 mm

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

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 / 134.05) - 2.5 x 87.50 = 368.72 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 134.05) = 469.98 mm

Sa는 작은 값인 368.72 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 368.72 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침5) - UL0-03(절점 20)

∴ 내측지간 - 휨에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

1 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9166.303 x 1000000 / [22294.800 x (2354.270 - 459.575/3)]

= 186.791 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x22294.800/2800.0 + 7x22294.800/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2354.3/(7x22294.800)]

= 459.575 mm

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

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 / 186.79) - 2.5 x 87.50 = 202.84 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 186.79) = 337.28 mm

Sa는 작은 값인 202.84 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 202.84 mm) ∴ O.K

9) 받침위치9(교량받침15) : UL0-03(절점 22)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

사용성 검토

1 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2928.045 x 1000000 / [22294.800 x (2257.613 - 449.012/3)]

= 62.304 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= 7x22294.800/2800.0 + 7x22294.800/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2257.6/(7x22294.800)]

= 449.012 mm

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

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 / 62.30) - 2.5 x 87.50 = 1045.22 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 62.30) = 1011.17 mm

Sa는 작은 값인 1011.17 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 1011.17 mm) ∴ O.K

10) 발췌위치10(교량발췌6) : UL0-03(절점 23)

∴ 내측지간 - 휨에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

1. 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3016.158 x 1000000 / [22294.800 x (2257.613 - 449.012/3)]

= 64.179 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= 7x22294.800/2800.0 + 7x22294.800/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2257.6/(7x22294.800)]

= 449.012 mm

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

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 / 64.18) - 2.5 x 87.50 = 1008.29 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 64.18) = 981.63 mm

Sa는 작은 값인 981.63 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 981.63 mm) ∴ O.K

11;발침위치11(교량발침16) : ULO-01(절점 1)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

12;발침위치12(교량발침17) : ULO-03(절점 32)

: 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 = 1 498 (14138.38/9436.28) < 2d(=3.815) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4366.27	1807.43	9436.28	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 2800.00 x 1807.43

= 17531.120 kN ≥ Vu(= 9436.279 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 2800.00 x 1807.43 = 3506.224 kN

< Vu (= 9436.279 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1750.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1050.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8791.908 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8791.908 + 4382.780)

= 10539.751 kN ≥ Vu(= 9436.279 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10015.522 x 1000000 / [42398.400 x (1807.428 - 522.013/3)]

= 144.619 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x1807.4/(7x42398.400)]

= 522.013 mm

사용철근량 = 42398.4 ㎟ (철근도심 : 200.0 ㎜)

1단 : H29 22.0 EA (= 14132.8 ㎟)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 ㎟)

3단 : H29 22.0 EA (= 14132.8 ㎟)

? 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 / 144.62) - 2.5 x 85.50 = 330.78 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 144.62) = 435.63 ㎜

Sa는 작은 값인 330.78 ㎜ 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 330.78 ㎜) ∴ O.K

13)받침위치13(교량받침8) , UL0-03(절점 33)

: 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 = 1.974 (13704.26/6940.62) < 2d(=3.797) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4366.27	1798.54	6940.62	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 2800.00 x 1798.54

= 17444.902 kN ≥ Vu(= 6940.622 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 2800.00 x 1798.54 = 3488.980 kN

< Vu (= 6940.622 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1750.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1050.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8748.670 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8748.670 + 4361.226)

= 10487.916 kN ≥ Vu(= 6940.622 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9607.488 x 1000000 / [42398.400 x (1798.539 - 520.511/3)]

= 139.443 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x1798.5/(7x42398.400)]

= 520.511 mm

사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 139.44) - 2.5 x 85.50 = 351.00 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 139.44) = 451.80 mm

Sa는 작은 값인 351.00 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 351.00 mm) ∴ O.K

14;받침위치14(교량받침18) : UL0-03(절점 35)

: 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 = 0.101 (466.51/4635.19) < 2d(=2.320) .. 깊은 보로 전단설계

- 사용성 검토

1. 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 553.897 x 1000000 / [42398.400 x (1060.224 - 379.796/3)]

= 13.993 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x1060.2/(7x42398.400)]

= 379.796 mm

사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 13.99) - 2.5 x 85.50 = 5414.11 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 13.99) = 4502.29 mm

Sa는 작은 값인 4502.29 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 4502.29 mm) ∴ O.K

15:발침위치15(교량받침9) : ULO-03(절점 36)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8 1 (1)]

a = 0.103 (218.87/2120.66) < 2d(=2.301) ∴ 깊은 보로 전단설계

- 사용성 검토

1 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 270.590 x 1000000 / [42398.400 x (1050.668 - 377.707/3)]

= 6.901 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x1050.7/(7x42398.400)]

= 377.707 mm

사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 6.90) - 2.5 x 85.50 = 11197.17 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 6.90) = 9128.74 mm

Sa는 작은 값인 9128.74 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 9128.74 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	-16125.801	-22594.438	2652.552	2954.026	-637.417	0.00087	축력최대
UL026	-14885.354	-14022.117	4937.972	8167.959	-2079.922	0.00289	모멘트최대
UL022	-12404.462	-12404.462	5101.775	12239.916	1758.694	0.01249	탄성설계
UL022	-12404.462	-12404.462	768.722	4767.676	1758.694	0.01249	소성설계
UE026	-11164.016	-10300.779	4518.630	7858.492	-1997.063	0.00283	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	0.013	0.060	O.K	64523.752	22594.438	2954.030	2.856	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	39629.368	14022.117	8167.960	2.826	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	34704.432	12404.462	12239.920	2.798	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	36408.574	10300.779	7858.490	3.535	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 37, 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	2187.349	22594.438	2954.030	130.741

㉮ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22594.438 x 0.00087 / (-637.417 x 10.296)

= 0.003

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 8.796 / 0.575

= 18.356 ≤ 23.225 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=2652.552 , M2=2954.026)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.898) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1497113.570 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 130.741 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2319.945 mm, a = k1 x c = 1971.953 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3791708.737 = 87019.716 kN

∑Csi = 12760.358 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 87019.716 + 12760.358 - 0.000 = 99780.074 kN

Mn = Cc x 1077.510 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13045.303 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=130.741) | = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2319.945 mm, a = k1 x c = 1971.953 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2319.95) / 2319.95 = -0.00016

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 을 적용한다.

사 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN < Pn = 99780.074 kN

ΦPn = 0.70 x 92176.788 = 64523.752 kN ≥ Pu = 22594.438 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.131 = 8435.930 kN.m ≥ Mu = 2954.030 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 37, UL026)

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	2187.349	14022.117	8167.960	582.505

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 14022.117 x 0.00289 / (-2079.922 x 10.296)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 8.796 / 0.575

= 18.356 ≤ 26.745 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=4937.972 , M2=8167.959)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.605) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 929109.263 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 582.505 mm)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1452.453 mm, a = k1 x c = 1234.585 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2271838.498 = 52138.694 kN

∑Csi = 8683.469 kN, ∑Tsi = 4208.780 kN

Pn = 52138.694 + 8683.469 - 4208.780 = 56613.383 kN

Mn = Cc x 1060.021 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32977.190 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=582.498) | = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바. 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1452.453 mm, a = k1 x c = 1234.585 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1452.45) / 1452.45 = 0.00154

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} = 92176.788 kN ≥ Pn = 56613.383 kN

ΦPn = 0.70 x 56613.383 = 39629.368 kN ≥ Pu = 14022.117 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.583 = 23084.324 kN.m ≥ Mu = 8167.960 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 37, UL022)

가 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	2187.349	12404.462	12239.920	986.735

나 압축부재의 장주효과

ㄱ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12404.462 x 0.01249 / (1758.694 x 10.296)

= 0.009

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 8.796 / 0.575

= 18.356 ≤ 28.998 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=5101.775 , M2=12239.916)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.417) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) .. O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 821923.006 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 986.735 mm)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1092.469 mm, a = k1 x c = 928.599 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1571376.516 = 36063.091 kN

∑Csi = 7123.863 kN, ∑Tsi = 8482.522 kN

Pn = 36063.091 + 7123.863 - 8482.522 = 34704.432 kN

Mn = Cc x 1074.045 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34244.027 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=986.734) | = 0.0017 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92175.788 kN ≥ Pu = 34704.432 kN

ΦPn = 1.00 x 34704.432 = 34704.432 kN ≥ Pu = 12404.462 kN

ΦMn = ΦPn x 0.987 = 34244.068 kN m ≥ Mu = 12239.920 kN m

④ 편심최대 : (부재 37, UE026)

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	2187.349	10300.779	7858.490	762.902

나. 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10300.779 x 0.00283 / (-1997.063 x 10.296)

= 0.001

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 8.796 / 0.575

= 18.356 ≤ 27.100 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=4518.630 , M2=7858.492)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.575) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 682532.401 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 762.902 mm)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1274.891 mm, a = k1 x c = 1083.658 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1924948.876 = 44177.577 kN

∑Csi = 7908.187 kN, ∑Tsi = 6575.046 kN

Pn = 44177.577 + 7908.187 - 6575.046 = 45510.718 kN

Mn = Cc x 1065.971 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34720.353 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=762.905) | = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1274.891 mm a = k1 x c = 1083.658 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1274.89) / 1274.89 = 0.00218

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

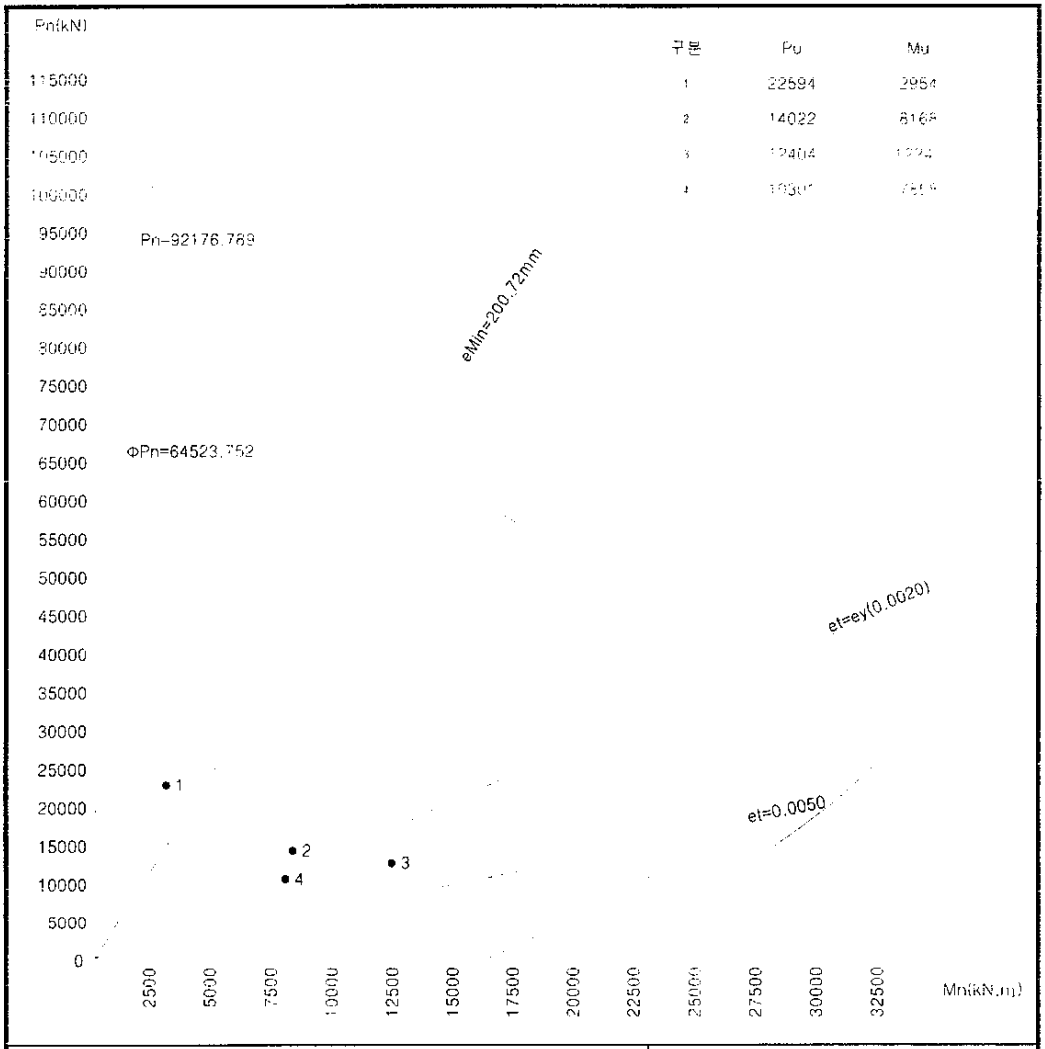
사 축방향력 및 휨에대한 검토

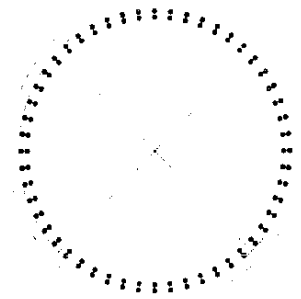
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 45510.718 kN

ΦPn = 0.80 x 45510.718 = 36408.574 kN ≥ Pu = 10300.779 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.763 = 27776.192 kN.m ≥ Mu = 7858.490 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





2,300

■ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.349 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 52696.800 mm²
Puse = 0.01268
1단 : H25-52Ea
2단 : H25-52Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB02	-16125.801	-22594.438	1031.465	1039.848	-0.953	0.00141	축력최대
ULB14	-15505.577	-15505.578	1927.057	6118.475	495.492	0.00623	모멘트최대
ULB22	-12404.462	-12404.462	3095.061	16515.182	1981.929	0.02840	탄성설계
ULB22	-12404.462	-12404.462	512.348	4988.369	1981.929	0.02840	소성설계
UEB14	-11784.239	-11784.239	1693.355	5885.963	495.627	0.00591	편심최대

註) Pc : 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	0.013	0.060	O.K	64523.752	22594.438	1039.848	2.856	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	50086.552	15505.578	6236.978	3.230	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	23275.337	12404.462	16800.795	1.876	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	43683.162	11784.239	5969.537	3.707	O.K

3) 기둥단면 검토

ㅣ 축력최대 : (부재 37, ULB02)

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	2187.349	22594.438	1039.848	46.022

㉮ 압축부재의 장주효과

ㄱ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22594.438 x 0.00141 / (0.953 x 10.296)

= 3.235

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 11.782 / 0.575

= 43.029 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 3.235)

= 1.000

※ Q가 0.6을 초과하므로 강성을 키워야 합니다. 「콘크리트 구조설계기준」 6.5.4 (6)

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 1031.465

= 1031.465 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 1039.848

= 1039.848 kN.m

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1497113.570 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 46.022 mm)

㈐ 공칭강도 산정

반복시산법을 이용하여 c = 2637.562 mm, a = k1 x c = 2241.928 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4126924.498 = 94712.917 kN

∑Csi = 14152.063 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 94712.917 + 14152.063 + 0.000 = 108864.980 kN

Mn = Cc x 1128.606 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5009.986 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=46.020) | = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2637.562 mm, a = k1 x c = 2241.928 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2637.56) / 2637.56 = -0.00050

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN < Pn = 108864.980 kN

ΦPn = 0.70 x 92176.788 = 64523.752 kN ≥ Pu = 22594.438 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.046 = 2969.531 kN.m ≥ Mu = 1039.848 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 37, ULB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	15505.578	6236.978	402.241

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15505.578 x 0.00623 / (495.492 x 10.296)

= 0.019

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 11.782 / 0.575

= 43.029 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.019)

= 1.019

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.019 x 1927.057

= 1964.380 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.019 x 6118.475

= 6236.978 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1027403.790 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e · 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.965 mm, e = Mu/Pu = 402.241 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복사산법을 이용하여 c = 1712.392 mm, a = k1 x c = 1455.533 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 2771863.524 = 63614.268 kN

∑Csi = 9764.654 kN, ∑Tsi = 1826.704 kN

Pn = 63614.268 + 9764.654 - 1826.704 = 71552.218 kN

Mn = Cc x 1055.567 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 28781.168 kN.m

편심오차 |e Mn/Pn(=402.240)| = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1712.392 mm, a = k1 x c = 1455.533 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1712.39) / 1712.39 = 0.00085

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 71552.218 kN

ΦPn = 0.70 x 71552.218 = 50086.552 kN ≥ Pu = 15505.578 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.402 = 20146.860 kN.m ≥ Mu = 6236.978 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 37, ULB22)

가설계조건 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	2187.349	12404.462	16800.795	1354.415

㉮ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12404.462 x 0.02840 / (1991.929 x 10.296)

= 0.017

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 11.782 / 0.575

= 43.029 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.017)

= 1.017

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.017 x 3095.061

= 3148.587 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.017 x 16515.182

= 16800.795 kN.m

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 821923.006 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 1354.415 mm)

아 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 890.782 mm, a = k1 x c = 757.165 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 1191792.768 = 27351.644 kN

∑Csi = 6205.650 kN, ∑Tsi = 10281.957 kN

Pn = 27351.644 + 6205.650 - 10281.957 = 23275.337 kN

Mn = Cc x 1084.898 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31524.296 kN.m

편심오차 : | e - Mn/Pn(=1354.408) | = 0.0078 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 23275.337 kN

ΦPn = 1.00 x 23275.337 = 23275.337 kN ≥ Pu = 12404.462 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.354 = 31524.477 kN.m ≥ Mu = 16800.795 kN.m ∴ O.K

4 편심최대 : (부재 37, UEB14)

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	2187.349	11784.239	5969.537	506.570

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 11784.239 x 0.00591 / (495.627 x 10.296)

= 0.014

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 11.782 / 0.575

= 43.029 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.014)

= 1.014

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.014 x 1693.355

= 1717.399 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.014 x 5885.963

= 5969.537 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 780826.862 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 506.570 mm)

마 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1550.183 mm, a = k1 x c = 1317.656 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 2461715.320 = 56496.367 kN

∑Csi = 9071.914 kN, ∑Tsi = 3163.764 kN

Pn = 56496.367 + 9071.914 - 3163.764 = 62404.517 kN

Mn = Cc x 1057.689 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31612.195 kN.m

편심오차 : |e - Mn/Pn(=506.569)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1550.183 mm, a = k1 x c = 1317.656 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1550.18) / 1550.18 = 0.00126

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

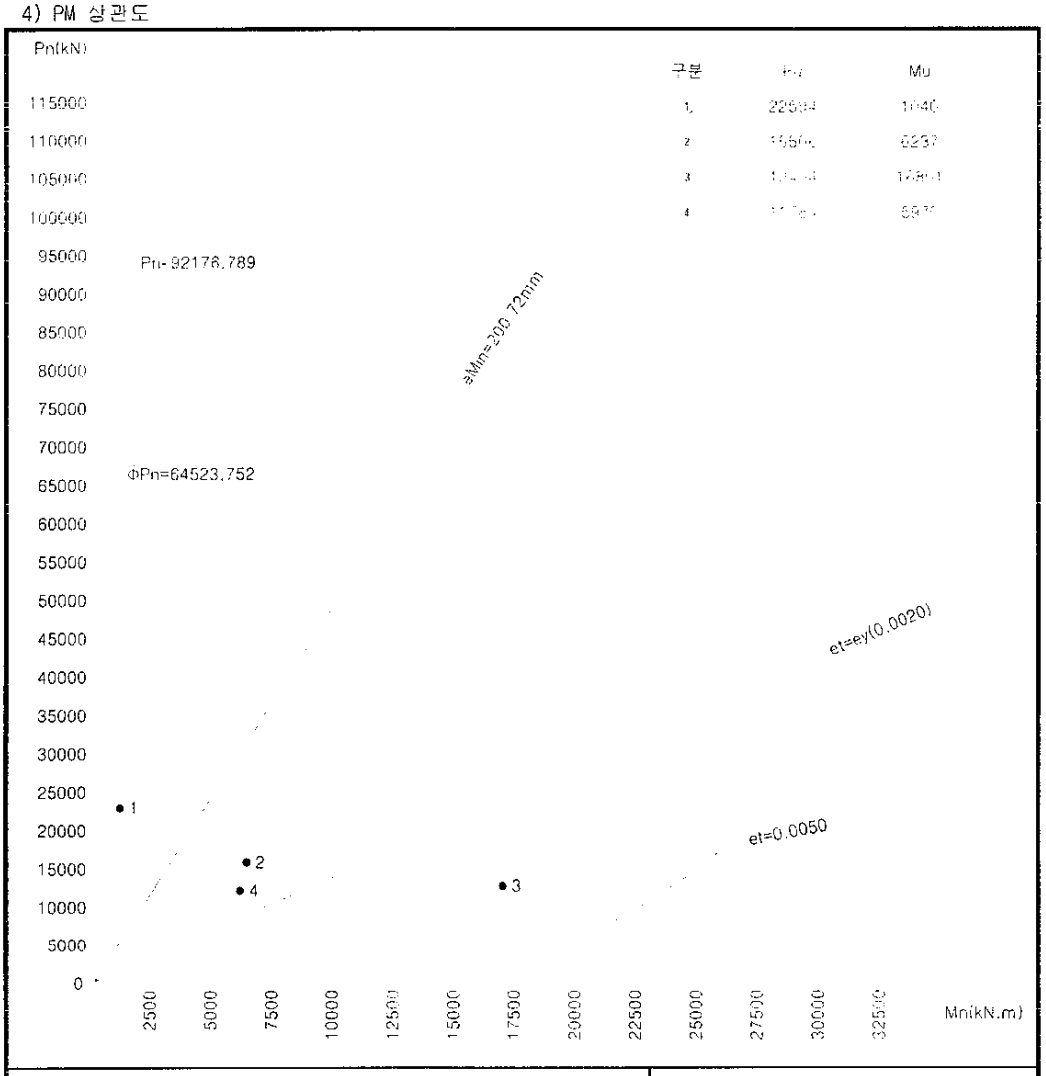
사 축방향력 및 휨에대한 검토

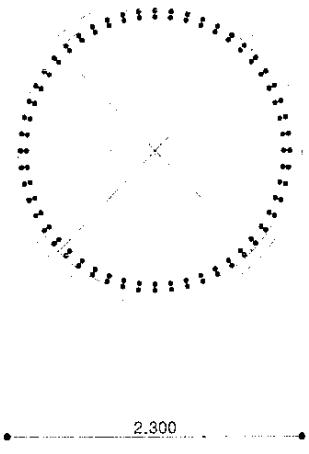
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 62404.517 kN

ΦPn = 0.70 x 62404.517 = 43683.162 kN ≥ Pu = 11784.239 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.507 = 22128.559 kN.m ≥ Mu = 5969.537 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.349 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 52696.800 mm²
Puse = 0.01268
1단 : H25-52Ea
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	-22594.438	1039.848	2954.030	3131.705	축력최대
UL14	14818.917	6236.978	2766.260	6822.909	모멘트최대
UL22	-12404.462	16800.795	4721.994	17451.761	탄성설계
UL22	-12404.462	16800.795	4721.994	17451.761	소성설계
UE14	-11097.578	5969.537	2456.800	6455.326	편심최대
UL26	-14022.117	5002.299	8167.960	9578.025	모멘트최대
UE26	-10300.779	4753.538	7858.490	9184.334	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 4641.720 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 4641.720 x 1.017 = 4721.994 kN.m. 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=4641.720) : [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	0.013	0.060	O.K	64523.752	22594.438	3131.705	2.856	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	46403.654	14818.917	6822.909	3.131	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	22124.172	12404.462	17451.761	1.784	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	45337.455	11097.578	6455.326	4.085	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	35031.050	14022.117	9578.025	2.498	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	31121.927	10300.779	9184.334	3.021	O.K

3) 기둥단면 검토

ㄱ 축력최대 : (부재 37, UL002)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=70.607도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	22594.438	3131.705	138.605

ㄴ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1497113.570 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

ㄷ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN. ∑Csi = 8093.479 kN. ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 138.605 mm)

ㄹ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2297.374 mm, a = k1 x c = 1952.768 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3760474.261 = 86302.884 kN

∑Csi = 12622.291 kN. ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 86302.884 + 12622.291 - 0.000 = 98925.175 kN

Mn = Cc x 1075.424 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13711.020 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=138.600)| = 0.0052 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

ㅁ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2297.374 mm, a = k1 x c = 1952.768 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2297.37) / 2297.37 = -0.00013

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

ㅂ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN < Pn = 98925.175 kN

ΦPn = 0.70 x 92176.788 = 64523.752 kN ≥ Pu = 22594.438 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.139 = 8943.323 kN.m ≥ Mu = 3131.705 kN.m ∴ O.K

2) 모멘트최대 : (부재 37, UL014)

【 가동 : 하부 , 2/7 】

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=23.919도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	14818.917	6822.909	460.419

나) 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 981905.447 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 460.419 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1617.416 mm, a = k1 x c = 1374.803 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2591219.612 = 59468.490 kN

∑Csi = 9374.475 kN, ∑Tsi = 2552.030 kN

Pn = 59468.490 + 9374.475 - 2552.030 = 66290.935 kN

Mn = Cc x 1056.526 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30521.655 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=460.420) | = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1617.416 mm, a = k1 x c = 1374.803 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1617.42) / 1617.42 = 0.00108

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 66290.935 kN

ΦPn = 0.70 x 66290.935 = 46403.654 kN ≥ Pu = 14818.917 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.460 = 21365.117 kN.m ≥ Mu = 6822.909 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 37, UL022)

【 가동 : 하부 , 3/7 】

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=15.698도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	12404.462	17451.761	1406.894

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 821923.006 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 1406.894 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 870.141 mm, a = k1 x c = 739.620 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1153978.977 = 26483.818 kN

∑Csi = 6108.522 kN, ∑Tsi = 10468.167 kN

Pn = 26483.818 + 6108.522 - 10468.167 = 22124.172 kN

Mn = Cc x 1086.110 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31126.449 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1406.898) | = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 22124.172 kN

ΦPn = 1.00 x 22124.172 = 22124.172 kN ≥ Pu = 12404.462 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.407 = 31126.361 kN.m ≥ Mu = 17451.761 kN.m ∴ O.K

:4 편심최대 : (부재 37, UE014)

【 거동 : 하부 , 5/7 】

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=22.370도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	11097.578	6455.326	581.688

나 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 735328.518 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 581.688 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1453.413 mm, a = k1 x c = 1235.401 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2273709.415 = 52181.631 kN

∑Csi = 8687.759 kN, ∑Tsi = 4197.571 kN

Pn = 52181.631 + 8687.759 - 4197.571 = 56671.819 kN

Mn = Cc x 1059.994 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32964.938 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=581.681)| = 0.0065 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1453.413 mm, a = k1 x c = 1235.401 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1453.41) / 1453.41 = 0.00154

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 56671.819 kN

ΦPn = 0.80 x 56671.819 = 45337.455 kN ≥ Pu = 11097.578 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.582 = 26372.245 kN.m ≥ Mu = 6455.326 kN.m ∴ O.K

:5. 모멘트최대 : (부재 37, UL026)

【 가동 : 하부 , 6/7 】

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=58.515도(종립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	14022.117	9578.025	683.066

나. 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 929109.263 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다. 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e ⋯› 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 683.066 mm)

라. 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1346.400 mm, a = k1 x c = 1144.440 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2064670.222 = 47384.182 kN

∑Csi = 8253.116 kN, ∑Tsi = 5592.940 kN

Pn = 47384.182 + 8253.116 - 5592.940 = 50044.357 kN

Mn = Cc x 1063.328 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34183.229 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=683.059) | = 0.0070 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마. 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1346.400 mm, a = k1 x c = 1144.440 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1346.40) / 1346.40 = 0.00190

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} = 92176.788 kN ≥ Pn = 50044.357 kN

ΦPn = 0.70 x 50044.357 = 35031.050 kN ≥ Pu = 14022.117 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.683 = 23928.504 kN.m ≥ Mu = 9578.025 kN.m ∴ O.K

6. 편심최대 : (부재 37, UE026)

【 기둥 . 하부 . 7/7 】

가. 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=58.831도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	10300.779	9184.334	891.615

나. 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 682532.401 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 891.615 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1164.092 mm, a = k1 x c = 989.479 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1709445.244 = 39231.768 kN

∑Csi = 7450.248 kN, ∑Tsi = 7779.607 kN

Pn = 39231.768 + 7450.248 - 7779.607 = 38902.409 kN

Mn = Cc x 1070.660 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34685.987 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=891.615) | = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1164.092 mm, a = k1 x c = 989.479 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1164.09) / 1164.09 = 0.00267

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

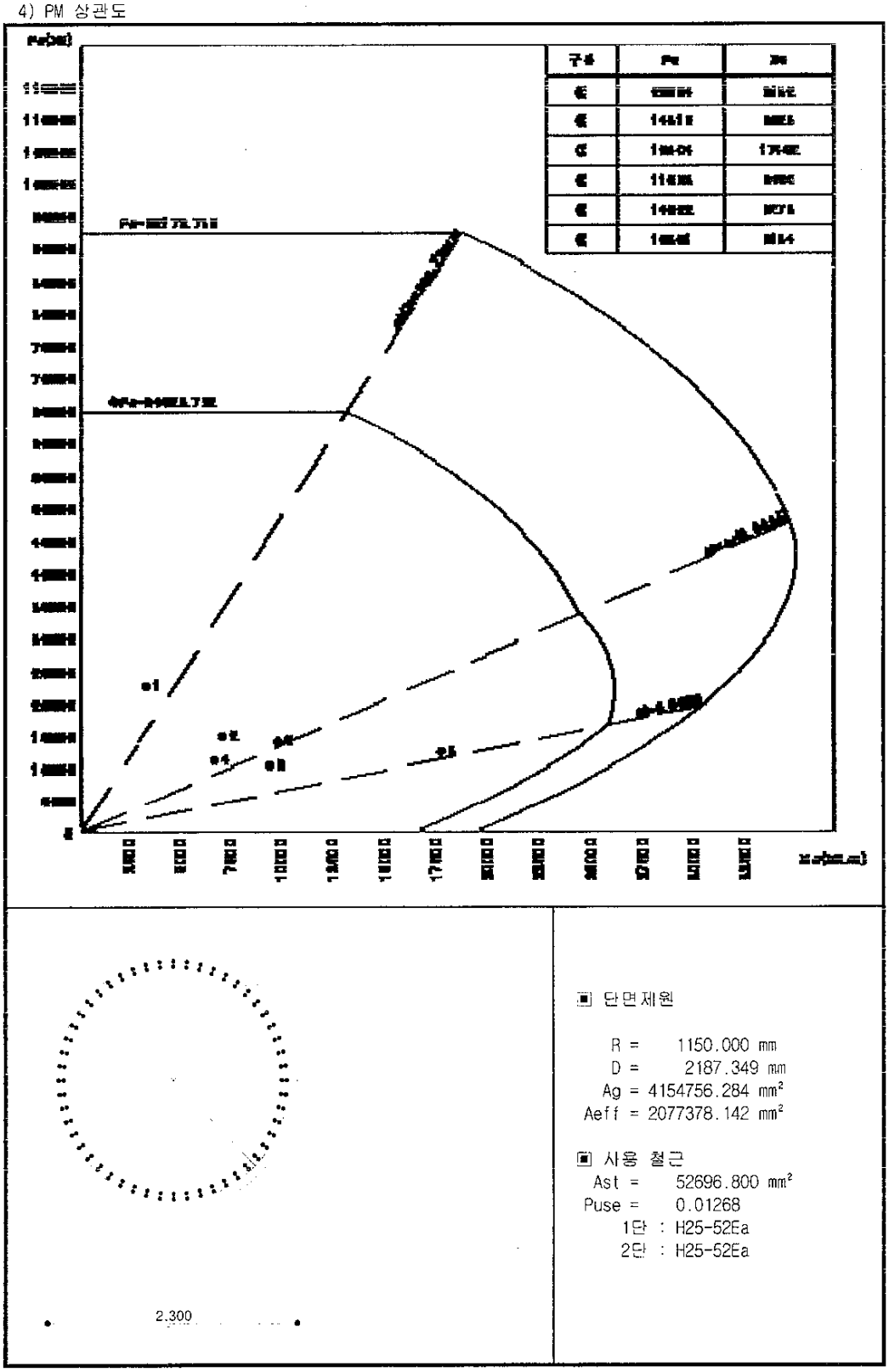
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 38902.409 kN

ΦPn = 0.80 x 38902.409 = 31121.927 kN ≥ Pu = 10300.779 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.892 = 27748.791 kN.m ≥ Mu = 9184.334 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.349 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 52696.800 mm²
Puse = 0.01268
1단 : H25-52Ea
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	-15714.638	-23717.660	1196.627	1334.952	15.726	0.00169	축력최대
UL026	-14505.820	-15369.056	713.387	5824.756	-1333.224	0.00292	모멘트최대
UL022	-12088.183	-12088.183	7558.793	10076.812	2186.306	0.01251	탄성설계
UL022	-12088.183	-12088.183	3671.700	2891.466	2186.306	0.01251	소성설계
UE026	-10879.365	-11742.602	1231.833	6035.118	-1416.083	0.00285	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	0.013	0.060	O.K	64523.752	23717.660	1334.950	2.720	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	51630.489	15369.056	5824.760	3.359	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	41745.651	12088.183	10076.810	3.453	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	43265.754	11742.602	6035.120	3.685	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 35, UL003)

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	2187.349	23717.660	1334.950	56.285

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 23717.660 x 0.00169 / (15.726 x 10.296)

= 0.248

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 8.796 / 0.575

= 18.356 ≤ 23.243 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=1196.627 , M2=1334.952)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.896) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1571538.563 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 56.285 mm)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2585.412 mm, a = k1 x c = 2197.600 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4089623.159 = 93856.851 kN

∑Csi = 13921.632 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 93856.851 + 13921.632 - 0.000 = 107778.484 kN

Mn = Cc x 1116.257 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6065.962 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=56.282) | = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2585.412 mm a = k1 x c = 2197.600 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2200.00-2585.41) / 2585.41 = -0.00045

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} = 92176.788 kN < Pn = 107778.484 kN

ΦPn = 0.70 x 92176.788 = 64523.752 kN ≥ Pu = 23717.660 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.056 = 3631.723 kN.m ≥ Mu = 1334.950 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 38, UL026)

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	2187.349	15369.056	5824.760	378.993

나 압축부재의 장주효과

ㄱ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15369.056 x 0.00292 / (1333.224 x 10.296)

= 0.003

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

ㄴ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 8.796 / 0.575

= 18.356 ≤ 32.530 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=713.387 , M2=5824.756)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.122) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1018357.805 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 378.993 mm)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1753.090 mm, a = k1 x c = 1490.127 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2848230.121 = 65366.681 kN

∑Csi = 9944.810 kN, ∑Tsi = 1553.849 kN

Pn = 65366.881 + 9944.810 - 1553.849 = 73757.842 kN

Mn = Cc x 1055.422 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 27953.452 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=378.990) | = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바. 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1753.090 mm, a = k1 x c = 1490.127 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1753.09) / 1753.09 = 0.00076

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} = 92176.788 kN ≥ Pn = 73757.842 kN

ΦPn = 0.70 x 73757.842 = 51630.489 kN ≥ Pu = 15369.056 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.379 = 19567.578 kN.m ≥ Mu = 5824.760 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 38, UL022)

가 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	2187.349	12088.183	10076.810	833.608

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12088.183 x 0.01251 / (2186.306 x 10.296)

= 0.007

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 8.796 / 0.575

= 18.356 ≤ 24.999 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=7558.793 , M2=10076.812)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.750) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 800966.274 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN. ∑Csi = 8093.479 kN. ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 833.608 mm)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1212.718 mm, a = k1 x c = 1030.810 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1803800.611 = 41397.224 kN

∑Csi = 7636.172 kN, ∑Tsi = 7287.745 kN

Pn = 41397.224 + 7636.172 - 7287.745 = 41745.651 kN

Mn = Cc x 1068.517 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34799.611 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=833.610) | = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바. 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 41745.651 kN

ΦPn = 1.00 x 41745.651 = 41745.651 kN ≥ Pu = 12088.183 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.834 = 34799.522 kN.m ≥ Mu = 10076.810 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 38, UE026)

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	2187.349	11742.602	6035.120	513.951

나. 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 11742.602 x 0.00285 / (-1416.083 x 10.296)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 8.796 / 0.575

= 18.356 ≤ 31.551 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=1231.833 , M2=6035.118)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.204) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80{0.85*fck+0.01*fy)} = 778067.983 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN. ∑Csi = 8093.479 kN. ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 513.951 mm)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복사산법을 이용하여 c = 1540.024 mm, a = k1 x c = 1309.021 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2442055.042 = 56045.163 kN

∑Csi = 9023.899 kN. ∑Tsi = 3260.843 kN

Pn = 56045.163 + 9023.899 - 3260.843 = 61808.220 kN

Mn = Cc x 1057.897 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31766.425 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=513.951) | = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1540.024 mm a = k1 x c = 1309.021 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1540.02) / 1540.02 = 0.00129

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

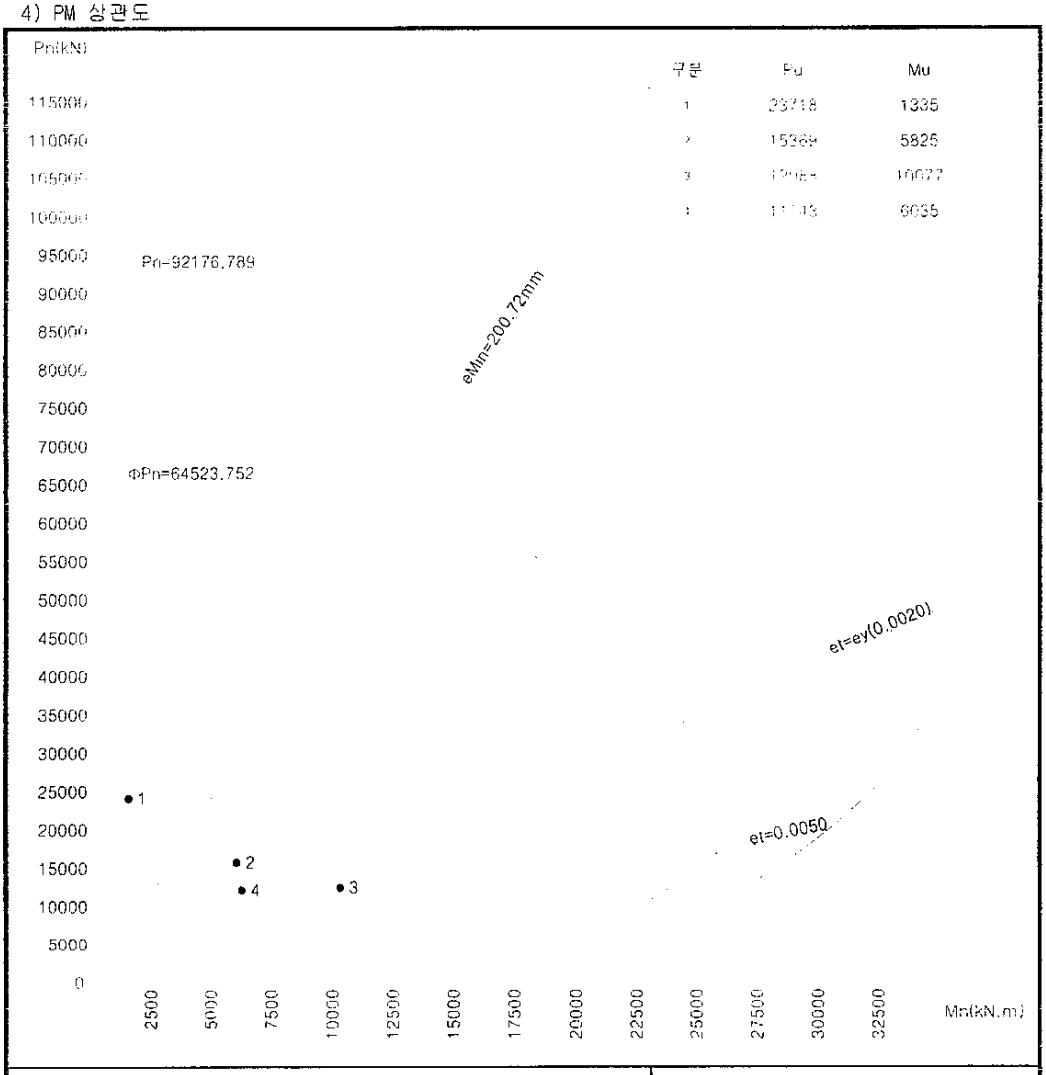
사 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 61808.220 kN

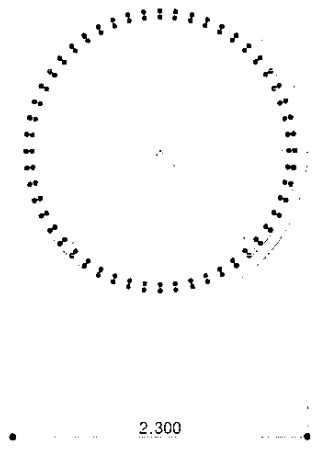
ΦPn = 0.70 x 61808.220 = 43265.754 kN ≥ Pu = 11742.602 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.514 = 22236.470 kN.m ≥ Mu = 6035.120 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
1	25718	1335
2	15369	5825
3	[illegible]	10077
4	[illegible]	6035



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.349 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 52696.800 mm²
Puse = 0.01268
1단 : H25-52Ea
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	-15714.638	-23717.660	1062.259	1095.135	-3.738	0.00146	축력최대
ULB14	-15110.229	-15110.228	1969.565	5966.100	473.336	0.00611	모멘트최대
ULB22	-12088.183	-12088.183	3225.609	15873.878	1865.261	0.02802	탄성설계
ULB22	-12088.183	-12088.183	565.422	4778.865	1865.261	0.02802	소성설계
UEB14	-11483.774	-11483.774	1740.163	5735.508	473.200	0.00580	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	0.013	0.060	O.K	64523.752	23717.660	1286.772	2.720	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	50070.590	15110.228	6081.651	3.314	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	23675.151	12088.183	16164.845	1.959	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	43684.873	11483.774	5816.945	3.804	O.K

3) 기둥단면 검토

㉠ 축력최대 : (부재 38, ULB03)

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	2187.349	23717.660	1286.772	54.254

㉡ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 23717.660 x 0.00146 / (3.738 x 10.296)

= 0.899

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 11.782 / 0.575

= 43.029 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.899)

= 9.901

※ Q가 0.6을 초과하므로 강성을 키워야 합니다. 『콘크리트 구조설계기준』 6.5.4 (6)

δs = 1 / (1-Pu/0.75Pc) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 23717.660 / (0.75 x 212340.849))

= 1.175

$Pc = \pi^2 EI / (k \times Lu)^2$

$= \pi^2 \times 13170144.037 / (2.100 \times 11.782)^2$

= 212340.849 kN

여기서, EI = 0.4*Ec*Ig/(1+βd) = 13170144.037 kN/m²

βd = 최대계수 지속전단력 / 전체 계수전단력 = 0.160

Ec = 27804.00 MPa

Ig = 1.373666 m⁴ , k : 유효길이계수

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.175 x 1062.259

= 1248.143 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.175 x 1095.135

= 1286.772 kN.m

㈐ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² Ast = 52696.80 mm² ∴ ρuse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²) d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff Ag , Aeff = Pu / (Φ0.80(0.85*fck+0.01*fy)) = 1571538.500 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㈑ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e ∴ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 54.254 mm)

㈒ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2595.341 mm, a = k1 x c = 2206.040 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4097473.334 = 94037.013 kN

∑Csi = 13956.841 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 94037.013 + 13956.841 - 0.000 = 107993.854 kN

Mn = Cc x 1118.429 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5859.027 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=54.253) | = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈓ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2595.341 mm, a = k1 x c = 2206.040 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2595.34) / 2595.34 = -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} = 92176.788 kN < Pn = 107993.854 kN

ΦPn = 0.70 x 92176.788 = 64523.752 kN ≥ Pu = 23717.660 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.054 = 3500.654 kN.m ≥ Mu = 1286.772 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 38, ULB14)

가.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	2187.349	15110.228	6081.651	402.486

나. 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15110.228 x 0.00611 / (473.336 x 10.296)

= 0.019

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 11.782 / 0.575

= 43.029 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.019)

= 1.019

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.019 x 1969.565

= 2007.712 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.019 x 5966.100

= 6081.651 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1001207.792 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm e = Mu/Pu = 402 486 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1711 975 mm, a = k1 x c = 1455 179 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 2771077.126 = 63596.220 kN

∑Csi = 9762.863 kN, ∑Tsi = 1829.669 kN

Pn = 63596.220 + 9762.863 - 1829.669 = 71529.415 kN

Mn = Cc x 1055.569 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 28789 429 kN.m

편심오차 : | e - Mn/Pn(=402.484) | = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1711.975 mm, a = k1 x c = 1455.179 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1711.97) / 1711.97 = 0.00086

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 71529.415 kN

ΦPn = 0.70 x 71529.415 = 50070.590 kN ≥ Pu = 15110.228 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.402 = 20152.699 kN.m ≥ Mu = 6081.651 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 38, ULB22)

가설계조건 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	2187.349	12088.183	16164.845	1337.244

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 12088.183 \times 0.02802 / (1865.261 \times 10.296)$

$= 0.018$

여기서, $\sum Pu$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 11.782 / 0.575$

$= 43.029 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.018)$

$= 1.018$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.018 \times 3225.609$

$= 3284.734$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.018 \times 15873.878$

$= 16164.845$ kN.m

㉤ 철근비 검토

$Ag = 4154756.28$ mm² , $Ast = 52696.80$ mm² , $Puse = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ($As=26348.400$ mm²), $d1 = 100.000$ mm

- 2단 : H25 - 52EA ($As=26348.400$ mm²), $d2 = 125.000$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85 * fck + 0.01 * fy)\} = 800966.274$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1312.410$ mm, $ab = k1 \times cb = 1115.548$ mm

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325$ kN, $\sum Csi = 8093.479$ kN, $\sum Tsi = 6094.747$ kN

$Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056$ kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 1337.244 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 897.984 mm a = k1 x c = 763.287 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 1205039.757 = 27655.662 kN

∑Csi = 6235.489 kN, ∑Tsi = 10219.001 kN

Pn = 27655.662 + 6238.489 - 10219.001 = 23675.151 kN

Mn = Cc x 1084.480 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31659.473 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1337.245)| = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 23675.151 kN

ΦPn = 1.00 x 23675.151 = 23675.151 kN ≥ Pu = 12088.183 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.337 = 31659.443 kN.m ≥ Mu = 16164.845 kN.m ∴ O.K

4) 편심최대 : (부재 38, UEB14)

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	2187.349	11483.774	5816.945	506.536

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 11483.774 \times 0.00580 / (473.200 \times 10.296)$

$= 0.014$

여기서, $\sum Pu$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 11.782 / 0.575$

$= 43.029 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.014)$

$= 1.014$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.014 \times 1740.163$

$= 1764.871$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.014 \times 5735.508$

$= 5816.945$ kN.m

㉤ 철근비 검토

$Ag = 4154756.28$ mm² , $Ast = 52696.80$ mm² , $Puse = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ($As=26348.400$ mm²), $d1 = 100.000$ mm

- 2단 : H25 - 52EA ($As=26348.400$ mm²), $d2 = 125.000$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85 * fck + 0.01 * fy)\} = 760917.970$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1312.410$ mm, $ab = k1 \times cb = 1115.548$ mm

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325$ kN, $\sum Csi = 8093.479$ kN, $\sum Tsi = 6094.747$ kN

$Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056$ kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 506.536 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1550.225 mm, a = k1 x c = 1317.691 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 2461796.016 = 56498.219 kN

∑Csi = 9072.110 kN, ∑Tsi = 3163.368 kN

Pn = 56498.219 + 9072.110 - 3163.368 = 62406.961 kN

Mn = Cc x 1057.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31611.556 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=506.539)| = 0.0029 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1550.225 mm, a = k1 x c = 1317.691 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1550.22) / 1550.22 = 0.00126

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

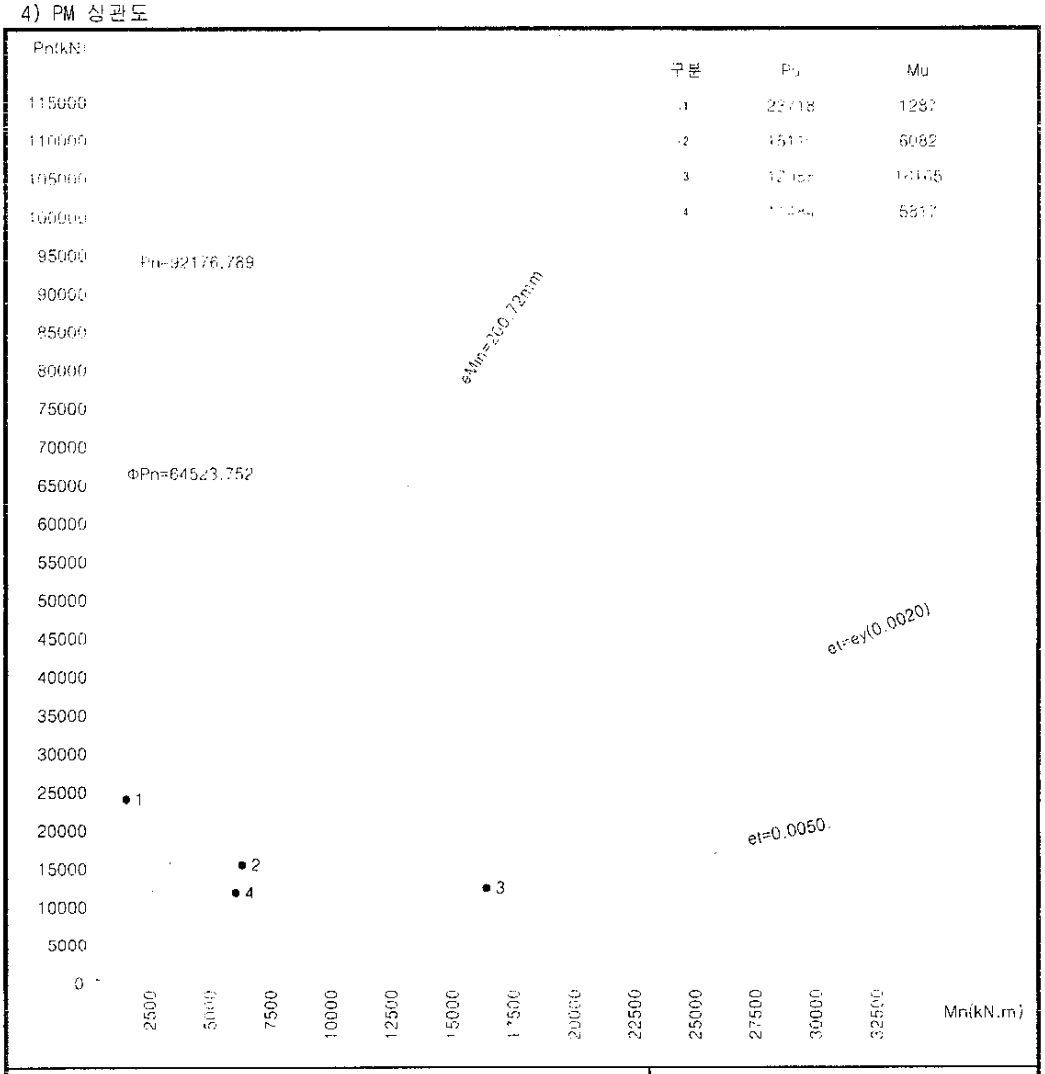
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

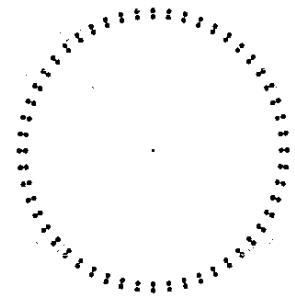
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 62406.961 kN

ΦPn = 0.70 x 62406.961 = 43684.873 kN ≥ Pu = 11483.774 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.507 = 22127.962 kN.m ≥ Mu = 5816.945 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





2,300

▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.349 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 52696.800 mm²
Puse = 0.01268
1단 : H25-52Ea
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	-23717.660	1286.772	1334.950	1854.150	축력최대
UL14	-15796.889	6081.651	3059.060	6807.667	모멘트최대
UL22	-12088.183	16164.845	2824.185	16409.700	탄성설계
UL22	-12088.183	16164.845	2824.185	16409.700	소성설계
UE14	-12170.434	5816.945	3269.420	6672.777	편심최대
UL26	-15369.056	4858.400	5824.760	7584.977	모멘트최대
UE26	-11742.602	4616.882	6035.120	7598.571	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 2773.350 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 2773.350 x 1.018 = 2824.185 kN.m. 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=2773.350) : [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	0.013	0.060	O.K	64523.752	23717.660	1854.150	2.720	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	48235.404	15796.889	6807.667	3.053	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	23204.600	12088.183	16409.700	1.920	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	41394.206	12170.434	6672.777	3.401	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	44432.317	15369.056	7584.977	2.891	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	36576.206	11742.602	7598.571	3.115	O.K

3) 기둥단면 검토

가 축력최대 : (부재 38, LC003)

【 기둥 . 하부 . 1/7 】

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=46.053도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	23717.660	1854.150	78.176

나 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1571538.563 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 78.176 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2492.292 mm, a = k1 x c = 2118.448 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4002306.151 = 91852.926 kN

∑Csi = 13592.134 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 91852.926 + 13592.134 - 0.000 = 105445.060 kN

Mn = Cc x 1099.010 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8242.581 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=78.169) | = 0.0065 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2492.292 mm, a = k1 x c = 2118.448 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2492.29) / 2492.29 = -0.00035

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} = 92176.788 kN < Pn = 105445.060 kN

ΦPn = 0.70 x 92176.788 = 64523.752 kN ≥ Pu = 23717.660 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.078 = 5044.204 kN.m ≥ Mu = 1854.150 kN.m ∴ O.K

2. 모멘트최대 : (부재 38, ULC14)

[가등 . 하부 . 2/7]

가. 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=26.702도(슬림측상능)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	15796.889	6807.667	430.950

나. 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 . H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1046706.136 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다. 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 430.950 mm)

라. 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1664.560 mm, a = k1 x c = 1414.876 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2681272.932 = 61535.214 kN

∑Csi = 9548.736 kN, ∑Tsi = 2176.229 kN

Pn = 61535.214 + 9548.736 - 2176.229 = 68907.721 kN

Mn = Cc x 1055.945 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29695.596 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=430.947) | = 0.0026 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마. 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1664.560 mm, a = k1 x c = 1414.876 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1664.56) / 1664.56 = 0.00097

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} = 92176.766 kN ≥ Pn = 68907.721 kN

ΦPn = 0.70 x 68907.721 = 48235.404 kN ≥ Pu = 15796.889 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.431 = 20787.041 kN.m ≥ Mu = 6807.667 kN.m ∴ O.K

'3 탄성설계 : (부재 38, UL022)

[기둥 , 하부 3/]

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=9.910도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	12088.183	16409.700	1357.499

나 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 800966.274 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e ▸ 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 1357.499 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 889.510 mm, a = k1 x c = 756.083 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1189455.061 = 27297.994 kN

∑Csi = 6199.793 kN, ∑Tsi = 10293.187 kN

Pn = 27297.994 + 6199.793 - 10293.187 = 23204.600 kN

Mn = Cc x 1084.973 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31500.216 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1357.499) | = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 23204.600 kN

ΦPn = 1.00 x 23204.600 = 23204.600 kN ≥ Pu = 12088.183 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.357 = 31500.228 kN.m ≥ Mu = 16409.700 kN.m ∴ O.K

4 편심최대 : (부재 38 UE014)

[가둘 하두 5/7]

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, [illegible], 슬=29.338도(중립축각도)

피복(mm)	a(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	12170.434	6672.777	548.278

나 철근비 검토

Ag = 4154756.29 mm² Ast = 52696.801 mm² Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 806416.247 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 548.278 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1494.195 mm, a = k1 x c = 1270.065 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 2353119.670 = 54004.096 kN

∑Csi = 8864.984 kN, ∑Tsi = 3734.500 kN

Pn = 54004.096 + 8864.984 - 3734.500 = 59134.581 kN

Mn = Cc x 1058.936 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32422.320 kN.m

- 편심오차 , | e - Mn/Pn(=548.280) | = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1494.195 mm, a = k1 x c = 1270.065 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1494.19) / 1494.19 = 0.00142

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} = 92176.788 kN ≥ Pn = 59134.581 kN

ΦPn = 0.70 x 59134.581 = 41394.206 kN ≥ Pu = 12170.434 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.548 = 22695.520 kN.m ≥ Mu = 6672.777 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 38, UL026)
[가등 : 하부 , 6.7]

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=50.169도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	15369.056	7584.977	493.523

나) 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1018357.805 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다) 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e ∴ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 493.523 mm)

라) 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1568.519 mm, a = k1 x c = 1333.241 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2497144.305 = 57309.462 kN

∑Csi = 9157.003 kN, ∑Tsi = 2991.726 kN

Pn = 57309.462 + 9157.003 - 2991.726 = 63474.738 kN

Mn = Cc x 1057.334 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31326.829 kN.m

- 편심오차 |e - Mn/Pn(=493.532)| = 0.0096 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마) 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1568.519 mm, a = k1 x c = 1333.241 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1568.52) / 1568.52 = 0.00121

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} = 92176.788 kN ≥ Pn = 63474.738 kN

ΦPn = 0.70 x 63474.738 = 44432.317 kN ≥ Pu = 15369.056 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.494 = 21928.354 kN.m ≥ Mu = 7584.977 kN.m ∴ O.K

6. 편심최대 : (부재 38, UE026)

[기둥 : 하부 , 7/7]

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85 Φc=0.70, θ=52.584도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	11742.602	7598.571	647.094

㉮ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 778067.983 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉯ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN. ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 647.094 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1381.946 mm, a = k1 x c = 1174.654 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2134161.054 = 48978.996 kN

∑Csi = 8362.094 kN, ∑Tsi = 5089.368 kN

Pn = 48978.996 + 8362.094 - 5089.368 = 52251.723 kN

Mn = Cc x 1062.135 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 33811.681 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=647.092)| = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1381.946 mm, a = k1 x c = 1174.654 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1381.95) / 1381.95 = 0.00178

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

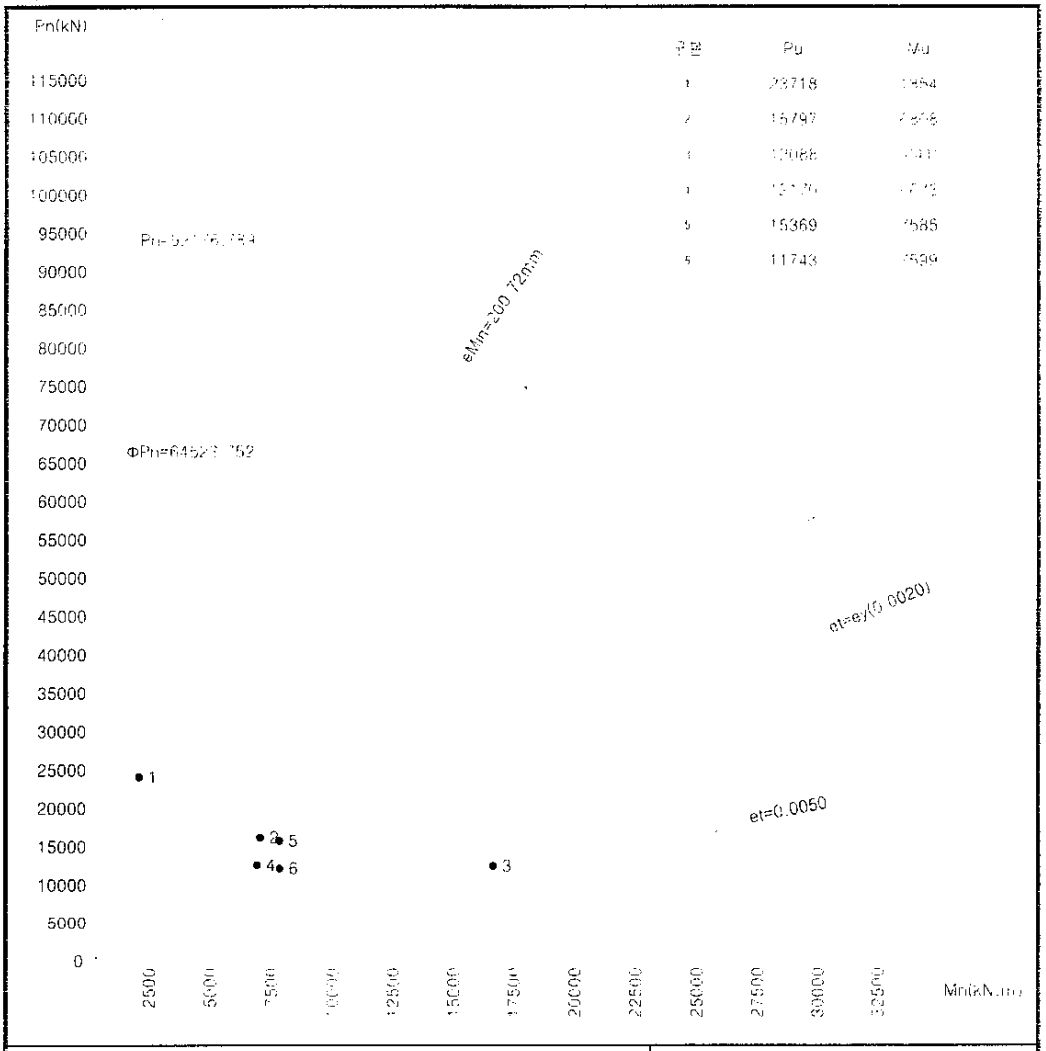
㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 52251.723 kN

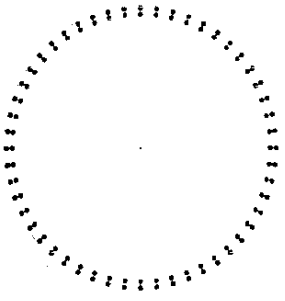
ΦPn = 0.70 x 52251.723 = 36576.206 kN ≥ Pu = 11742.602 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.647 - 23668.254 kN.m ≥ Mu = 7598.571 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
1	23718	1954
2	15797	2548
3	12088	4311
4	12176	4273
5	15369	2585
6	11743	4599



■, 단면제원

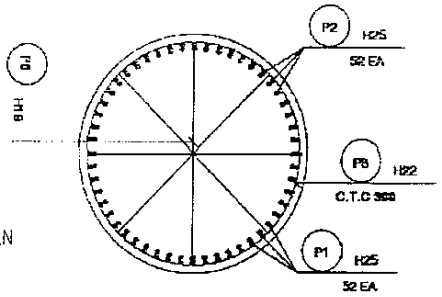
R = 1150.000 mm
D = 2187.349 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근
Ast = 52696.800 mm²
Puse = 0.01268
1단 : H25-52Ea
2단 : H25-52Ea

10.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL026 MAX. 기둥부재력 집계 참조

교축방향	V =	0.542 kN
교축직각방향	V =	2079.922 kN
합성전단력	V =	2079.922 kN
축방향력	P =	14885.355 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 2079.922 / 0.80 = 2599.903 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 112.651 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 + 14885.355 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0 x 2300.000 x 1792.910

= 4485.131 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2242.566 kN < Vn ≤ Vc = 4485.131 ∴ 최소 전단 철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √27.0 x B x s / fy = 560.210 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 603.750 mm²

Av = max(Av1, Av2) = 603.750 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 300.0 mm, d = 1792.910 mm, fy = 400.0 MPa

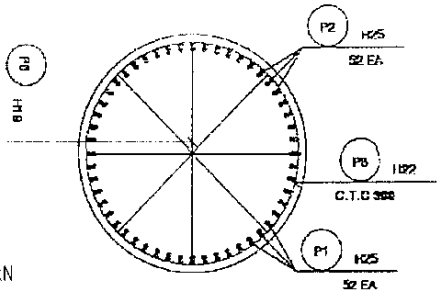
사용철근량 : H22 x 2EA = 774.200 mm²

→ 774.200 mm² ≥ 603.750 mm² ∴ O.K

10.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX, 기둥부재력 집계, 참조

교축방향	V =	637.581 kN
교축직각방향	V =	2156.696 kN
합성전단력	V =	2277.377 kN
축방향력	P =	12088.183 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 2277.377 / 1.00 = 2277.377 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 112.651 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 + 12088.183 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0
x 2300.000 x 1792.910

= 4313.395 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2156.697 kN ≤ Vn ≤ Vc = 4313.395 kN ∴ 최소 전단철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √27.0 x B x s / fy = 560.210 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 603.750 mm²

Av = max(Av1, Av2) = 603.750 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 300.0 mm, d = 1792.910 mm, fy = 400.0 MPa

사용철근량 : H22 x 2EA = 774.200 mm²

→ 774.200 mm² ≥ 603.750 mm² ∴ O.K

10.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6 8.3 2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
기둥의 최대단면치수 D = 2300.0 mm
- 기둥 순높이의 1/6 = 8795.7 / 6 = 1466.0 mm
∴ 2300.0 mm = 2.300 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6 8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 mm
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 25.0 = 150.0 mm
∴ 150.0 mm = 0.150 m

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]
심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1150.0 mm
∴ 1150.0 mm = 1.150 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 mm
- 100.0 mm
∴ 575.0 mm = 0.575 m

11. 기 초 설 계

11.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중심작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV021	16263.190	0.107	791.537	18049.240	56855.106	791.729	축력최대
SV026	11685.098	1733.268	6806.633	13471.148	42434.116	9926.515	모멘트최대
SV026	11685.098	1733.268	6805.633	13471.148	42434.116	9926.515	편심최대
SV022	12404.462	1758.694	12239.916	14190.512	44700.113	15405.565	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 6.300 x 6.300 x 1.800 x 25.000 = 1786.050 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 6.300 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.800 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다 [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV021	56855.106	791.729	18049.240	71.811	0.044	1.050	O.K
SV026	42434.116	9926.515	13471.148	4.275	0.737	1.050	O.K
SV026	42434.116	9926.515	13471.148	4.275	0.737	1.050	O.K
SV022	44700.113	15405.565	14190.512	2.902	1.086	2.100	O.K

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

3 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A' + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN). 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SV021	18049.240	10829.544	0.107	101579.034	1.500	O.K
SV026	13471.148	8082.689	1733.268	4.663	1.500	O.K
SV026	13471.148	8082.689	1733.268	4.663	1.500	O.K
SV022	14190.512	8514.307	1758.694	4.841	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV021	18049.240	56063.377	0.044	473.753	435.757	789.000	O.K
SV026	13471.148	32507.601	0.737	577.601	101.218	789.000	O.K
SV026	13471.148	32507.601	0.737	577.601	101.218	789.000	O.K
SV022	14190.512	29294.548	1.086	727.407	0.000	1183.500	O.K

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SV021, SV026, SV026

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SV022

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

■ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.

- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $\beta = \sqrt[4]{\dfrac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$

k : kv 직접기초인 경우, kp 말뚝기초인 경우

kv 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√(6.300 x 6.300) / 0.3)^-¾) = 339.793 kN/m³

$k_v = k_{vo}\left(\dfrac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 6.300 m)

B : 확대기초의 폭 (= 6.300 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.800 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

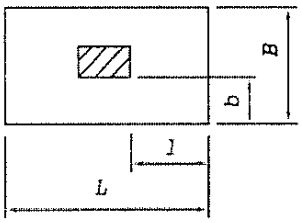
β = ⁴√{(3 x 339.793) / (27804000.000 x 1.800³)} = 0.050 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.000,2.000) = 2.000

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 3.150

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 3.150



βλ = 0.050 x 2.000 = 0.100 ≤ 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	23717.660	15.726	1196.627	26039.525	82024.504	1224.934	축력최대
UL026	14022.117	1479.922	8167.959	16165.377	50920.938	11911.819	모멘트최대
UE026	10300.779	1387.063	7858.492	11908.224	37510.906	11453.205	편심최대
UL022	12404.462	1758.694	12239.916	14190.512	44700.113	15405.565	지진시
SV021	16263.190	0.107	791.537	18049.240	56855.106	791.729	축력최대
SV026	11685.098	1733.268	6806.633	13471.148	42434.116	9926.515	모멘트최대
SV026	11685.098	1733.268	6806.633	13471.148	42434.116	9926.515	편심최대
SV022	12404.462	1758.694	12239.916	14190.512	44700.113	15405.565	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W. W = 6.300 x 6.300 x 1.800 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2. B = 6.300 m

My = M + P x e. e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|. h = 1.800 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
UL003	26039.525	80799.569	0.047	4318.433	3948.083	6.300
UL026	16165.377	39009.119	0.737	4366.661	765.204	6.300
UE026	11908.224	26057.700	0.962	3621.593	158.795	6.300
UL022	14190.512	29294.548	1.086	4582.665	0.000	6.193
SV021	18049.240	56063.377	0.044	2984.646	2745.272	6.300
SV026	13471.148	32507.601	0.737	3638.884	637.670	6.300
SV026	13471.148	32507.601	0.737	3638.884	637.670	6.300
SV022	14190.512	29294.548	1.086	4582.665	0.000	6.193

註) B : 기초의 폭원 (6.300m). M = Mr-Mo. e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SV021, SV026, SV026, UL003, UL026, UE026

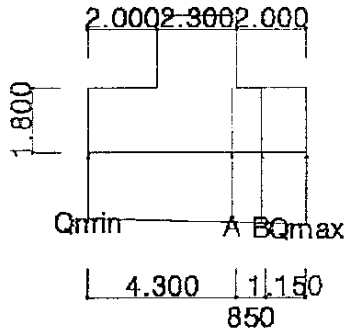
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SV022, UL022

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.150 x 1.800 x 6.300 x 25.000 = 326.025 kN

Ma = 2.131 x 1.800 x 6.300 x 25.000 x 2.131/2 = 643.710 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.131^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.131^2 x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SV021	2984.646	2903.677	2940.950	3407.218	6715.596	3081.193	6071.886
SV026	3638.884	2623.712	3091.044	3869.709	7494.036	3543.684	6850.327
SV026	3638.884	2623.712	3091.044	3869.709	7494.036	3543.684	6850.327
SV022	4582.665	3005.810	3731.711	4780.766	9211.851	4454.741	8568.141

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
UL003	4318.433	4193.161	4250.830	4927.326	9710.536	4503.494	8873.714
UL026	4366.661	3148.454	3709.252	4643.650	8992.844	4252.420	8220.392
UE026	3621.593	2450.288	2989.495	3801.376	7336.605	3507.954	6757.267
UL022	4582.665	3005.810	3731.711	4780.766	9211.851	4454.741	8568.141

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교각-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)
6300.00	1800.00	1700.00	100.00	8873.71	4503.49

· 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 18967.900 x 400.00 = 7587160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 6300.000 = 144585.000 x a

T = C 이므로 a = 52.475 mm, c = 52.475 / β1 = 52.475 / 0.85 = 61.736 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1700.00 - 61.736) / 61.736 = 0.07961

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2) \quad \text{---------- ①}$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- ②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 15549.177 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 18967.9 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.220]

1단 : H22 - 49.0 EA (= 18967.9 mm²)

* 철근비 검토

As.temp = 0.0015 x 6300.0 x 1200.0 = 11340.000 mm²

As.req = 15549.177 mm²

ρmin = Max(15549.177, 11340.000) / bd = 0.00145

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00177

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin ⋯ 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 52.475 mm

ΦMn = 0.85 x 18967.900 x 400 x (1700.00 - a/2) = 10794.237 kN.m

≥ Mu (= 8873.714 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.216]

* 전단에 대한 검토 (d = 1700.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 6300.00 x 1700.00 = 7420.106 kN

≥ Vu (= 4503.494 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 도로교설계기준 P.252

단. 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H22 - 51.0 EA

H22 - 51.0 EA = 39484.200 mm²

필요철근량 = 0.0015 x 1800.0 x 6300.0 = 17010.0 mm² < 39484.2 mm²

(39484.200 / 6.300) = 6267.333 mm² > (1800 mm²)

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 - 51.0 EA = 19742.100 mm²

필요철근량 300.000 mm² < 19742.100 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6850.327 x 1000000 / [18967.900 x (1700.000 - 247.440/3)]

= 223.276 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x18967.900/6300.0 + 7x18967.900/6300.0 x √[(1 + 2x6300.0x1700.0/(7x18967.900)]

= 247.440 mm

사용철근량 = 18967.9 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 49.0 EA (= 18967.9 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 / 223.28) - 2.5 x 89.00 = 130.20 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 223.28) = 282.16 mm

Sa는 작은 값인 130.20 mm 를 적용

S = 6300.00 / 49.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 130.20 mm) ∴ O.K

11.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 작용작용력 산정

구 분	P(kN)	Vv(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB20	15643.558	323.827	-4327.702	17726.608	55838.815	3744.813	축력최대
SVB14	12404.462	396.393	-4894.780	14190.512	44700.113	4181.272	모멘트최대
SVB14	12088.183	378.668	-4772.880	13874.233	43703.834	4091.277	편심최대
SVB22	12404.462	1981.929	16515.182	14190.512	44700.113	20082.653	지진시

註) 기초중앙의 부재력는 상동의 부재력을 합산한 값을 사용한다

∑V = P + W, W = 6.300 x 6.300 x 1.300 x 25.000 = 1786.050 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 6.300 m

Mx = M + P x e e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 1.800 m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB20	55838.815	3744.813	17726.608	14.911	0.211	1.050	O.K
SVB14	44700.113	4181.272	14190.512	10.691	0.295	1.050	O.K
SVB14	43703.834	4091.277	13874.233	10.682	0.295	1.050	O.K
SVB22	44700.113	20082.653	14190.512	2.226	1.415	2.100	O.K

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

.3 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A' + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SVB20	17726.608	10635.965	323.827	32.845	1.500	O.K
SVB14	14190.512	8514.307	396.393	21.479	1.500	O.K
SVB14	13874.233	8324 540	378.668	21.984	1.500	O.K
SVB22	14190.512	8514.307	1981.929	4.296	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB20	17726.608	52094.002	0.211	536.485	356.768	789.000	O.K
SVB14	14190.512	40518.841	0.295	457.865	257.202	789.000	O.K
SVB14	13874.233	39612.557	0.295	447.737	251.393	789.000	O.K
SVB22	14190.512	24617.459	1.415	865.608	0.000	1183.500	O.K

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SVB20, SVB14, SVB14

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SVB22

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 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	23717.660	3.738	-1062.259	26039.525	82024.504	1055.531	축력최대
ULB14	15505.578	495.492	-6118.475	17738.140	55875.143	5226.590	모멘트최대
UEB14	11784.238	495.627	-5885.963	13480.986	42465.107	4993.834	편심최대
ULB22	12404.462	1981.929	16515.182	14190.512	44700.113	20082.653	지진시
SVB20	15940.558	323.827	-4327.702	17726.608	55838.815	3744.813	축력최대
SVB14	12404.462	396.393	-4894.780	14190.512	44700.113	4181.272	모멘트최대
SVB14	12088.183	379.668	-4772.880	13874.233	43703.834	4091.277	편심최대
SVB22	12404.462	1981.929	16515.182	14190.512	44700.113	20082.653	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W. W = 6.300 x 6.300 x 1.800 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2. B = 6.300 m

Mx = M + P x e. e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|. h = 1.800 m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB03	26039.525	80968.973	0.041	4292.824	3973.692	6.300
ULB14	17738.140	50648.553	0.295	3605.690	2025.466	6.300
UEB14	13480.986	37471.274	0.370	2894.765	1384.913	6.300
ULB22	14190.512	24617.459	1.415	5453.328	0.000	5.204
SVB20	17726.608	52094.002	0.211	3379.857	2247.638	6.300
SVB14	14190.512	40518.841	0.295	2884.552	1620.373	6.300
SVB14	13874.233	39612.557	0.295	2820.744	1583.774	6.300
SVB22	14190.512	24617.459	1.415	5453.328	0.000	5.204

註) B : 기초의 폭원 (6.300m). M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right),\ Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SVB20, SVB14, SVB14, ULB03, ULB14, UEB14

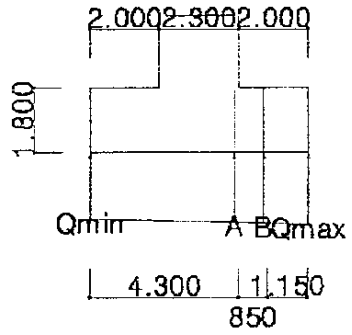
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SVB22, ULB22

3 기초의 단면력 계산



가 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.150 x 1.800 x 6.300 x 25.000 = 326.025 kN

Ma = 2.131 x 1.800 x 6.300 x 25.000 x 2.131/2 = 643.710 kN.m

나 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.131^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.131^2 x 2/3

다 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB20	3379.857	2996.879	3173.182	3767.997	7384.376	3441.972	6740.667
SVB14	2884.552	2456.938	2653.789	3184.546	6225.963	2858.521	5582.254
SVB14	2820.744	2402.334	2594.948	3114.023	6088.049	2787.998	5444.339
SVB22	5453.328	3220.380	4248.312	5578.443	10692.191	5252.418	10048.482

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

라 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB03	4292.824	4184.876	4234.570	4903.252	9665.502	4479.419	8828.679
ULB14	3605.690	3071.173	3317.236	3980.682	7782.454	3573.151	6977.817
UEB14	2894.765	2384.052	2619.157	3170.505	6186.258	2860.781	5574.734
ULB22	5453.328	3220.380	4248.312	5578.443	10692.191	5252.418	10048.482

※ 계수단면력 = 지반반력에 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 = 0.90

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
6300.00	1800.00	1700.00	100.00	10048.48	5252.42

· 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 19742.100 x 400.00 = 7896840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 6300.000 = 144585.000 x a

T = C 이므로, a = 54.617 mm, c = 54.617 / β1 = 54.617 / 0.85 = 64.256 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1700.00 - 64.256) / 64.256 = 0.07637

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad \therefore As = 17638.055\ mm^2$$

* 사용철근량 = 19742.1 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.119]

1단 : H22 - 51.0 EA (= 19742.1 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 6300.0 x 1200.0 = 11340.000 mm²

As,req = 17638.055 mm²

ρmin = Max(17638.055, 11340.000) / bd = 0.00165

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00184

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 54.617 mm

ΦMn = 0.85 x 19742.100 x 400 x (1700.00 - a/2) = 11227.630 kN.m

≥ Mu (= 10048.482 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.117]

* 전단에 대한 검토 (d = 1700.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 6300.00 x 1700.00 = 7420.106 kN

≥ Vu (= 5252.418 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 주철근 도로교설계기준 P.252

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H22 - 49.0 EA

    H22 - 49.0 EA = 37935.800 ㎟

    실제철근량 : 0.0015 x 1800.0 x 6300.0 = 17010.0 ㎟ < 37935.8 ㎟

    (37935.800 / 6.300) = 6021.5cc ㎟ > (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 - 49.0 EA = 18967.900 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 18967.900 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  (1) 응력 산정

  fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6740.667 x 1000000 / [19742.100 x (1700.000 - 252.040/3)]

  = 211.286 MPa

  χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

  = -7x19742.100/6300.0 + 7x19742.100/6300.0 x √[(1 + 2x6300.0x1700.0/(7x19742.100)]

  = 252.040 ㎜

  사용철근량 = 19742.1 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

  1단 : H22 - 51.0 EA (= 19742.1 ㎟)

  (2. 철근의 최대 중심간격

  Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 ㎜

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

  Smin = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 211.29) - 2.5 x 89.00 = 150.22 ㎜

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 211.29) = 298.17 ㎜

  Sa는 작은 값인 150.22 ㎜ 를 적용

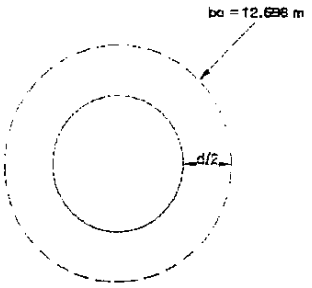
  S = 6300.00 / 51.0 EA = 123.53 ≤ Sa (= 150.22 ㎜) ∴ O.K

12. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) -23717.66 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 12.566 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 12.566 x 1.700
= 55502.271 kN

2. Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 1.700)/(2 · 12.566)) x √(27) x 12.566 x 1.700
= 68557.025 kN

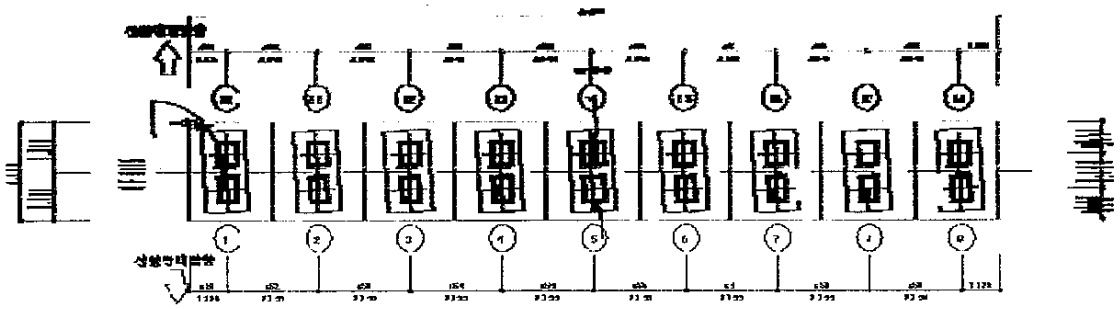
3. Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 12.566 x 1.700
= 37001.514 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(φVc) = 0.80 x 37001.514 = 29601.211 kN

※ φVc > Vu ---------- O.K

13. 교량 받침부 검토



13.1 받침 연단거리 검토

㉠ 필요 연단거리

㉮ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 30.129 = 350.647 mm

㉯ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 44.996 = 424.982 mm

2 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	350.647	610.000	410.000	568.438	O.K
2	350.647	610.000	410.000	568.438	O.K
3	350.647	610.000	410.000	568.438	O.K
4	350.647	610.000	410.000	568.438	O.K
5	350.647	600.000	550.000	569.430	O.K
6	350.647	610.000	410.000	568.439	O.K
7	350.647	610.000	410.000	568.439	O.K
8	350.647	610.000	410.000	568.439	O.K
9	350.647	610.000	410.000	584.158	O.K
10	424.982	560.000	460.000	615.033	O.K
11	424.982	560.000	460.000	615.033	O.K
12	424.982	560.000	460.000	615.033	O.K
13	424.982	560.000	460.000	615.033	O.K
14	424.982	550.000	600.000	618.530	O.K
15	424.982	560.000	460.000	615.032	O.K
16	424.982	560.000	460.000	615.032	O.K
17	424.982	560.000	460.000	615.031	O.K
18	424.982	560.000	460.000	615.031	O.K

13.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 87.6° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 2.43°

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

$= (200 + 1.67 \times 75.096 + 6.66 \times 13.085) \times (1 + 0.000125 \times 2.43^2)$

$= 412.863$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1401 - 0 - 50 = 1351$ mm ≥ 413 mm $\therefore$ O.K

13.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1281.979	O.K	258.822	206.110	O.K
SHOE 2	1750.000	1295.561	O.K	258.822	206.440	O.K
SHOE 3	1750.000	1247.670	O.K	258.822	206.850	O.K
SHOE 4	1750.000	1211.205	O.K	258.822	207.210	O.K
SHOE 5	1750.000	1137.207	O.K	258.822	207.360	O.K
SHOE 6	1750.000	1202.584	O.K	258.822	207.180	O.K
SHOE 7	1750.000	1251.817	O.K	258.822	206.730	O.K
SHOE 8	1750.000	1311.548	O.K	258.822	206.200	O.K
SHOE 9	1750.000	1409.573	O.K	258.822	205.800	O.K
SHOE 10	1900.000	1670.268	O.K	271.763	182.620	O.K
SHOE 11	1900.000	1637.828	O.K	271.763	182.840	O.K
SHOE 12	1900.000	1557.655	O.K	271.763	183.180	O.K
SHOE 13	1900.000	1538.932	O.K	271.763	183.490	O.K
SHOE 14	1900.000	1585.535	O.K	271.763	183.630	O.K
SHOE 15	1900.000	1615.026	O.K	271.763	183.480	O.K
SHOE 16	1900.000	1630.031	O.K	271.763	183.090	O.K
SHOE 17	1900.000	1655.514	O.K	271.763	182.670	O.K
SHOE 18	1900.000	1758.301	O.K	271.763	182.400	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

13.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1281.979	151.669	154.970	1294.655	1748.862	
2	1295.561	151.609	155.218	1294.656	1878.281	
3	1247.670	151.481	155.526	1294.656	1878.281	
4	1211.205	151.188	155.797	1294.656	1878.282	
5	1137.207	150.970	306.717	1434.656	1873.282	
6	1202.584	150.917	155.774	1294.656	1878.282	
7	1251.817	150.970	155.436	1294.657	1878.282	
8	1311.548	150.820	155.038	1294.657	1878.282	
9	1409.573	150.594	154.737	1310.376	1736.020	
10	1670.268	132.707	137.308	1359.901	1686.020	
11	1637.828	132.662	137.474	1359.900	1867.559	
12	1557.655	132.556	137.729	1359.900	1867.558	
13	1538.932	132.293	137.962	1359.900	1867.558	
14	1585.535	132.105	306.717	1499.899	1862.558	
15	1615.026	132.060	137.955	1359.899	1867.557	
16	1630.031	132.098	137.662	1359.899	1867.557	
17	1655.514	131.970	137.346	1359.899	1867.557	
18	1758.301	131.759	137.143	1359.898	1728.921	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

3. 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2009.266	4369.200	O.K	2285.365	3773.400	O.K
2	2021.292	4369.200	O.K	2301.835	3773.400	O.K
3	1976.999	4369.200	O.K	2250.335	3773.400	O.K
4	1942.186	4369.200	O.K	2211.322	3773.400	O.K
5	1882.560	4369.200	O.K	2967.547	3773.400	O.K
6	1932.837	4369.200	O.K	2201.618	3773.400	O.K
7	1977.933	4369.200	O.K	2254.442	3773.400	O.K
8	2031.456	4369.200	O.K	2318.596	3773.400	O.K
9	2131.194	4369.200	O.K	2425.841	3773.400	O.K
10	2335.276	4369.200	O.K	2608.796	3773.400	O.K
11	2303.989	4369.200	O.K	2583.552	3773.400	O.K
12	2226.699	4369.200	O.K	2495.891	3773.400	O.K
13	2207.323	4369.200	O.K	2476.382	3773.400	O.K
14	2263.101	4369.200	O.K	3425.761	3773.400	O.K
15	2278.830	4369.200	O.K	2560.889	3773.400	O.K
16	2293.395	4369.200	O.K	2575.933	3773.400	O.K
17	2317.065	4369.200	O.K	2602.493	3773.400	O.K
18	2414.236	4369.200	O.K	2715.573	3773.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	842.607	6156.600	O.K	860.944	6156.600	O.K
2	842.272	6156.600	O.K	862.322	6156.600	O.K
3	841.562	6156.600	O.K	864.035	6156.600	O.K
4	839.933	6156.600	O.K	865.539	6156.600	O.K
5	838.722	6156.600	O.K	1703.984	6156.600	O.K
6	838.429	6156.600	O.K	865.414	6156.600	O.K
7	838.722	6156.600	O.K	863.534	6156.600	O.K
8	837.886	6156.600	O.K	861.320	6156.600	O.K
9	836.633	6156.600	O.K	859.649	6156.600	O.K
10	737.260	6156.600	O.K	762.824	6156.600	O.K
11	737.009	6156.600	O.K	763.743	6156.600	O.K
12	736.424	6156.600	O.K	765.163	6156.600	O.K
13	734.962	6156.600	O.K	766.458	6156.600	O.K
14	733.918	6156.600	O.K	1703.984	6156.600	O.K
15	733.668	6156.600	O.K	766.416	6156.600	O.K
16	733.876	6156.600	O.K	764.787	6156.600	O.K
17	733.166	6156.600	O.K	763.033	6156.600	O.K
18	731.997	6156.600	O.K	761.905	6156.600	O.K

13.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1137.207 kN

교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 45.0

= 0.011249 m

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

= 2875.800 x 0.011249

= 32.350 kN/m

Hx1 = 32.350 / 1.15 = 28.131 kN

Hx2 = 200.790 / 1.33 = 150.970 kN

- 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 150.970 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

B/D = 24.640 / 6.340 = 3.886 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (24.640 / 6.340)] x 6.340 = 20.4 kN/m ≥ 6.0 이므로

Hy1 = 20.432 x 75.058 / 2 / 2EA / 1.25 = 306.717 kN

Hy2 = 207.360 / 1.33 = 155.910 kN

수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 306.717 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 600.000 mm b1y = 550.000 mm

b2x = 884.656 mm b2y = 1377.251 mm

bcx = 2 x b2x = 1769.312 mm < 5 x b1x = 3000.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2754.502 mm > 5 x b1y = 2750.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 600.000/1769.312) x 1137.207 x 10^3 /180.000

= 1043.838 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 550.000/2750.000) x 1137.207 x 10^3 /180.000

= 1263.563 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 150.970 x 10^3 / 180.000

= 838.722 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 306.717 x 10^3 / 180.000

= 1703.984 mm^2

(4) 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 600.000 + 1377.251 = 1977.251 mm

여기서 교좌중심에서의 연단거리 884.656 mm가 Bxo/2 = 988.626 mm부다 작으므로 부정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 884.656 + (600.000+1377.251)/2 = 1873.282 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 550.000 + 884.656 = 1434.656 mm

(5) 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1263.563 + 1703.984 = 2967.547 mm²

Bxo = 1873.282 mm 범위내에서 H16 - 19 EA

As = 198.600 x 19 = 3773.400 mm² ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1043.838 + 838.722 = 1882.560 mm²

Byo = 1434.656 mm 범위내에서 H16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm² ∴ O.K

13.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 5

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 306.717 x 10^3 / 180.000 = 1703.984 mm²

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 11 = 6156.600 mm² ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 150.970 x 10^3 / 180.000 = 838.722 mm²

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 11 = 6156.600 mm² ∴ O.K

교각 P2

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 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

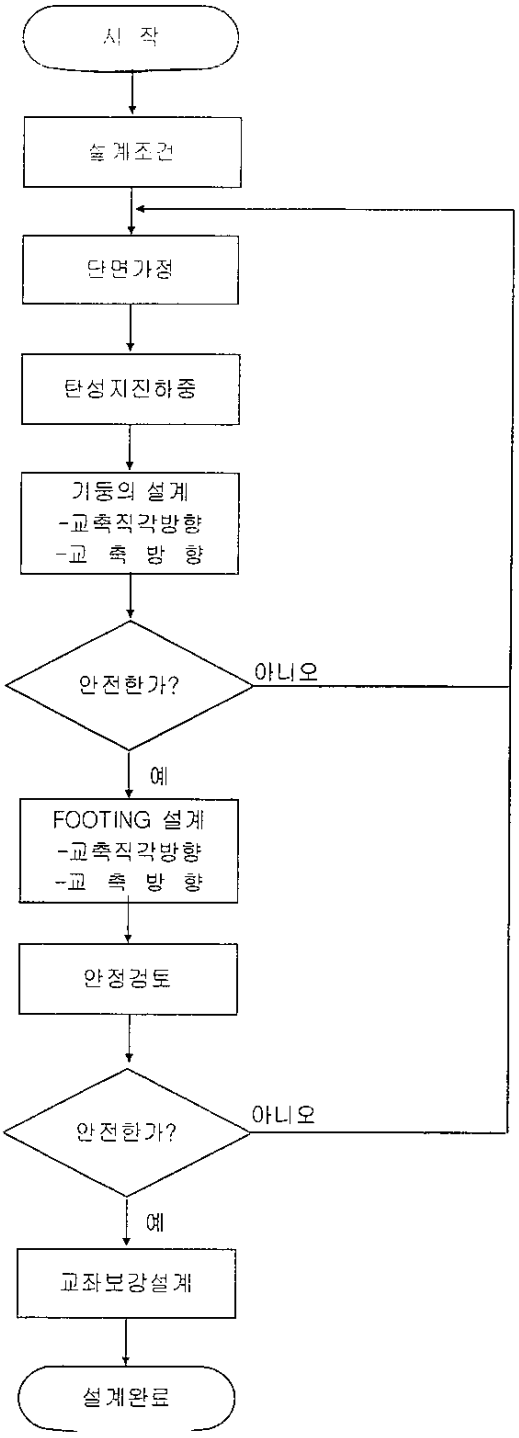
9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

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

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

■ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	45556.362	1490.364	30.57	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	8677.402	633.506	13.70	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	800.000	463.269	1.73	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	45556.362	22728.098	2.00	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	8677.402	1756.656	4.94	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1200.000	969.555	1.24	1.00	O.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	43204.647	10094.978	4.28	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	8229.457	1648.695	4.99	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	800.000	587.806	1.36	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	45556.362	18344.859	2.48	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	8677.402	1880.451	4.61	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	1200.000	813.378	1.48	1.00	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.013	22886.836	64523.752	2.819	O.K
	모멘트최대	0.013	15211.545	63962.059	4.205	O.K
	탄성설계	0.013	12676.287	18962.142	1.496	O.K
	편심최대	0.013	11408.659	57230.182	5.016	O.K
교축직각방향	축력최대	0.013	22886.836	64523.752	2.819	O.K
	모멘트최대	0.013	14315.653	38891.230	2.717	O.K
	탄성설계	0.013	12676.287	27860.185	2.198	O.K
	편심최대	0.013	10512.767	35331.221	3.361	O.K
합성부재력	축력최대	0.013	22886.836	64523.752	2.819	O.K
	모멘트최대	0.013	14315.653	37026.844	2.586	O.K
	탄성설계	0.013	12676.287	18037.330	1.423	O.K
	편심최대	0.013	10512.767	32670.338	3.108	O.K

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.013	24198.061	64523.752	2.666	O.K
	모멘트최대	0.013	14877.950	64325.157	4.324	O.K
	탄성설계	0.013	12398.292	19197.690	1.548	O.K
	편심최대	0.013	11158.463	65904.025	5.906	O.K
교축직각방향	축력최대	0.013	24198.061	64523.752	2.666	O.K
	모멘트최대	0.013	15773.842	49701.832	3.151	O.K
	탄성설계	0.013	12398.292	32596.334	2.629	O.K
	편심최대	0.013	12054.354	41300.581	3.426	O.K
합성부재력	축력최대	0.013	24198.061	64523.752	2.666	O.K
	모멘트최대	0.013	15773.842	46984.970	2.979	O.K
	탄성설계	0.013	12398.292	18715.048	1.509	O.K
	편심최대	0.013	12054.354	38132.530	3.163	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	2028.0	100.0	33017.998	42398.400	19367.911	24449.467	1.262	O.K
	우측내민보	2028.0	100.0	35906.735	42398.400	20952.643	24449.467	1.167	O.K
	좌측내민보수	2800.0	100.0	1870.467	6487.500	1711.977	5894.034	3.443	O.K
	우측내민보수	2800.0	100.0	1858.942	6487.500	1701.460	5894.034	3.464	O.K
	내부지간1좌	2753.0	100.0	15916.736	42398.400	13547.974	34900.454	2.576	O.K
	내부지간1중	2539.1	100.0	15516.690	22294.800	12349.281	17583.870	1.424	O.K
	내부지간1우	2303.0	100.0	25968.308	42398.400	17854.348	28413.602	1.591	O.K
	교량받침1	2282.9	100.0	178.652	42398.400	126.485	28123.545	222.348	O.K
	교량받침10	2283.6	100.0	247.168	11147.400	179.233	7954.926	44.383	O.K
	교량받침2	2756.7	100.0	14993.139	42398.400	12795.447	34954.083	2.732	O.K
	교량받침11	2757.4	100.0	14828.573	42398.400	12660.946	34963.693	2.762	O.K
	교량받침4	2615.5	100.0	5785.756	22294.800	4814.612	18163.112	3.772	O.K
	교량받침13	2615.5	100.0	5985.517	22294.800	4979.578	18163.112	3.648	O.K
	교량받침5	2539.1	100.0	13310.373	22294.800	10624.414	17583.870	1.655	O.K
	교량받침6	2440.5	100.0	4911.916	22294.800	3799.735	16836.595	4.431	O.K
	교량받침8	2031.7	100.0	23377.980	42398.400	13981.234	24503.052	1.753	O.K
	교량받침9	1282.9	100.0	1035.511	42398.400	380.129	13708.350	36.062	O.K
기초	교축방향	1800.0	100.0	19594.400	25841.700	11144.992	14622.432	1.312	O.K
	교직-지점부	1800.0	100.0	16710.255	24828.300	9527.201	14060.836	1.476	O.K

■ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sg)	비 고
두부보	좌측내민보	186.034	180.000	127.273	209.559	O.K
	우측내민보	207.847	180.000	127.273	165.135	O.K
	좌측내민보수평	101.836	180.000	169.002	559.553	O.K
	우측내민보수평	101.210	180.000	169.002	564.333	O.K
	내부지간1좌측지점부	95.285	180.000	127.273	612.714	O.K
	내부지간1중앙부	176.578	180.000	127.273	227.230	O.K
	내부지간1우측지점부	176.105	180.000	127.273	233.426	O.K
	교량받침1	1.568	180.000	127.273	40181.728	O.K
	교량받침10	15.211	180.000	254.545	4141.840	O.K
	교량받침2	87.077	180.000	127.273	690.619	O.K
	교량받침11	85.993	180.000	127.273	702.026	O.K
	교량받침4	53.288	180.000	127.273	1182.256	O.K
	교량받침13	55.735	180.000	127.273	1130.354	O.K
	교량받침5	176.578	180.000	127.273	227.230	O.K
	교량받침6	49.504	180.000	127.273	1272.617	O.K
	교량받침8	141.207	180.000	127.273	343.941	O.K
	교량받침9	12.295	180.000	127.273	5124.202	O.K
기초	교축방향	143.677	180.000	123.529	329.353	O.K
	교직-지점부	175.057	180.000	128.571	231.105	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	:	직접기초

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 =	50		
2) 기초지반의 내부마찰각	:	$\phi 2$ =	42.386 °	:	15 + √15N
3) 기초지반의 점착력	:	C =	0.03 kN/m²		
4) 기초지반의 최대 허용지지력	:	Qa =	600 kN/m²		
5) 기초지반의 마찰계수	:	μ =	0.6	:	tanΦb = 0.60, Cb = 0:암과 콘크리트
6) 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]

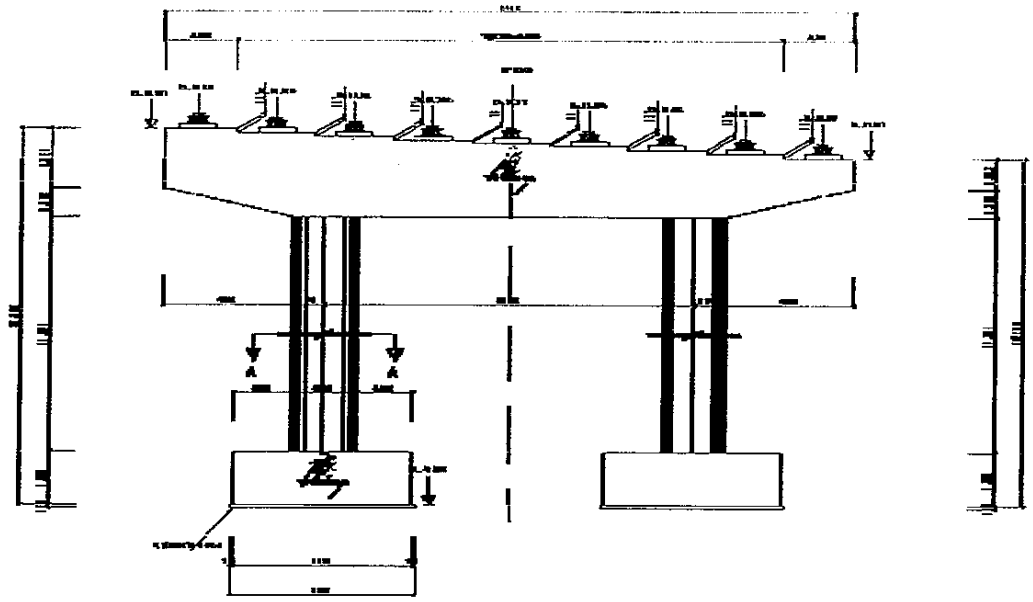
3.5 설 계 방 법

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) 두루설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	1250.688	61.629	345.984	61.629
2	1212.496	161.273	371.147	161.273
3	1175.042	268.106	361.287	268.106
4	1159.444	357.927	334.611	357.927
5	1156.911	408.070	326.503	408.070
6	1154.725	432.916	343.775	432.916
7	1174.234	433.495	333.553	433.495
8	1229.031	413.598	279.587	413.598
9	1336.259	359.744	187.274	359.744
10	883.074	314.990	314.990	126.312
11	837.014	373.829	373.829	275.678
12	807.040	356.823	356.823	357.954
13	809.366	295.324	295.324	350.510
14	818.715	288.131	288.131	292.291
15	801.390	345.973	345.973	290.538
16	790.003	360.166	360.166	354.266
17	828.567	287.051	287.051	381.222
18	987.485	141.652	141.652	334.445
계	18411.484	5660.697	5647.660	5659.974

※ 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 / 6.340 = 3.886 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (24.640 / 6.340)] x 6.340 = 20.4 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 20.432 kN/m

P1 = 20.432 x (44.996 + 30.099) / 2 x sin90.0

= 767.177 kN

작용위치 h = 6.340/2 + 0.420 + 0.514 = 4.104 m

작용모엔트 My = Ph x h = 767.177 x 4.104 = 3148.5 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 2.028 x 2.800 = 17.035 kN

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m (풍상측)

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 170.937 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 (44.996 + 30.099)/2 x sin90.0 = 56.322 kN

작용위치 h = 2.831 + 1.500 + 0.514 = 4.845 m

작용모멘트 My = Ph x h = 56.322 x 4.845 = 272.856 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)

$CF = 0.79 \times V^2 / R$ (%)

$= 0.79 \times 100.000^2 / 1060.000$

= 7.453 %

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

작용위치 h = 2.831 + 1.800 + 0.514 = 5.145 m

작용수평력 Pcf = 7.453 x 5660.697 / 100 = 421.882 kN

작용모멘트 My = Pcf x h = 421.882 x 5.145 = 2170.413 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 = 4.119 m (기초상단으로 부터)

2) 교축방향 (CO-LO)

P = 500.000 kN의 하중이 지면상 1.8m 에서 수평으로 작용 하는것으로 한다.

작용위치 h = 4.119 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	1701.130	3845.840	0.04176	646.040	2961.550	0.00789
	하중경우 2	기둥 1	571.250	1297.450	0.01353	2006.840	9202.620	0.02373
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	1756.220	18754.110	0.00000	666.800	4517.830	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	579.800	6152.860	0.00000	2072.100	14048.450	0.00000
기둥상단	하중경우 1	기둥 2	1621.730	3978.830	0.04124	608.160	2692.020	0.00787
	하중경우 2	기둥 2	529.950	1349.900	0.01320	1889.550	8368.250	0.02372
기둥하단	하중경우 1	기둥 2	1664.170	18135.140	0.00000	628.720	4353.320	0.00000
	하중경우 2	기둥 2	535.120	5828.040	0.00000	1953.580	13538.840	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	

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

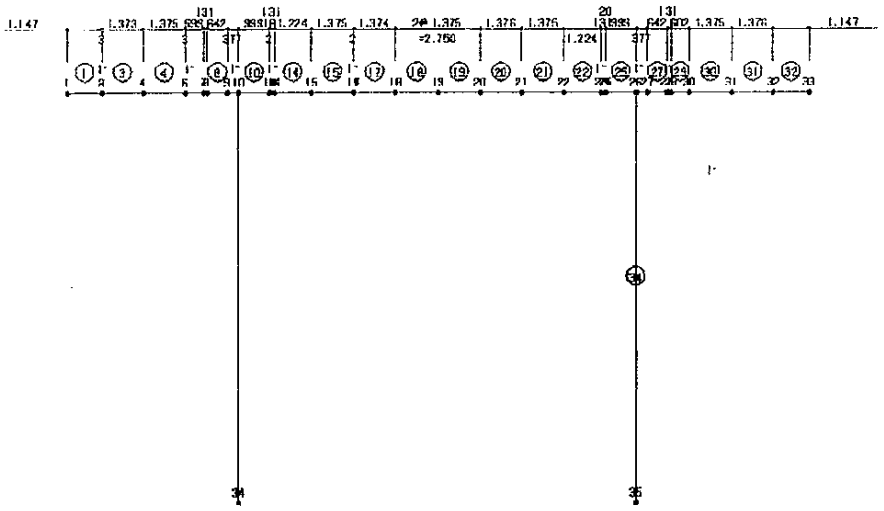
5.10 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q	CF
UEB01	1.00	2.15									1.30	1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30	1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30	1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30	
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30	1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30	1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30	1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30	1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30	1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30	1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30	1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30	1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30	1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			1.25	
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			1.25	
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20	

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	12.875	10	5.650	12.875	19	12.150	12.875	28	19.669	12.875
2	1.147	12.875	11	6.649	12.875	20	13.525	12.875	29	19.800	12.875
3	1.150	12.875	12	6.651	12.875	21	14.901	12.875	30	20.402	12.875
4	2.523	12.875	13	6.669	12.875	22	16.276	12.875	31	21.777	12.875
5	3.898	12.875	14	6.800	12.875	23	17.500	12.875	32	23.153	12.875
6	3.901	12.875	15	8.024	12.875	24	17.631	12.875	33	24.300	12.875
7	4.500	12.875	16	9.399	12.875	25	17.651	12.875	34	5.650	0.000
8	4.631	12.875	17	9.401	12.875	26	18.650	12.875	35	18.650	0.000
9	5.273	12.875	18	10.775	12.875	27	19.027	12.875			

6.3 단면 제원

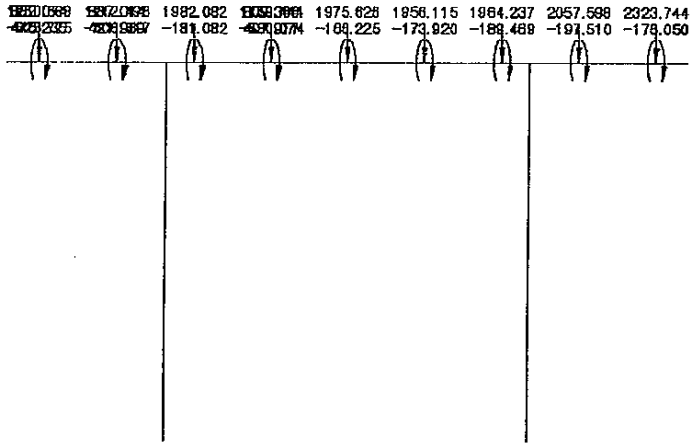
구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.800	1.028	2.878	1.880555	0.253487	33
②	2.800	1.283	3.592	2.347035	0.492784	32
③	2.800	1.726	4.833	3.157429	1.199773	31
④	2.800	2.028	5.678	3.709888	1.946169	1
⑤	2.800	2.032	5.690	3.717205	1.957708	30
⑥	2.800	2.166	6.065	3.962336	2.371112	27~29
⑦	2.800	2.283	6.392	4.176368	2.776480	2, 3
⑧	2.800	2.303	6.448	4.212955	2.850090	22~26
⑨	2.800	2.441	6.835	4.465403	3.393752	21
⑩	2.800	2.451	6.863	4.483696	3.435633	4

⑪	2.800	2.539	7.109	4.644677	3.819134	18~20
⑫	2.800	2.616	7.325	4.785536	4.177246	16, 17
⑬	2.800	2.753	7.708	5.036155	4.868503	10~15
⑭	2.800	2.757	7.720	5.043472	4.889755	5, 6
⑮	2.800	2.891	8.095	5.288603	5.637948	7~9
16	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	거동상단
17	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	거동하단

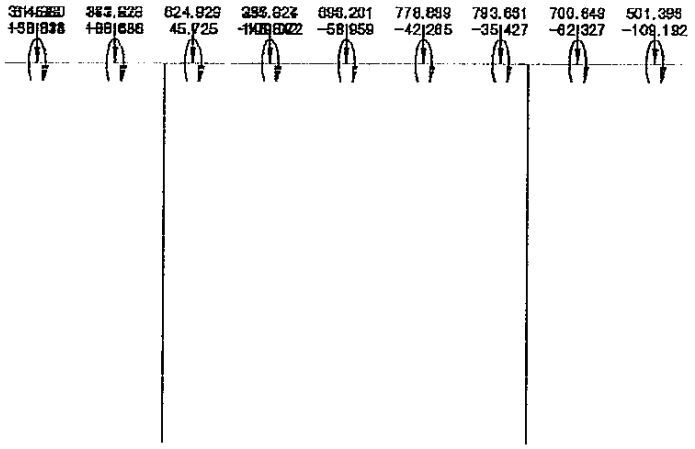
6.4 하중재하도

1) 연직하중

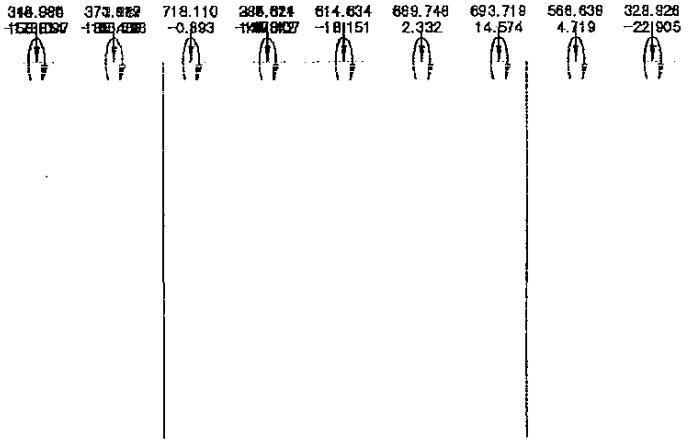
① 고정하중 (D)



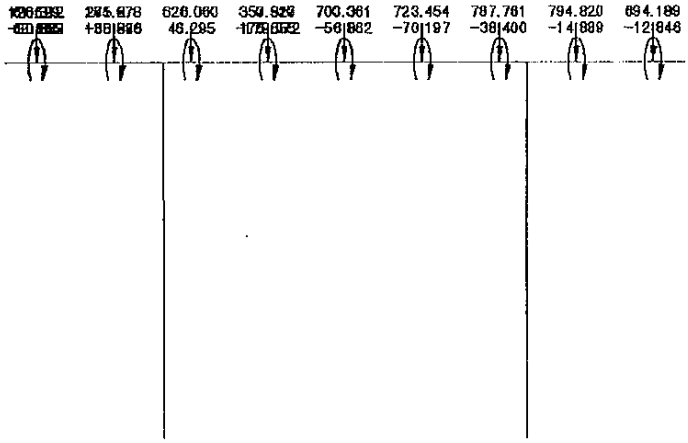
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



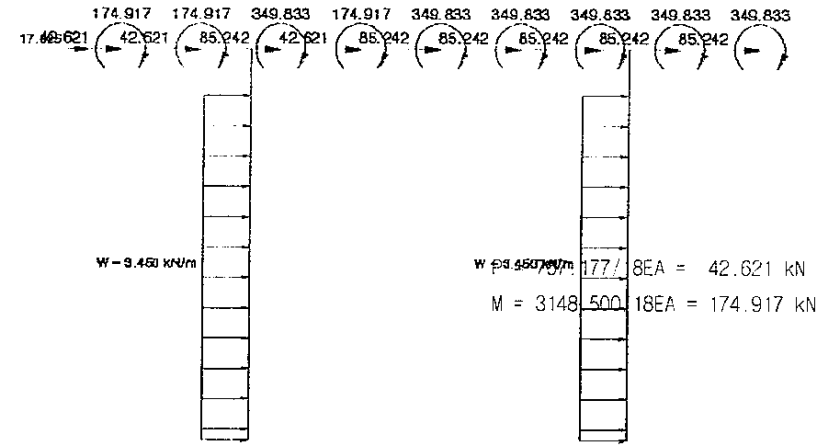
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



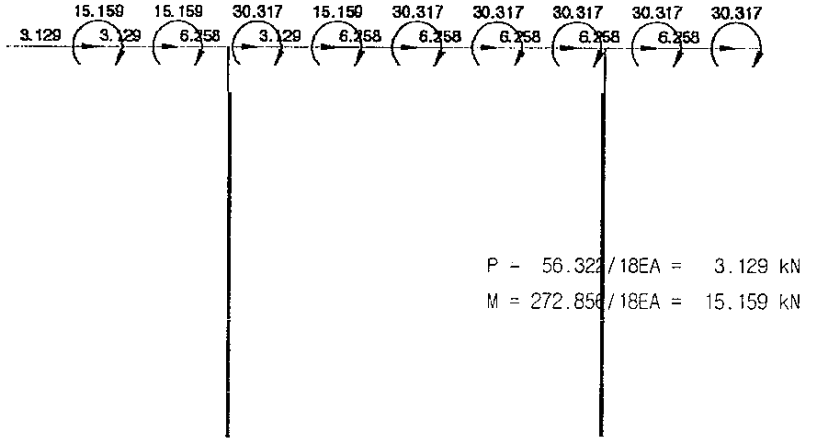
2) 수평하중

1 교축직각 방향

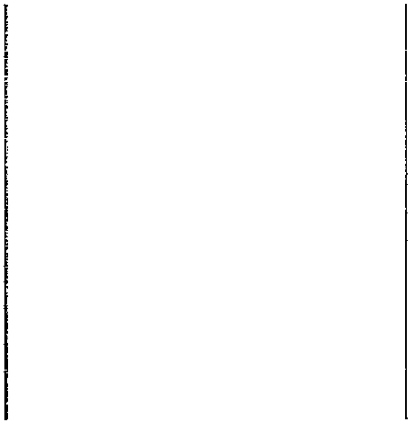
가 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



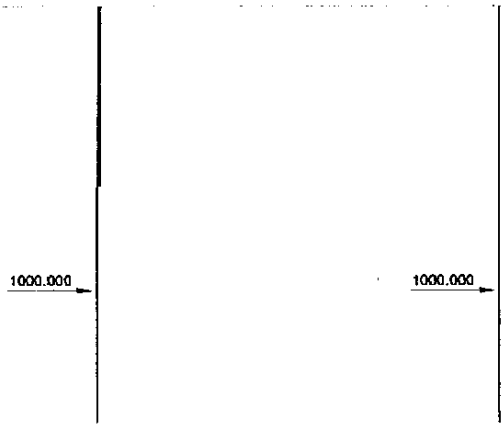
나 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



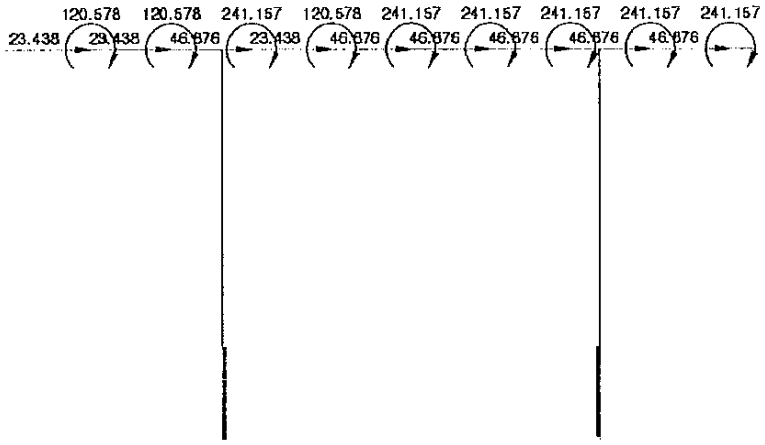
다. 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃



라. 교각 충돌하중 (CO-TR)

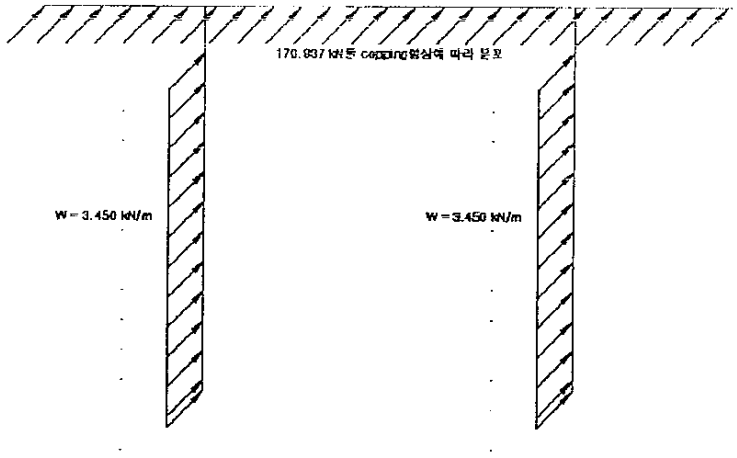


마. 원심하중 (CF) : 들 중에 큰 값을 적용한다.

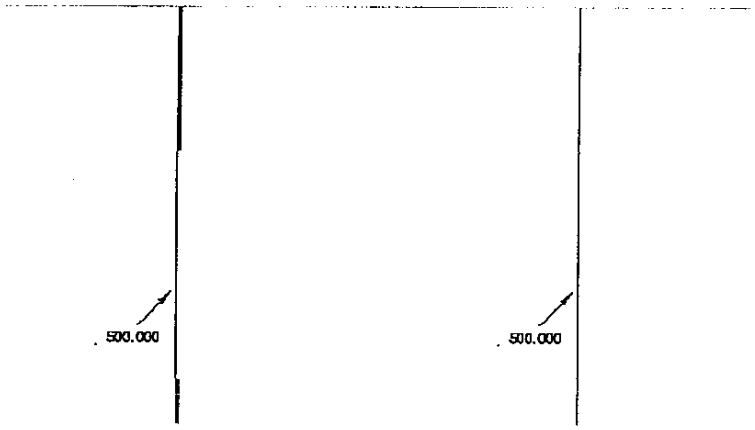


.2 교축 방향

가 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



나 교각 충돌하중 (CO-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

가. 기둥 : 부재번호 33 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11496.243	-1265.704	-191.649	-12676.287	911.597	-191.649	
L1	-2531.353	319.367	34.904	-2531.353	-77.173	34.904	
L2	-3206.541	-18.468	5.470	-3206.541	-80.617	5.470	
L3	-2127.937	372.744	28.462	-2127.937	49.391	28.462	
W-TR	640.930	-2153.978	-413.462	640.930	2765.959	-452.657	
WL	48.709	-148.955	-29.723	48.709	188.726	-29.723	
G-TR	-1.977	478.176	105.230	-1.977	-717.331	105.230	
E-TR	0.000	9202.620	2006.840	0.000	14048.450	2072.100	
CO-TR	105.646	-718.783	-4.390	105.646	3449.771	-1004.390	
CF	374.155	-1114.147	-222.814	374.155	1417.222	-222.814	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11496.243	816.960	0.436	-12676.287	812.008	0.436	
L1	-2531.353	-38.306	-4.357	-2531.353	11.195	-4.357	
L2	-3206.541	27.798	0.169	-3206.541	25.873	0.169	
L3	-2127.937	-0.274	-1.916	-2127.937	21.494	-1.916	
W-LO	0.000	-94.194	93.875	0.000	-1383.343	133.070	
WL	48.709	0.000	0.000	48.709	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	3845.840	1701.130	0.000	18754.110	1756.220	
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	-2059.340	500.000	
CF	374.155	0.000	0.000	374.155	0.000	0.000	

② 기둥 : 부재번호 34 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11218.248	1535.577	191.649	-12398.292	-641.723	191.649	
L1	-3129.344	-190.816	-34.904	3129.344	205.725	34.904	
L2	-2441.119	-96.428	-5.470	-2441.119	-36.279	-5.470	
L3	-3532.037	-43.278	-28.462	-3532.037	280.076	-28.462	
W-TR	-640.930	-1842.308	-370.750	-640.930	2592.382	-409.945	
WL	-48.709	-126.136	-26.599	-48.709	176.047	-26.599	
G-TR	1.977	-452.478	-105.230	1.977	743.029	-105.230	
E-TR	0.000	8368.250	1889.550	0.000	13538.840	1953.580	
CO-TR	-105.646	-654.616	4.390	-105.646	3414.191	-995.610	
CF	-374.155	-940.722	-199.068	-374.155	1320.867	-199.068	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11218.248	803.601	-0.436	-12398.292	808.553	-0.436	
L1	-3129.344	95.230	4.357	-3129.344	45.729	4.357	
L2	-2441.119	22.604	-0.169	-2441.119	24.529	-0.169	
L3	-3532.037	58.448	1.916	-3532.037	36.680	1.916	
W-LO	0.000	-164.607	77.062	0.000	-1262.743	116.257	
WL	-48.709	0.000	0.000	-48.709	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	3978.830	1621.730	0.000	18135.140	1664.170	
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	-2059.340	500.000	
CF	-374.155	0.000	0.000	-374.155	0.000	0.000	

③ 두부보 : 내인보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재27, 절점28)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-10672.479	4980.450	-10671.651	-4908.196	
L1	-1702.304	911.721	-2260.439	-1202.045	
L2	-2846.834	1405.950	-1561.324	-895.564	
L3	-973.866	624.892	-3001.158	-1489.009	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	699.668	0.000	-699.666	0.000	
WL	60.635	0.000	-60.635	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	482.312	0.000	-482.314	0.000	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재13, 절점13)		중앙부		좌측 (부재23, 절점24)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8165.157	-3975.689	5385.724	-3975.689	-7938.877	3867.971	
L1	-1365.654	-994.703	2289.809	994.703	-1780.939	1133.638	
L2	-2448.872	-1082.481	1751.847	-1082.481	-1019.568	851.836	
L3	-507.384	-876.985	2351.161	-876.985	-2538.737	1255.267	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	3176.356	640.930	3176.356	640.930	-2800.018	640.930	
WL	235.274	48.709	235.274	48.709	-207.724	48.709	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	-635.481	-1.977	-613.811	-1.977	-613.811	-1.977	
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	617.776	105.646	617.776	105.646	-540.316	105.646	
CF	1793.695	374.155	1793.695	374.155	-1584.320	374.155	

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	-97.296	1423.755	-101.568	2307.309	-7078.117	3997.936
L1	0.000	61.629	-0.185	376.619	-1035.134	537.892
L2	0.000	345.984	-1.038	660.974	-1817.395	1032.121
L3	0.000	61.629	-0.185	187.941	-516.647	349.214
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	174.917	0.000	349.834	0.000	524.751	0.000
WL	15.159	0.000	30.317	0.000	45.476	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	120.578	0.000	241.156	0.000	361.734	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-7090.111	4835.529	1973.372	-3456.184	1977.965	-2296.378
L1	-1036.748	911.721	1349.885	-994.703	1351.158	-636.776
L2	-1820.491	1405.950	506.302	-1082.481	507.798	-747.870
L3	-517.694	624.892	1886.784	-876.985	1887.822	-519.058
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	699.668	0.000	1601.534	640.930	1775.169	640.930
WL	60.635	0.000	117.456	48.709	132.518	48.709
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

G-TR	0.000	0.000	-630.084	-1.977	-630.081	-1.977
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	329.362	105.646	329.151	105.646
CF	482.312	0.000	892.830	374.155	1012.660	374.155

구 분	S7(절점19)		S8(절점21)		S9(절점30)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	5385.724	-994.729	2016.899	3421.227	-7114.108	-4799.882
L1	2289.809	354.749	1313.893	1133.638	-1379.340	-1202.045
L2	1751.847	-452.546	1305.944	851.836	-904.875	-895.564
L3	2351.161	531.813	888.143	1255.267	-1909.714	-1489.009
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	363.086	640.930	-1400.113	640.930	-699.666	0.000
WL	28.934	48.709	-105.065	48.709	-60.635	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-624.646	-1.977	-619.208	-1.977	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	38.730	105.646	-251.902	105.646	0.000	0.000
CF	225.265	374.155	-804.034	374.155	-482.314	0.000

구 분	S10(절점32)	
	M(kN.m)	V(kN)
D	-51.250	-2416.515
L1	0.000	-501.396
L2	0.000	-328.926
L3	0.000	-694.189
W-LO	0.000	0.000
W-TR	-349.833	0.000
WL	-30.317	0.000
G-LO1	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000
CO-LO	0.000	0.000
CO-TR	0.000	0.000
CF	-241.157	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

1 기둥 : 부재번호 33 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-13653.441	-2060.483	-379.559	-14833.485	2251.645	-379.559	
SV002	-14328.629	-2398.318	-408.993	-15508.674	2248.201	-408.993	
SV003	-13250.025	-2007.106	-386.001	-14430.069	2378.209	-386.001	
SV004	-10855.313	-3419.681	-605.111	-12035.357	3677.555	-644.305	
SV005	-13284.267	-3286.427	-616.013	-14464.311	3823.350	-635.610	
SV006	-13959.455	-3624.262	-645.447	-15139.500	3819.906	-665.044	
SV007	-12880.851	-3233.050	-622.455	-14060.895	3949.914	-642.052	
SV008	-13655.418	-1582.307	-274.329	-14835.462	1534.314	-274.329	
SV009	-13651.464	-2538.659	-484.789	-14831.508	2968.976	-484.789	
SV010	-14330.606	-1920.142	-303.762	-15510.650	1530.870	-303.762	
SV011	-14326.653	-2876.494	-514.223	-15506.697	2965.532	-514.223	
SV012	-13252.002	-1528.930	-280.771	-14432.046	1660.878	-280.771	
SV013	-13248.048	-2485.283	-491.231	-14428.093	3095.540	-491.231	
SV014	-10857.290	-2941.505	-499.880	-12037.334	2960.224	-539.075	
SV015	-10853.336	-3897.857	-710.341	-12033.380	4394.886	-749.535	
SV016	-13286.243	-2808.251	-510.783	-14466.288	3106.019	-530.380	
SV017	-13282.290	-3764.603	-721.243	-14462.334	4540.681	-740.840	
SV018	-13961.432	-3146.086	-540.216	-15141.476	3102.575	-559.814	
SV019	-13957.478	-4102.438	-750.677	-15137.523	4537.237	-770.274	
SV020	-12882.828	-2754.874	-517.225	-14062.872	3232.583	-536.822	
SV021	-12878.874	-3711.227	-727.685	-14058.918	4667.245	-747.282	
SV022	-11496.243	7936.916	1815.191	-12676.287	14960.047	1880.451	
SV023	-13547.795	-2779.266	-383.949	-14727.839	5701.416	-1383.949	
SV024	-14222.983	-3117.101	-413.383	-15403.028	5697.973	-1413.383	
SV025	-13144.379	-2725.889	-390.391	-14324.423	5827.980	-1390.391	
SV026	-10749.667	-4138.464	-609.500	-11929.711	7127.327	-1648.695	

2 기둥 : 부재번호 34 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-14721.747	404.040	-42.323	-15901.791	884.869	-42.323	
SV002	-14033.521	496.427	-12.890	-15213.566	642.865	-12.890	
SV003	-15124.440	551.578	-35.881	-16304.464	959.220	-35.881	
SV004	-11859.178	-306.731	-179.101	-13039.222	1950.659	-218.296	
SV005	-15090.921	-643.251	-254.297	-16270.965	2357.107	-273.894	
SV006	-14402.695	-550.863	-224.863	-15582.740	2115.104	-244.461	
SV007	-15493.614	-495.712	-247.855	-16673.658	2431.458	-267.452	
SV008	-14719.770	-48.438	-147.553	-15899.814	1627.898	-147.553	
SV009	-14723.724	856.517	62.907	-15903.768	141.839	62.907	
SV010	-14031.545	43.950	-118.120	-15211.589	1385.895	-118.120	
SV011	-14035.498	948.905	92.340	-15215.542	-100.164	92.340	
SV012	-15122.463	99.100	-141.111	-16302.507	1702.249	-141.111	
SV013	-15126.416	1004.056	69.349	-16306.461	216.191	69.349	
SV014	-11857.201	-759.208	-284.331	-13037.245	2693.688	-323.526	
SV015	-11861.155	145.747	-73.871	-13041.199	1207.630	-113.066	
SV016	-15088.944	-1095.728	-359.527	-16268.989	3100.137	-379.124	
SV017	-15092.898	-190.773	-149.067	-16272.942	1614.078	-168.664	
SV018	-14400.719	-1003.341	-330.093	-15580.763	2858.133	-349.691	
SV019	-14404.672	-98.385	-119.633	-15584.717	1372.074	-139.230	
SV020	-15491.637	-948.190	-353.085	-16671.681	3174.488	-372.682	
SV021	-15495.591	-43.235	-142.625	-16675.635	1688.429	-162.222	
SV022	-11218.248	9903.827	2081.199	-12398.292	12897.117	2145.229	
SV023	-14827.393	-250.576	-37.933	-16007.437	4299.059	-1037.933	
SV024	-14139.167	158.189	-8.500	-15319.212	4057.056	-1008.500	
SV025	-15230.086	-103.038	-31.491	-16410.130	4373.411	-1031.491	
SV026	-11964.824	-961.347	-174.711	-13144.868	5364.850	-1213.906	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-13653.441	778.654	-3.921	-14833.485	823.203	-3.921	
SVB02	-14328.629	844.758	0.605	-15508.674	837.881	0.605	
SVB03	-13250.025	816.685	-1.480	-14430.069	833.502	-1.480	
SVB04	-11496.243	722.766	94.311	-12676.287	-571.335	133.506	
SVB05	-13653.441	731.557	43.016	-14833.485	131.531	62.614	
SVB06	-14328.629	797.661	47.543	-15508.674	146.209	67 140	
SVB07	-13250.025	769.588	45.457	-14430.069	141.830	65.055	
SVB08	-13653.441	778.654	-3.921	-14833.485	823.203	-3.921	
SVB09	-13653.441	778.654	-3.921	-14833.485	823.203	-3.921	
SVB10	-14328.629	844.758	0.605	-15508.674	837.881	0.605	
SVB11	-14328.629	844.758	0.605	-15508.674	837.881	0.605	
SVB12	-13250.025	816.685	-1.480	-14430.069	833.502	-1.480	
SVB13	-13250.025	816.685	-1.480	-14430.069	833.502	-1.480	
SVB14	-11496.243	722.766	94.311	-12676.287	-571.335	133.506	
SVB15	-11496.243	722.766	94.311	-12676.287	-571.335	133.506	
SVB16	-13653.441	731.557	43.016	-14833.485	131.531	62.614	
SVB17	-13653.441	731.557	43.016	-14833.485	131.531	62.614	
SVB18	-14328.629	797.661	47.543	-15508.674	146.209	67.140	
SVB19	-14328.629	797.661	47.543	-15508.674	146.209	67.140	
SVB20	-13250.025	769.588	45.457	-14430.069	141.830	65.055	
SVB21	-13250.025	769.588	45.457	-14430.069	141.830	65.055	
SVB22	-11496.243	4662.800	1701.566	-12676.287	19566.118	1756.656	
SVB23	-13653.441	778.654	-3.921	-14833.485	-1236.138	496.079	
SVB24	-14328.629	844.758	0.605	-15508.674	-1221.460	500.605	
SVB25	-13250.025	816.685	-1.480	-14430.069	-1225.839	498.520	
SVB26	-11496.243	722.766	94.311	-12676.287	-2630.675	633.506	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-14721.747	898.831	3.921	-15901.791	854.282	3.921	
SVB02	-14033.521	826.205	-0.605	-15213.566	833.082	-0.605	
SVB03	-15124.440	862.050	1.480	-16304.484	845.233	1.480	
SVB04	-11218.248	638.995	76.626	-12398.292	-454.190	115.821	
SVB05	-14721.747	816.528	42.452	-15901.791	222.911	62.050	
SVB06	-14033.521	743.902	37.926	-15213.566	201.711	57.523	
SVB07	-15124.440	779.746	40.011	-16304.484	213.862	59.609	
SVB08	-14721.747	898.831	3.921	-15901.791	854.282	3.921	
SVB09	-14721.747	898.831	3.921	-15901.791	854.282	3.921	
SVB10	-14033.521	826.205	-0.605	-15213.566	833.082	-0.605	
SVB11	-14033.521	826.205	-0.605	-15213.566	833.082	-0.605	
SVB12	-15124.440	862.050	1.480	-16304.484	845.233	1.480	
SVB13	-15124.440	862.050	1.480	-16304.484	845.233	1.480	
SVB14	-11218.248	638.995	76.626	-12398.292	-454.190	115.821	
SVB15	-11218.248	638.995	76.626	-12398.292	-454.190	115.821	
SVB16	-14721.747	816.528	42.452	-15901.791	222.911	62.050	
SVB17	-14721.747	816.528	42.452	-15901.791	222.911	62.050	
SVB18	-14033.521	743.902	37.926	-15213.566	201.711	57.523	
SVB19	-14033.521	743.902	37.926	-15213.566	201.711	57.523	
SVB20	-15124.440	779.746	40.011	-16304.484	213.862	59.609	
SVB21	-15124.440	779.746	40.011	-16304.484	213.862	59.609	
SVB22	-11218.248	4782.431	1621.294	-12398.292	18943.693	1663.734	
SVB23	-14721.747	898.831	3.921	-15901.791	-1205.058	503.921	
SVB24	-14033.521	826.205	-0.605	-15213.566	-1226.258	499.395	
SVB25	-15124.440	862.050	1.480	-16304.484	-1214.107	501.480	
SVB26	-11218.248	638.995	76.626	-12398.292	-2513.530	615.821	

3) 두부보

1 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재27, 절점28)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-11892.471	5892.171	-13414.404	-6110.241	
SV002	-13037.001	6386.400	-12715.289	-5803.760	
SV003	-11164.032	5605.342	-14155.123	-6397.205	
SV004	-9972.811	4980.450	-11371.317	-4908.196	
SV005	-11482.002	5892.171	-13824.872	-6110.241	
SV006	-12626.532	6386.400	-13125.756	-5803.760	
SV007	-10753.564	5605.342	-14565.590	-6397.205	
SV008	-11892.471	5892.171	-13414.404	-6110.241	
SV009	-11892.471	5892.171	-13414.404	-6110.241	
SV010	-13037.001	6386.400	-12715.289	-5803.760	
SV011	-13037.001	6386.400	-12715.289	-5803.760	
SV012	-11164.032	5605.342	-14155.123	-6397.205	
SV013	-11164.032	5605.342	-14155.123	-6397.205	
SV014	-9972.811	4980.450	-11371.317	-4908.196	
SV015	-9972.811	4980.450	-11371.317	-4908.196	
SV016	-11482.002	5892.171	-13824.872	-6110.241	
SV017	-11482.002	5892.171	-13824.872	-6110.241	
SV018	-12626.532	6386.400	-13125.756	-5803.760	
SV019	-12626.532	6386.400	-13125.756	-5803.760	
SV020	-10753.564	5605.342	-14565.590	-6397.205	
SV021	-10753.564	5605.342	-14565.590	-6397.205	
SV022	-10672.479	4980.450	-10671.651	-4908.196	
SV023	-11892.471	5892.171	-13414.404	-6110.241	
SV024	-13037.001	6386.400	-12715.289	-5803.760	
SV025	-11164.032	5605.342	-14155.123	-6397.205	
SV026	-9972.811	4980.450	-11371.317	-4908.196	

2. 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재13, 절점13)		중앙부		좌측 (부재23, 절점24)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-7737.115	-4596.237	7900.798	1709.805	-11304.137	5375.764	
SV002	-8820.334	-4684.015	7362.836	1517.144	-10542.765	5093.962	
SV003	-6878.548	-4478.519	7962.150	1886.869	-12061.934	5497.393	
SV004	-4988.601	-3334.759	5748.810	1621.831	-10738.896	4508.901	
SV005	-5913.664	-4227.063	8111.274	2078.979	-12911.870	5744.938	
SV006	-6996.882	-4314.841	7573.313	1886.318	-12150.499	5463.136	
SV007	-5055.395	-4109.345	8172.626	2256.043	-13669.667	5866.567	
SV008	-8372.597	-4598.214	7276.152	1707.828	-11917.948	5373.788	
SV009	-7101.634	-4594.260	8525.444	1711.782	-10690.325	5377.741	
SV010	-9455.815	-4685.992	6738.190	1515.167	-11156.577	5091.985	
SV011	-8184.852	-4682.039	7987.483	1519.120	-9928.954	5095.939	
SV012	-7514.328	-4480.496	7337.503	1884.892	-12675.745	5495.416	
SV013	-6243.365	-4476.542	8586.796	1888.846	-11448.123	5499.370	
SV014	-5624.282	-3336.736	5124.163	1619.854	-11352.707	4506.924	
SV015	-4353.319	-3332.782	6373.456	1623.808	-10125.084	4510.878	
SV016	-6549.145	-4229.040	7486.628	2077.003	-13525.681	5742.962	
SV017	-5278.182	-4225.086	8735.921	2080.956	-12298.059	5746.915	
SV018	-7632.363	-4316.818	6948.667	1884.341	-12764.310	5461.159	
SV019	-6361.401	-4312.864	8197.959	1888.295	-11536.687	5465.113	
SV020	-5690.876	-4111.322	7547.980	2254.066	-14283.479	5864.590	
SV021	-4419.913	-4107.368	8797.272	2258.020	-13055.856	5868.544	
SV022	-8165.157	-3975.689	5385.724	-994.729	-7938.877	3867.971	
SV023	-7119.339	-4490.591	7939.528	1815.451	-11844.453	5481.410	
SV024	-8202.557	-4578.369	7401.566	1622.790	-11083.082	5199.608	
SV025	-6261.070	-4372.873	8000.880	1992.515	-12602.250	5603.039	
SV026	-4371.024	-3229.113	5787.539	1727.477	-11279.212	4614.547	

.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	-97.296	1485.384	139.403	2683.928	-7872.094	4535.828
SV002	-97.296	1769.739	138.550	2968.283	-8654.355	5030.057
SV003	-97.296	1485.384	139.403	2495.250	-7353.607	4347.150
SV004	-97.296	1423.755	248.266	2307.309	-6728.283	3997.936
SV005	125.899	1485.384	344.638	2683.928	-7666.860	4535.828
SV006	125.899	1769.739	343.785	2968.283	-8449.121	5030.057
SV007	125.899	1485.384	344.638	2495.250	-7148.373	4347.150
SV008	-97.296	1485.384	139.403	2683.928	-7872.094	4535.828
SV009	-97.296	1485.384	139.403	2683.928	-7872.094	4535.828
SV010	-97.296	1769.739	138.550	2968.283	-8654.355	5030.057
SV011	-97.296	1769.739	138.550	2968.283	-8654.355	5030.057
SV012	-97.296	1485.384	139.403	2495.250	-7353.607	4347.150
SV013	-97.296	1485.384	139.403	2495.250	-7353.607	4347.150
SV014	-97.296	1423.755	248.266	2307.309	-6728.283	3997.936
SV015	-97.296	1423.755	248.266	2307.309	-6728.283	3997.936
SV016	125.899	1485.384	344.638	2683.928	-7666.860	4535.828
SV017	125.899	1485.384	344.638	2683.928	-7666.860	4535.828
SV018	125.899	1769.739	343.785	2968.283	-8449.121	5030.057
SV019	125.899	1769.739	343.785	2968.283	-8449.121	5030.057
SV020	125.899	1485.384	344.638	2495.250	-7148.373	4347.150
SV021	125.899	1485.384	344.638	2495.250	-7148.373	4347.150
SV022	-97.296	1423.755	-101.568	2307.309	-7078.117	3997.936
SV023	-97.296	1485.384	139.403	2683.928	-7872.094	4535.828
SV024	-97.296	1769.739	138.550	2968.283	-8654.355	5030.057
SV025	-97.296	1485.384	139.403	2495.250	-7353.607	4347.150
SV026	-97.296	1423.755	248.266	2307.309	-6728.283	3997.936

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-7765.125	5747.250	4216.087	-4076.732	4341.783	-2558.998
SV002	-8548.868	6241.479	3372.504	-4164.510	3498.423	-2670.093
SV003	-7246.072	5460.421	4752.986	-3959.014	4878.447	-2441.281
SV004	-6565.360	4835.529	3574.906	-2815.254	3753.135	-1655.448
SV005	-7457.273	5747.250	5134.310	-3707.558	5361.886	-2189.824
SV006	-8241.017	6241.479	4290.728	-3795.336	4518.525	-2300.919
SV007	-6938.220	5460.421	5671.210	-3589.840	5898.550	-2072.107
SV008	-7765.125	5747.250	3586.002	-4078.709	3711.703	-2560.975
SV009	-7765.125	5747.250	4846.171	-4074.755	4971.864	-2557.022
SV010	-8548.868	6241.479	2742.420	-4166.487	2868.342	-2672.070
SV011	-8548.868	6241.479	4002.589	-4162.533	4128.503	-2668.116
SV012	-7246.072	5460.421	4122.902	-3960.991	4248.367	-2443.258
SV013	-7246.072	5460.421	5383.071	-3957.037	5508.528	-2439.304
SV014	-6565.360	4835.529	2944.822	-2817.231	3123.054	-1657.424
SV015	-6565.360	4835.529	4204.991	-2813.277	4383.215	-1653.471
SV016	-7457.273	5747.250	4504.226	-3709.534	4731.805	-2191.801
SV017	-7457.273	5747.250	5764.395	-3705.581	5991.966	-2187.848
SV018	-8241.017	6241.479	3660.643	-3797.313	3888.445	-2302.896
SV019	-8241.017	6241.479	4920.812	-3793.359	5148.606	-2298.942
SV020	-6938.220	5460.421	5041.126	-3591.817	5268.469	-2074.083
SV021	-6938.220	5460.421	6301.295	-3587.863	6528.630	-2070.130
SV022	-7090.111	4835.529	1973.372	-3456.184	1977.965	-2296.378
SV023	-7765.125	5747.250	4545.449	-3971.086	4670.934	-2453.352
SV024	-8548.868	6241.479	3701.867	-4058.864	3827.574	-2564.447
SV025	-7246.072	5460.421	5082.349	-3853.368	5207.598	-2335.635
SV026	-6565.360	4835.529	3904.269	-2709.608	4082.286	-1549.802

구 분	S7(절점19)		S8(절점21)		S9(절점30)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	7900.798	1709.805	2767.915	4929.020	-8975.763	-6001.927
SV002	7362.836	1517.144	2759.965	4647.217	-8501.298	-5695.446
SV003	7962.150	1886.869	2342.164	5050.649	-9506.136	-6288.891
SV004	5748.810	1621.831	966.620	4062.157	-7813.774	-4799.882
SV005	8111.274	2078.979	2168.027	5298.194	-9386.230	-6001.927
SV006	7573.313	1886.318	2160.078	5016.391	-8911.765	-5695.446
SV007	8172.626	2256.043	1742.277	5419.823	-9916.604	-6288.891
SV008	7276.152	1707.828	2148.707	4927.043	-8975.763	-6001.927
SV009	8525.444	1711.782	3387.123	4930.997	-8975.763	-6001.927
SV010	6738.190	1515.167	2140.757	4645.240	-8501.298	-5695.446
SV011	7987.483	1519.120	3379.174	4649.194	-8501.298	-5695.446
SV012	7337.503	1884.892	1722.956	5048.672	-9506.136	-6288.891
SV013	8586.796	1888.846	2961.372	5052.625	-9506.136	-6288.891
SV014	5124.163	1619.854	347.411	4060.180	-7813.774	-4799.882
SV015	6373.456	1623.808	1585.828	4064.133	-7813.774	-4799.882
SV016	7486.628	2077.003	1548.819	5296.217	-9386.230	-6001.927
SV017	8735.921	2080.956	2787.235	5300.171	-9386.230	-6001.927
SV018	6948.667	1884.341	1540.870	5014.415	-8911.765	-5695.446
SV019	8197.959	1888.295	2779.286	5018.368	-8911.765	-5695.446
SV020	7547.980	2254.066	1123.068	5417.846	-9916.604	-6288.891
SV021	8797.272	2258.020	2361.485	5421.800	-9916.604	-6288.891
SV022	5385.724	-994.729	2016.899	3421.227	-7114.108	-4799.882
SV023	7939.528	1815.451	2516.013	5034.666	-8975.763	-6001.927
SV024	7401.566	1622.790	2508.063	4752.863	-8501.298	-5695.446
SV025	8000.880	1992.515	2090.262	5156.295	-9506.136	-6288.891
SV026	5787.539	1727.477	714.717	4167.803	-7813.774	-4799.882

구 분	S10(절점32)	
	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-292.407	-2917.911
SV002	-292.407	-2745.441
SV003	-292.407	-3110.704
SV004	-401.083	-2416.515
SV005	-497.640	-2917.911
SV006	-497.640	-2745.441
SV007	-497.640	-3110.704
SV008	-292.407	-2917.911
SV009	-292.407	-2917.911
SV010	-292.407	-2745.441
SV011	-292.407	-2745.441
SV012	-292.407	-3110.704
SV013	-292.407	-3110.704
SV014	-401.083	-2416.515
SV015	-401.083	-2416.515
SV016	-497.640	-2917.911
SV017	-497.640	-2917.911
SV018	-497.640	-2745.441
SV019	-497.640	-2745.441
SV020	-497.640	-3110.704
SV021	-497.640	-3110.704
SV022	-51.250	-2416.515
SV023	-292.407	-2917.911
SV024	-292.407	-2745.441
SV025	-292.407	-3110.704
SV026	-401.083	-2416.515

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 33 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-19901.123	-2407.166	-463.758	-21435.180	2861.541	-463.758	
ULO02	-21352.776	-3133.511	-527.040	-22886.836	2854.137	-527.040	
ULO03	-19033.779	-2292.406	-477.609	-20567.837	3133.653	-477.609	
ULO04	-14111.907	-4445.586	-786.644	-15645.964	4780.822	-837.597	
ULO05	-17269.547	-4272.355	-800.817	-18803.604	4970.355	-826.294	
ULO06	-18147.292	-4711.541	-839.081	-19681.349	4965.878	-864.557	
ULO07	-16745.106	-4202.966	-809.192	-18279.164	5134.888	-834.668	
ULO08	-17752.043	-2056.999	-356.628	-19286.101	1994.608	-356.628	
ULO09	-17746.903	-3300.257	-630.226	-19280.961	3859.668	-630.226	
ULO10	-18629.788	-2496.185	-394.891	-20163.846	1990.131	-394.891	
ULO11	-18624.648	-3739.443	-668.489	-20158.706	3855.192	-668.489	
ULO12	-17227.602	-1987.609	-365.002	-18761.660	2159.141	-365.002	
ULO13	-17222.463	-3230.867	-638.600	-18756.520	4024.202	-638.600	
ULO14	-13571.612	-3676.881	-624.851	-15046.668	3700.280	-673.844	
ULO15	-13566.670	-4872.322	-887.926	-15041.726	5493.608	-936.919	
ULO16	-16607.804	-3510.314	-638.479	-18082.860	3882.524	-662.975	
ULO17	-16602.862	-4705.754	-901.554	-18077.918	5675.851	-926.051	
ULO18	-17451.790	-3932.607	-675.271	-18926.845	3878.219	-699.767	
ULO19	-17446.848	-5128.048	-938.346	-18921.903	5671.547	-962.843	
ULO20	-16103.535	-3443.593	-646.531	-17578.590	4040.729	-671.028	
ULO21	-16098.593	-4639.033	-909.606	-17573.648	5834.056	-934.103	
ULO22	-11496.243	7936.916	1815.191	-12676.287	14960.047	1880.451	
ULO23	-17612.133	-3613.046	-499.134	-19146.191	7411.841	-1799.134	
ULO24	-18489.878	-4052.231	-537.397	-20023.936	7407.364	-1837.397	
ULO25	-17087.693	-3543.656	-507.508	-18621.750	7576.374	-1807.508	
ULO26	-12899.600	-4966.157	-731.401	-14315.653	8552.792	-1978.434	

② 기둥 : 부재번호 34 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-21798.214	363.058	-84.689	-23332.271	1325.195	-84.689	
UL002	-20318.529	561.692	-21.406	-21852.586	804.888	-21.406	
UL003	-22664.003	660.265	-70.838	-24198.061	1485.050	-70.838	
UL004	-15416.931	-398.750	-232.831	-16950.989	2535.857	-283.785	
UL005	-19618.197	-836.226	-330.586	-21152.255	3064.239	-356.062	
UL006	-18723.504	-716.122	-292.322	-20257.562	2749.635	-317.799	
UL007	-20141.698	-644.426	-322.211	-21675.756	3160.896	-347.688	
UL008	-19135.701	-62.969	-191.819	-20669.759	2116.268	-191.819	
UL009	-19140.841	1113.473	81.779	-20674.898	184.391	81.779	
UL010	-18241.008	57.135	-153.556	-19775.065	1801.663	-153.556	
UL011	-18246.148	1233.577	120.043	-19780.205	-130.213	120.043	
UL012	-19659.202	128.830	-183.445	-21193.259	2212.924	-183.445	
UL013	-19664.341	1305.272	90.154	-21198.399	281.048	90.154	
UL014	-14821.501	-949.011	-355.414	-16296.557	3367.111	-404.407	
UL015	-14826.443	182.184	-92.339	-16301.499	1509.537	-141.332	
UL016	-18861.180	-1369.660	-449.408	-20336.236	3875.171	-473.905	
UL017	-18866.122	-238.466	-186.333	-20341.178	2017.597	-210.830	
UL018	-18000.898	-1254.176	-412.617	-19475.954	3572.667	-437.113	
UL019	-18005.840	-122.981	-149.541	-19480.896	1715.093	-174.038	
UL020	-19364.546	-1185.238	-441.356	-20839.602	3968.110	-465.853	
UL021	-19369.488	-54.043	-178.281	-20844.544	2110.536	-202.778	
UL022	-11218.248	9903.827	2081.199	-12398.292	12897.117	2145.229	
UL023	-19275.611	-325.749	-49.313	-20809.668	5588.777	-1349.313	
UL024	-18380.918	-205.645	-11.050	-19914.975	5274.173	-1311.050	
UL025	-19799.111	-133.949	-40.939	-21333.169	5685.434	-1340.939	
UL026	-14357.789	-1153.616	-209.653	-15773.842	6437.820	-1456.687	

2) 교축직각방향(편심최대)

1 기둥 : 부재번호 33 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-16452.250	-2027.455	-406.264	-17632.294	2588.062	-406.264	
UE002	-17903.905	-2753.800	-469.546	-19083.950	2580.658	-469.546	
UE003	-15584.906	-1912.695	-420.114	-16764.950	2860.174	-420.114	
UE004	-10663.034	-4065.875	-729.149	-11843.078	4507.343	-780.102	
UE005	-13820.674	-3892.644	-743.322	-15000.718	4696.876	-768.799	
UE006	-14698.419	-4331.830	-781.586	-15878.463	4692.399	-807.063	
UE007	-13296.233	-3823.254	-751.697	-14476.278	4861.409	-777.174	
UE008	-14303.170	-1677.288	-299.133	-15483.214	1721.129	-299.133	
UE009	-14298.030	-2920.546	-572.731	-15478.075	3586.189	-572.731	
UE010	-15180.915	-2116.473	-337.397	-16360.959	1716.652	-337.397	
UE011	-15175.775	-3359.731	-610.995	-16355.820	3581.713	-610.995	
UE012	-13778.730	-1607.898	-307.508	-14958.774	1885.662	-307.508	
UE013	-13773.590	-2851.156	-581.106	-14953.634	3750.723	-581.106	
UE014	-10122.739	-3297.170	-567.356	-11243.781	3426.801	-616.349	
UE015	-10117.797	-4492.611	-830.431	-11238.839	5220.129	-879.425	
UE016	-13158.931	-3130.603	-580.984	-14279.974	3609.045	-605.481	
UE017	-13153.989	-4326.043	-844.059	-14275.032	5402.372	-868.556	
UE018	-14002.917	-3552.896	-617.776	-15123.959	3604.740	-642.273	
UE019	-13997.975	-4748.337	-880.851	-15119.017	5398.068	-905.348	
UE020	-12654.662	-3063.882	-589.037	-13775.704	3767.250	-613.533	
UE021	-12649.720	-4259.322	-852.112	-13770.762	5560.577	-876.608	
UE022	-11496.243	1801.836	1815.191	-12676.287	5594.413	1880.451	
UE023	-14163.260	-3233.335	-441.639	-15343.305	7138.362	-1741.639	
UE024	-15041.005	-3672.520	-479.903	-16221.050	7133.885	-1779.903	
UE025	-13638.820	-3163.945	-450.014	-14818.864	7302.895	-1750.014	
UE026	-9450.727	-4586.446	-673.906	-10512.767	8279.313	-1920.940	

2. 기둥 : 부재번호 34 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-18432.739	-97.615	-142.183	-19612.784	1517.712	-142.183	
UE002	-16953.054	101.019	-78.901	-18133.099	997.405	-78.901	
UE003	-19298.529	219.592	-128.333	-20478.573	1877.567	-128.333	
UE004	-12051.457	-859.423	-290.326	-13231.501	2726.374	-341.279	
UE005	-16252.723	-1296.899	-388.080	-17432.767	3256.756	-413.557	
UE006	-15358.030	-1176.795	-349.817	-16538.074	2942.152	-375.293	
UE007	-16776.224	-1105.099	-379.706	-17956.268	3353.413	-405.182	
UE008	-15770.227	-523.643	-249.314	-16950.271	2308.785	-249.314	
UE009	-15775.366	652.799	24.284	-16955.411	376.908	24.284	
UE010	-14875.534	-403.539	-211.050	-16055.578	1994.180	-211.050	
UE011	-14880.673	772.904	62.548	-16060.718	62.304	62.548	
UE012	-16293.727	-331.843	-240.939	-17473.772	2405.441	-240.939	
UE013	-16298.867	844.599	32.659	-17478.911	473.565	32.659	
UE014	-11456.027	-1409.684	-412.909	-12577.069	3559.628	-461.902	
UE015	-11460.969	-278.490	-149.833	-12582.011	1702.054	-198.827	
UE016	-15495.706	-1830.334	-506.903	-16616.748	4067.688	-531.400	
UE017	-15500.648	-699.139	-243.828	-16621.690	2210.114	-268.325	
UE018	-14635.424	-1714.849	-470.111	-15756.466	3765.183	-494.608	
UE019	-14640.366	-583.655	-207.036	-15761.408	1907.610	-231.533	
UE020	-15999.072	-1645.911	-498.851	-17120.114	4160.627	-523.347	
UE021	-16004.014	-514.717	-235.775	-17125.056	2303.053	-260.272	
UE022	-11218.248	4324.994	2081.199	-12398.292	3871.224	2145.229	
UE023	-15910.137	-786.423	-106.808	-17090.181	5781.294	-1406.808	
UE024	-15015.443	-666.318	-68.544	-16195.488	5466.690	-1368.544	
UE025	-16433.637	-594.623	-98.433	-17613.681	5877.951	-1398.433	
UE026	-10992.314	-1614.289	-267.148	-12054.354	6630.337	-1514.182	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	거동상단			거동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-19901.123	979.689	-8.801	-21435.180	1079.679	-8.801	
ULB02	21352.778	1121.814	0.931	-22886.836	1111.236	0.931	
ULB03	-19033.779	1061.458	-3.553	-20567.837	1101.821	-3.553	
ULB04	-14945.116	939.595	122.604	-16479.173	-742.736	173.558	
ULB05	-17749.473	951.024	55.921	-19283.531	170.991	81.398	
ULB06	-18627.218	1036.959	61.806	-20161.276	190.072	87.283	
ULB07	-17225.033	1000.465	59.095	-18759.090	184.379	84.571	
ULB08	-17749.473	1012.250	-5.098	-19283.531	1070.164	-5.098	
ULB09	-17749.473	1012.250	-5.098	-19283.531	1070.164	-5.098	
ULB10	-18627.218	1098.185	0.787	-20161.276	1089.245	0.787	
ULB11	-18627.218	1098.185	0.787	-20161.276	1089.245	0.787	
ULB12	-17225.033	1061.691	-1.924	-18759.090	1083.552	-1.924	
ULB13	-17225.033	1061.691	-1.924	-18759.090	1083.552	-1.924	
ULB14	-14370.304	903.457	117.889	-15845.359	-714.169	166.882	
ULB15	-14370.304	903.457	117.889	-15845.359	-714.169	166.882	
ULB16	-17066.801	914.446	53.770	-18541.856	164.414	78.267	
ULB17	-17066.801	914.446	53.770	-18541.856	164.414	78.267	
ULB18	-17910.787	997.076	59.429	-19385.842	182.761	83.925	
ULB19	-17910.787	997.076	59.429	-19385.842	182.761	83.925	
ULB20	-16562.531	961.985	56.822	-18037.587	177.288	81.319	
ULB21	-16562.531	961.985	56.822	-18037.587	177.288	81.319	
ULB22	-11496.243	4662.800	1701.566	-12676.287	19566.118	1756.656	
ULB23	-17749.473	1012.250	-5.098	-19283.531	-1606.979	644.902	
ULB24	-18627.218	1098.185	0.787	-20161.276	-1587.898	650.787	
ULB25	-17225.033	1061.691	-1.924	-18759.090	-1593.590	648.076	
ULB26	-13795.492	867.319	113.173	-15211.545	-3156.810	760.207	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-21798.214	1249.426	8.801	-23332.271	1149.437	8.801	
ULB02	-20318.529	1093.280	0.931	-21852.586	1103.857	0.931	
ULB03	-22664.003	1170.346	3.553	-24198.061	1129.982	3.553	
ULB04	-14583.722	830.693	99.614	-16117.780	-590.447	150.567	
ULB05	-19138.271	1061.486	55.188	-20672.329	289.784	80.665	
ULB06	-18243.578	967.072	49.303	-19777.635	262.224	74.780	
ULB07	-19661.772	1013.670	52.015	-21195.829	278.021	77.491	
ULB08	-19138.271	1168.481	5.098	-20672.329	1110.567	5.098	
ULB09	-19138.271	1168.481	5.098	-20672.329	1110.567	5.098	
ULB10	-18243.578	1074.066	-0.787	-19777.635	1083.007	-0.787	
ULB11	-18243.578	1074.066	-0.787	-19777.635	1083.007	-0.787	
ULB12	-19661.772	1120.665	1.924	-21195.829	1098.803	1.924	
ULB13	-19661.772	1120.665	1.924	-21195.829	1098.803	1.924	
ULB14	-14022.810	798.743	95.783	-15497.865	-567.737	144.776	
ULB15	-14022.810	798.743	95.783	-15497.865	-567.737	144.776	
ULB16	-18402.184	1020.660	53.065	-19877.239	278.639	77.562	
ULB17	-18402.184	1020.660	53.065	-19877.239	278.639	77.562	
ULB18	-17541.902	929.877	47.407	-19016.957	252.139	71.904	
ULB19	-17541.902	929.877	47.407	-19016.957	252.139	71.904	
ULB20	-18905.550	974.683	50.014	-20380.605	267.328	74.511	
ULB21	-18905.550	974.683	50.014	-20380.605	267.328	74.511	
ULB22	-11218.248	4782.431	1621.294	-12398.292	18943.693	1663.734	
ULB23	-19138.271	1168.481	5.098	-20672.329	-1566.575	655.098	
ULB24	-18243.578	1074.066	-0.787	-19777.635	-1594.135	649.213	
ULB25	-19661.772	1120.665	1.924	-21195.829	-1578.339	651.924	
ULB26	-13461.897	766.793	91.951	-14877.950	-3016.236	738.985	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-16452.250	734.602	-8.932	-17632.294	836.077	-8.932	
UEB02	-17903.905	876.726	0.800	-19083.950	867.634	0.800	
UEB03	-15884.906	816.370	-3.684	-16764.950	858.219	-3.684	
UEB04	-11496.243	694.507	122.474	-12676.287	-986.338	173.427	
UEB05	-14300.600	705.936	55.790	-15480.644	-72.612	81.267	
UEB06	-15178.345	791.871	61.675	-16358.390	-53.531	87.152	
UEB07	-13776.160	755.377	58.964	-14956.204	-59.223	84.441	
UEB08	-14300.600	767.162	-5.228	-15480.644	826.561	-5.228	
UEB09	-14300.600	767.162	-5.228	-15480.644	826.561	-5.228	
UEB10	-15178.345	853.097	0.656	-16358.390	845.642	0.656	
UEB11	-15178.345	853.097	0.656	-16358.390	845.642	0.656	
UEB12	-13776.160	816.603	-2.055	-14956.204	839.950	-2.055	
UEB13	-13776.160	816.603	-2.055	-14956.204	839.950	-2.055	
UEB14	-10921.431	658.369	117.758	-12042.473	-957.771	166.752	
UEB15	-10921.431	658.369	117.758	-12042.473	-957.771	166.752	
UEB16	-13617.928	669.358	53.640	-14738.970	-79.188	78.136	
UEB17	-13617.928	669.358	53.640	-14738.970	-79.188	78.136	
UEB18	-14461.914	751.988	59.298	-15582.956	-60.841	83.795	
UEB19	-14461.914	751.988	59.298	-15582.956	-60.841	83.795	
UEB20	-13113.658	716.897	56.691	-14234.701	-66.315	81.188	
UEB21	-13113.658	716.897	56.691	-14234.701	-66.315	81.188	
UEB22	-11496.243	2098.906	1701.566	-12676.287	7063.378	1756.656	
UEB23	-14300.600	767.162	-5.228	-15480.644	-1850.581	644.772	
UEB24	-15178.345	853.097	0.656	-16358.390	-1831.500	650.656	
UEB25	-13776.160	816.603	-2.055	-14956.204	-1837.193	647.945	
UEB26	-10346.619	622.231	113.043	-11408.659	-3400.413	760.076	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-18432.739	1008.346	8.932	-19612.784	906.871	8.932	
UEB02	-16953.054	852.199	-0.800	-18133.099	861.291	-0.800	
UEB03	-19298.529	929.265	3.684	-20478.573	887.416	3.684	
UEB04	-11218.248	589.613	99.745	-12398.292	-833.012	150.698	
UEB05	-15772.797	820.406	55.319	-16952.841	47.218	80.795	
UEB06	-14878.103	725.992	49.434	-16058.148	19.658	74.911	
UEB07	-16296.297	772.590	52.145	-17476.342	35.455	77.622	
UEB08	-15772.797	927.400	5.228	-16952.841	868.001	5.228	
UEB09	-15772.797	927.400	5.228	-16952.841	868.001	5.228	
UEB10	-14878.103	832.986	-0.656	-16058.148	840.441	-0.656	
UEB11	-14878.103	832.986	-0.656	-16058.148	840.441	-0.656	
UEB12	-16296.297	879.584	2.055	-17476.342	856.237	2.055	
UEB13	-16296.297	879.584	2.055	-17476.342	856.237	2.055	
UEB14	-10657.335	557.663	95.914	-11778.377	-810.303	144.907	
UEB15	-10657.335	557.663	95.914	-11778.377	-810.303	144.907	
UEB16	-15036.709	779.580	53.196	-16157.751	36.073	77.693	
UEB17	-15036.709	779.580	53.196	-16157.751	36.073	77.693	
UEB18	-14176.427	688.797	47.538	-15297.469	9.573	72.035	
UEB19	-14176.427	688.797	47.538	-15297.469	9.573	72.035	
UEB20	-15540.075	733.603	50.145	-16661.117	24.762	74.642	
UEB21	-15540.075	733.603	50.145	-16661.117	24.762	74.642	
UEB22	-11218.248	2129.878	1621.294	-12398.292	6853.600	1663.734	
UEB23	-15772.797	927.400	5.228	-16952.841	-1809.141	655.228	
UEB24	14878.103	832.986	-0.656	-16058.148	-1836.701	649.344	
UEB25	-16296.297	879.584	2.055	-17476.342	-1820.905	652.055	
UEB26	-10096.423	525.713	92.082	-11158.463	-3258.802	739.116	

5) 두부보

1. 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재27, 절점28)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-16907.170	8434.785	-19360.099	-8965.052	
UL002	-19367.911	9497.377	-17857.001	-8300.118	
UL003	-15341.028	7818.102	-20952.643	-9582.025	
UL004	-12964.654	6474.585	-14782.712	-6380.655	
UL005	-14926.603	7659.822	-17972.334	-7943.314	
UL006	-16414.492	8302.320	-17063.483	-7544.888	
UL007	-13979.633	7286.944	-18935.267	-8316.367	
UL008	-15460.212	7659.822	-17438.726	-7943.314	
UL009	-15460.212	7659.822	-17438.726	-7943.314	
UL010	-16948.102	8302.320	-16529.875	-7544.888	
UL011	-16948.102	8302.320	-16529.875	-7544.888	
UL012	-14513.242	7286.944	-18401.659	-8316.367	
UL013	-14513.242	7286.944	-18401.659	-8316.367	
UL014	-12466.014	6225.562	-14214.146	-6135.245	
UL015	-12466.014	6225.562	-14214.146	-6135.245	
UL016	-14352.503	7365.213	-17281.090	-7637.802	
UL017	-14352.503	7365.213	-17281.090	-7637.802	
UL018	-15783.166	7983.000	-16407.196	-7254.700	
UL019	-15783.166	7983.000	-16407.196	-7254.700	
UL020	-13441.955	7006.677	-18206.988	-7996.507	
UL021	-13441.955	7006.677	-18206.988	-7996.507	
UL022	-10672.479	4980.450	-10671.651	-4908.196	
UL023	-15460.212	7659.822	-17438.726	-7943.314	
UL024	-16948.102	8302.320	-16529.875	-7544.888	
UL025	-14513.242	7286.944	-18401.659	-8316.367	
UL026	-11967.373	5976.540	-13645.580	-5889.836	

2 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재13, 절점13)		중앙부		좌측 (부재23, 절점24)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-11219.056	-6820.605	12217.375	2524.284	-16209.176	7952.086	
UL002	-13547.974	-7009.329	11060.758	2110.061	-14572.228	7346.211	
UL003	-9373.777	-6567.512	12349.281	2904.971	-17838.440	8213.588	
UL004	-6485.441	-4335.187	7473.452	2108.380	-13960.565	5861.572	
UL005	-7687.763	-5495.182	10544.657	2702.673	-16785.431	7468.420	
UL006	-9095.946	-5609.294	9845.307	2452.213	-15795.648	7102.077	
UL007	-6572.013	-5342.148	10624.414	2932.856	-17770.567	7626.537	
UL008	-10884.376	-5977.678	9458.997	2220.177	-15493.333	6985.924	
UL009	-9232.125	-5972.538	11083.077	2225.317	-13897.423	6991.063	
UL010	-12292.559	-6091.790	8759.647	1969.717	-14503.550	6619.580	
UL011	-10640.308	-6086.650	10383.727	1974.857	-12907.640	6624.720	
UL012	-9768.626	-5824.645	9538.754	2450.360	-16478.469	7144.041	
UL013	-8116.375	-5819.505	11162.835	2455.500	-14882.559	7149.181	
UL014	-7030.352	-4170.920	6405.204	2024.818	-14190.884	5633.655	
UL015	-5441.649	-4165.978	7966.820	2029.760	-12656.355	5638.598	
UL016	-8186.431	-5286.299	9358.285	2596.253	-16907.102	7178.702	
UL017	-6597.728	-5281.357	10919.901	2601.195	-15372.573	7183.644	
UL018	-9540.454	-5396.023	8685.833	2355.426	-15955.388	6826.449	
UL019	-7951.751	-5391.081	10247.449	2360.368	-14420.859	6831.391	
UL020	-7113.595	-5139.152	9434.975	2817.583	-17854.348	7330.738	
UL021	-5524.892	-5134.210	10996.590	2822.525	-16319.820	7335.680	
UL022	-8165.157	-3975.689	5385.724	-994.729	-7938.877	3867.971	
UL023	-9255.141	-5837.768	10321.386	2360.087	-15397.789	7125.834	
UL024	10663.325	-5951.880	9622.036	2109.627	-14408.006	6759.490	
UL025	-8139.391	-5684.735	10401.143	2590.270	-16382.925	7283.951	
UL026	-5245.229	-3874.936	6945.047	2072.973	-13535.054	5537.457	

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	-126.485	1983.384	181.067	3809.232	-11113.587	6353.784
UL002	-126.485	2594.747	179.233	4420.595	-12795.447	7416.377
UL003	-126.485	1983.384	181.067	3403.574	-9998.839	5948.127
UL004	-126.485	1850.882	322.746	2999.501	-8746.767	5197.317
UL005	163.669	1930.999	448.029	3489.106	-9966.918	5896.576
UL006	163.669	2300.661	446.920	3858.767	-10983.857	6539.074
UL007	163.669	1930.999	448.029	3243.824	-9292.885	5651.295
UL008	-126.485	1930.999	181.224	3489.106	-10233.723	5896.576
UL009	-126.485	1930.999	181.224	3489.106	-10233.723	5896.576
UL010	-126.485	2300.661	180.115	3858.767	-11250.662	6539.074
UL011	-126.485	2300.661	180.115	3858.767	-11250.662	6539.074
UL012	-126.485	1930.999	181.224	3243.824	-9559.690	5651.295
UL013	-126.485	1930.999	181.224	3243.824	-9559.690	5651.295
UL014	-121.620	1779.694	310.333	2884.136	-8410.353	4997.420
UL015	-121.620	1779.694	310.333	2884.136	-8410.353	4997.420
UL016	157.374	1856.730	430.797	3354.909	-9583.575	5669.785
UL017	157.374	1856.730	430.797	3354.909	-9583.575	5669.785
UL018	157.374	2212.174	429.731	3710.353	-10561.401	6287.571
UL019	157.374	2212.174	429.731	3710.353	-10561.401	6287.571
UL020	157.374	1856.730	430.797	3119.062	-8935.466	5433.937
UL021	157.374	1856.730	430.797	3119.062	-8935.466	5433.937
UL022	-97.296	1423.755	-101.568	2307.309	-7078.117	3997.936
UL023	-126.485	1930.999	181.224	3489.106	-10233.723	5896.576
UL024	-126.485	2300.661	180.115	3858.767	-11250.662	6539.074
UL025	-126.485	1930.999	181.224	3243.824	-9559.690	5651.295
UL026	-116.755	1708.506	297.919	2768.770	-8073.939	4797.523

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-10975.898	8246.388	6628.315	-6145.248	6792.803	-3867.957
UL002	-12660.946	9308.980	4814.612	-6333.972	4979.578	-4106.811
UL003	-9859.933	7629.705	7782.649	-5892.155	7946.631	-3614.864
UL004	-8534.968	6286.188	4847.375	-3659.830	4879.075	-2152.082
UL005	-9694.455	7471.425	6674.604	-4819.825	6970.451	-2846.772
UL006	-10713.321	8113.923	5577.946	-4933.937	5874.083	-2991.195
UL007	-9019.686	7098.547	7372.573	-4666.792	7668.115	-2693.739
UL008	-10094.662	7471.425	4661.803	-5302.321	4825.214	-3329.268
UL009	-10094.662	7471.425	6300.023	-5297.181	6463.423	-3324.128
UL010	-11113.529	8113.923	3565.146	-5416.433	3728.845	-3473.691
UL011	-11113.529	8113.923	5203.365	-5411.293	5367.054	-3468.551
UL012	-9419.893	7098.547	5359.773	-5149.288	5522.877	-3176.235
UL013	-9419.893	7098.547	6997.992	-5144.148	7161.086	-3171.095
UL014	-8206.700	6044.411	3681.027	-3521.538	3903.817	-2071.781
UL015	-8206.700	6044.411	5256.238	-3516.596	5479.019	-2066.838
UL016	-9321.592	7184.062	5630.282	-4636.918	5914.756	-2739.751
UL017	-9321.592	7184.062	7205.494	-4631.976	7489.958	-2734.809
UL018	-10301.271	7801.849	4575.804	-4746.641	4860.556	-2878.620
UL019	-10301.271	7801.849	6151.015	-4741.699	6435.757	-2873.678
UL020	-8672.775	6825.526	6301.407	-4489.771	6585.587	-2592.604
UL021	-8672.775	6825.526	7876.618	-4484.829	8160.788	-2587.662
UL022	-7090.111	4835.529	1973.372	-3456.184	1977.965	-2296.378
UL023	-10094.662	7471.425	5909.084	-5162.411	6072.215	-3189.358
UL024	-11113.529	8113.923	4812.426	-5276.523	4975.846	-3333.781
UL025	-9419.893	7098.547	6607.053	-5009.378	6769.878	-3036.325
UL026	-7878.432	5802.635	4685.122	-3251.529	4898.743	-1859.762

구 분	S7(절점19)		S8(절점21)		S9(절점30)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	12217.375	2524.284	4715.099	7371.318	-12840.931	-8824.244
UL002	11060.758	2110.061	4698.007	6765.443	-11820.831	-8165.310
UL003	12349.281	2904.971	3799.735	7632.820	-13981.234	-9441.216
UL004	7473.452	2105.380	1256.605	5280.804	-10157.907	-6239.547
UL005	10544.657	2702.673	2818.435	6887.652	-12202.100	-7802.505
UL006	9845.307	2452.213	2808.101	6521.309	-11585.295	-7404.080
UL007	10624.414	2932.856	2264.959	7045.770	-12891.585	-8175.559
UL008	9458.997	2220.177	2793.319	6405.156	-11668.492	-7802.505
UL009	11083.077	2225.317	4403.260	6410.296	-11668.492	-7802.505
UL010	8759.647	1969.717	2782.985	6038.813	-11051.687	-7404.080
UL011	10383.727	1974.857	4392.926	6043.952	-11051.687	-7404.080
UL012	9538.754	2450.360	2239.843	6563.273	-12357.977	-8175.559
UL013	11162.835	2455.500	3849.784	6568.413	-12357.977	-8175.559
UL014	6405.204	2024.818	434.264	5075.225	-9767.218	-5999.853
UL015	7966.820	2029.760	1982.285	5080.167	-9767.218	-5999.853
UL016	9358.285	2596.253	1936.024	6620.271	-11732.788	-7502.409
UL017	10919.901	2601.195	3484.044	6625.213	-11732.788	-7502.409
UL018	8685.833	2355.426	1926.087	6268.018	-11139.707	-7119.308
UL019	10247.449	2360.368	3474.107	6272.960	-11139.707	-7119.308
UL020	9434.975	2817.583	1403.836	6772.307	-12395.755	-7861.114
UL021	10996.590	2822.525	2951.856	6777.249	-12395.755	-7861.114
UL022	5385.724	-994.729	2016.899	3421.227	-7114.108	-4799.882
UL023	10321.386	2360.087	3270.816	6545.066	-11668.492	-7802.505
UL024	9622.036	2109.627	3260.482	6178.722	-11051.687	-7404.080
UL025	10401.143	2590.270	2717.340	6703.183	-12357.977	-8175.559
UL026	6945.047	2072.973	857.661	5001.363	-9376.529	-5759.859

구 분	S10(절점32)	
	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-380.129	-4219.471
UL002	-380.129	-3848.661
UL003	-380.129	-4633.976
UL004	-521.407	-3141.470
UL005	-646.932	-3793.284
UL006	-646.932	-3569.073
UL007	-646.932	-4043.915
UL008	-380.129	-3793.284
UL009	-380.129	-3793.284
UL010	-380.129	-3569.073
UL011	-380.129	-3569.073
UL012	-380.129	-4043.915
UL013	-380.129	-4043.915
UL014	-501.353	-3020.644
UL015	-501.353	-3020.644
UL016	-622.050	-3647.389
UL017	-622.050	-3647.389
UL018	-622.050	-3431.801
UL019	-622.050	-3431.801
UL020	-622.050	-3888.380
UL021	-622.050	-3888.380
UL022	-51.250	-2416.515
UL023	-380.129	-3793.284
UL024	-380.129	-3569.073
UL025	-380.129	-4043.915
UL026	-481.299	-2899.818

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]

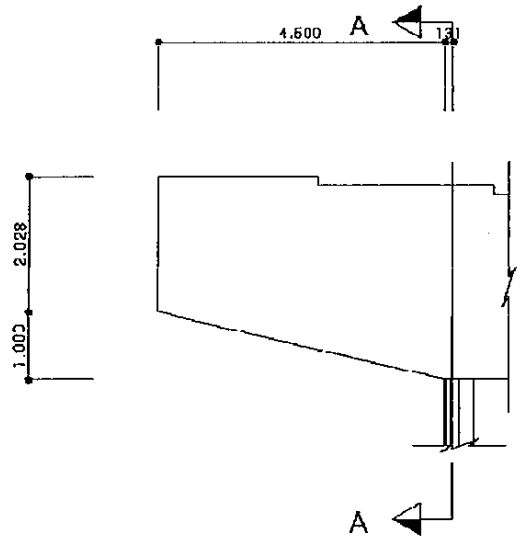
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

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 = 9497.377 kN - "ULO-02"

Mu = 19367.911 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 19367.911 / 9497.377 = 2.039 m

d = 2.028 - 0.200 = 1.828 m

a/d = 2.039 / 1.828 = 1.116 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측벽 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)
2800.00	2028.02	1828.02	100.00	19367.91	9497.38

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 42398.400 x 400.00 = 16959360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2800.000 = 64260.000 x a

T = C 이므로, a = 263.918 mm, c = 263.918 / β1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1928.02 - 310.492) / 310.492 = 0.01563

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 33017.998\ mm^2$$

* 사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.284]

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 . ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x ρb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00828

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 263.918 mm

ΦMn = 0.85 x 42398.400 x 400 x (1828.02 - a/2) = 24449.467 kN.m

≥ Mu (= 19367.911 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.262]

* 전단에 대한 검토 (d = 1828.02 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2800.00 x 1828.02 = 3546.167 kN

< Vu (= 9497.377 kN) 전단보강 필요

Av_req = (9497.377-3546.167) x 250.00 / (400x1828.02xΦ) x 1000 = 2543.401 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 568.329 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 612.500 mm²

Av_min = 612.500 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm) · 최소 전단철근 만족

Vs = 3040.200 x 400.0 x 1828.02 / 250.00 x 1000 = 8892.065 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2800.00 x 1828.02 / 1000 = 17730.833 kN ≥ 8892.065 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (4432.708 + 8892.065) = 10659.819 kN ≥ 9497.377 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 < 2d(=3.856) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.020 m (< d = 1.928 m) L 위험단면 위치
- Vu = 4974.236 kN - "UL0-02

부재번호 : 4 (I단 : 절점4, J단 : 절점5) 부재길이(L) : 1.375 m

Vui = 4716.335 kN (I단), Vuj = 5042.161 kN (J단)

검토위치(Lc) = 3.611 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 4716.335 + (5042.161 - 4716.335)/1.375 x (3.611 2.523)

= 4974.236 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4078.58	1828.02	4974.24	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 2800.00 x 1828.02

= 17730.833 kN ≥ Vu(= 4974.236 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 2800.00 x 1828.02 = 3546.167 kN

< Vu (= 4974.236 kN) . 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1750.000 mm²) ∴ O.K

b 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1050.000 mm²) ∴ O.K

- Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8892.065 kN

- 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8892.065 + 4432.708)

= 10659.819 kN ≥ Vu(= 4974.236 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 = 2.028 x 4.631 x 2.800 x 25.000 x 0.185 = 121.622 kN

w2 = 1.000 x (4.631-0.131) / 2 x 2.800 x 25.000 x 0.185 = 29.137 kN

w3 = 1.000 x (4.631-4.500) x 2.800 x 25.000 x 0.185 = 1.696 kN

Vc = 121.622 + 29.137 + 1.696 = 152.456 kN

Mc = 121.622 x 2.316 + 29.137 x 1.631 + 1.696 x 0.066 = 329.250 kN.m

Vu = 153.140 + 153.170 + 175.010 + 175.050 + 152.456(Vc)

= 808.826 kN

Mu = 153.140 x 3.484 + 153.170 x 0.733 + 175.010 x 3.481 +

175.050 x 0.730 + 329.250(Mc)

= 1711.977 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)
2028.02	2800.00	2700.00	100.00	1711.98	808.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6487.500 x 400.00 = 2595000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2028.018 = 46543.015 x a

T = C 이므로, a = 55.755 mm, c = 55.755 / β1 = 55.755 / 0.85 = 65.594 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2700.00 - 65.594) / 65.594 = 0.12049

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1870.467 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 6487.5 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.468]
1단 : H25 - 9.0 EA, H29 3.0 EA (= 6487.5 ㎟)

* 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 = 0.00118
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) = 55.755 mm
ΦMn = 0.85 x 6487.500 x 400 x (2700.00 - a/2) = 5894.034 kN.m
≥ Mu (= 1711.977 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.443]

* 전단에 대한 검토 (d = 2700.00 mm)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2028.02 x 2700.00 = 3793.641 kN
ΦVc/2 ≥ Vu (= 808.826 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토
(1) 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13037.001 x 1000000 / [42398.400 x (1828.018 - 525.479/3)]
= 186.034 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x1828.0/(7x42398.400)]
= 525.479 mm
사용철근량 = 42398.4 ㎟ (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 ㎟)
2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 ㎟)
3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 ㎟)

(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 / 186.03) - 2.5 x 85.50 = 209.56 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 186.03) = 338.65 mm
Sa는 작은 값인 209.56 mm 를 적용
S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 209.56 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

1 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1711.977 x 1000000 / [6487.500 x (2700.000 - 326.063/3)]

= 101.836 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b x [1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6487.500/2028.0 + 7x6487.500/2028.0 x √[1 + 2x2028.0x2700.0/(7x6487.500)]

= 326.063 mm

사용철근량 = 6487.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 9.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6487.5 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 / 101.84) - 2.5 x 85.50 = 559.55 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 101.84) = 618.64 mm

Sa는 작은 값인 559.55 mm 를 적용

S = 2028.02 / 12.0 EA = 169.00 ≤ Sa (= 559.55 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 28)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다 [도로교 설계기준 5.4.4.1]

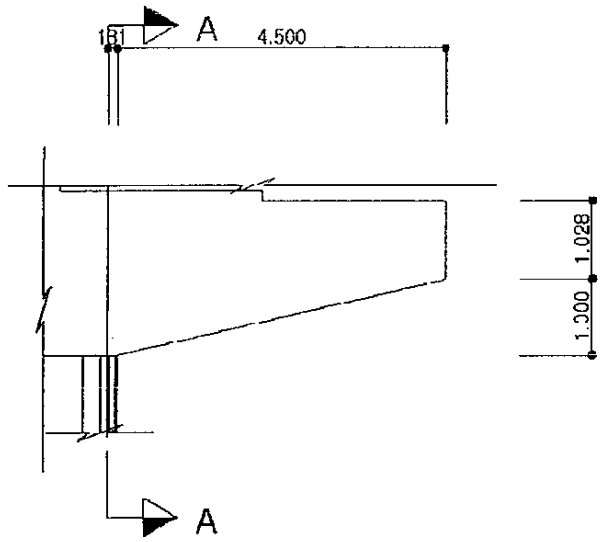
1. 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

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 = 9582.025 kN "ULO-03"

Mu = 20952.643 kN.m

Nu = 0.000 kN

2. 브래킷 판정

a = 20952.643 / 9582.025 = 2.187 m

d = 2.028 - 0.200 = 1.828 m

a/d = 2.187 / 1.828 = 1.196 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측벽 검토 : 캔틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계조정

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)
2800.00	2028.02	1828.02	100.00	20952.64	9582.03

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 42398.400 x 400.00 = 16959360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2800.000 = 64260.000 x a

T = C 이므로, a = 263.918 mm, c = 263.918 / β1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1928.02 - 310.492) / 310.492 = 0.01563

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad \therefore As = 35906.735 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.181]

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 = 0.00828

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 263.918 mm

ΦMn = 0.85 x 42398.400 x 400 x (1828.02 - a/2) = 24449.467 kN.m

≥ Mu (= 20952.643 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.167]

* 전단에 대한 검토 (d = 1828.02 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2800.00 x 1828.02 = 3546.167 kN

< Vu (= 9582.025 kN) 전단보강 필요

Av_req = (9582.025-3546.167) x 250.00 / (400x1828.02xΦ) x 1000 = 2579.577 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 568.329 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 612.500 mm²

Av_min = 612.500 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm) : 최소 전단철근 만족

Vs = 3040.200 x 400.0 x 1828.02 / 250.00 x 1000 = 8892.065 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2800.00 x 1828.02 / 1000 = 17730.833 kN ≥ 8892.065 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (4432.708 + 8892.065) = 10659.819 kN ≥ 9582.025 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 = 2.2 < 2d(=3.856) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.093 m (< d = 1.928 m) L 위험단면 위치

- Vu = 4995.860 kN - "ULO-03

부재번호 : 30 (I단 : 절점30, J단 : 절점31) 부재길이(L) : 1.375 m

Vui = -5057.473 kN (I단), Vuj = -4822.363 kN (J단)

검토위치(Lc) = 20.762 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -5057.473 + (-4822.363 - -5057.473)/1.375 x (20.762 - 20.402)

= -4995.860 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4373.32	1828.02	4995.86	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 2800.00 x 1828.02

= 17730.833 kN ≥ Vu(= 4995.860 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 2800.00 x 1828.02 = 3546.167 kN

< Vu (= 4995.860 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1750.000 mm²) ∴ O.K

b 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1050.000 mm²) ∴ O.K

* Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8892.065 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.60 x (8892.065 + 4432.708)

= 10659.819 kN ≥ Vu(= 4995.860 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 = 2.028 x 4.631 x 2.800 x 25.000 x 0.185 = 121.622 kN

w2 = 1.000 x (4.631-0.131) / 2 x 2.800 x 25.000 x 0.185 = 29.137 kN

w3 = 1.000 x (4.631-4.500) x 2.800 x 25.000 x 0.185 = 1.696 kN

Vc = 121.622 + 29.137 + 1.696 = 152.456 kN

Mc = 121.622 x 2.316 + 29.137 x 1.631 + 1.696 x 0.066 = 329.250 kN.m

Vu = 152.240 + 151.800 + 173.980 + 173.460 + 152.456(Vc)

= 803.936 kN

Mu = 152.240 x 0.733 + 151.800 x 3.484 + 173.980 x 0.733 +
173.460 x 3.484 + 329.250(Mc)

= 1701.460 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)
2028.02	2800.00	2700.00	100.00	1701.46	803.94

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6487.500 x 400.00 = 2595000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2028.018 = 46543.015 x a

T = C 이므로, a = 55.755 mm, c = 55.755 / β1 = 55.755 / 0.85 = 65.594 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2700.00 - 65.594) / 65.594 = 0.12049

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1858.942 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6487.5 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.490]
1단 : H25 - 9.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6487.5 ㎟)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00321 ∴ ρmin = 0.00350 적용
ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x αx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00118
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) = 55.755 mm
ΦMn = 0.85 x 6487.500 x 400 x (2700.00 - a/2) = 5894.034 kN.m
≥ Mu (= 1701.460 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.464]

* 전단에 대한 검토 (d = 2700.00 mm)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2028.02 x 2700.00 = 3793.641 kN
ΦVc/2 ≥ Vu (= 803.936 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 14565.590 x 1000000 / [42398.400 x (1828.018 - 525.479/3)]
= 207.847 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x1828.0/(7x42398.400)]
= 525.479 mm
사용철근량 = 42398.4 ㎟ (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 ㎟)
2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 ㎟)
3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 ㎟)

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 / 207.85) - 2.5 x 85.50 = 165.14 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 207.85) = 303.11 mm
Sa는 작은 값인 165.14 mm 를 적용
S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 165.14 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

1. 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1701.460 x 1000000 / [6487.500 x (2700.000 - 326.063/3)]

= 101.210 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b x [1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6487.500/2028.0 + 7x6487.500/2028.0 x √[(1 + 2x2028.0x2700.0/(7x6487.500)]

= 326.063 mm

사용철근량 = 6487.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 9.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6487.5 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 / 101.21) - 2.5 x 85.50 = 564.33 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 101.21) = 622.47 mm

Sa는 작은 값인 564.33 mm 를 적용

S = 2028.02 / 12.0 EA = 169.00 ≤ Sa (= 564.33 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 = 13.000 - 2.038 = 10.962 m

d = 1.000 + 2.028 - 0.100 = 2.928 m

Ln/d = 10.962 / 2.928 = 3.744 < 4 ∴ 깊은 보로 전단설계

2) 휨에 대한 검토

① 좌측 지점부 : UL-02(부재 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)
2800.00	2753.00	2553.00	100.00	13547.97	7009.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 42398.400 x 400.00 = 16959360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2800.000 = 64260.000 x a

T = C 이므로, a = 263.918 mm, c = 263.918 / β1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2653.00 - 310.492) / 310.492 = 0.02263

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 15916.736 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 2.664]

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x ρb = 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) = 263.918 mm

ΦMn = 0.85 x 42398.400 x 400 x (2553.00 - a/2) = 34900.454 kN m

≥ Mu (= 13547.974 kN m) ∴ O.K [안전률 = 576]

* 전단에 대한 검토 (d = 2553.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2800.00 x 2553.00 = 4952.563 kN

< Vu (= 7009.329 kN) ∴ 전단보강 필요.

Av_req = (7009.329-4952.563) x 250.00 / (400x2553.00xΦ) x 1000 = 629.396 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 568.329 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 612.500 mm²

Av_min = 612.500 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3040.200 x 400.0 x 2553.00 / 250.00 x 1000 = 12418.624 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2800.00 x 2553.00 / 1000 = 24762.813 kN ≥ 12418.624 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (6190.703 + 12418.624) = 14887.461 kN ≥ 7009.329 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9455.815 x 1000000 / [42398.400 x (2553.003 - 637.275/3)]

= 95.285 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2553.0/(7x42398.400)]

= 637.275 mm

사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 95.29) - 2.5 x 85.50 = 612.71 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 95.29) = 661.17 mm

Sa는 작은 값인 612.71 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 612.71 mm) ∴ O.K

2 중앙부 : UL-03, UL-07(부재 19)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2800.00	2539.09	2389.09	100.00	12349.28	2932.86

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 22294.800 x 400.00 = 8917920.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2800.000 = 64260.000 x a

T = C 이므로, a = 138.779 mm, c = 138.779 / β1 = 138.779 / 0.85 = 163.269 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2439.09 - 163.269) / 163.269 = 0.04182

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 15516.690\ mm^2$$

* 사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.437]

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00333

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) = 138.779 mm

ΦMn = 0.85 x 22294.800 x 400 x (2389.09 - a/2) = 17583.870 kN.m

≥ Mu (= 12349.281 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.424]

* 전단에 대한 검토 (d = 2389.09 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2800.00 x 2389.09 = 4634.588 kN

ΦVc/2 < Vu (= 2932.856 kN) 최소 전단철근 부강

Av_req1 = 0.0625 x √27.0 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 565.305 mm²

Av_req2 = 0.35 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 612.500 mm²

Av_req = 612.500 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H25 - 6.0 EA = 3040.200 mm² ∴ O.K

사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8797.272 x 1000000 / [22294.800 x (2389.090 - 463.328/3)]

= 176.578 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x22294.800/2800.0 + 7x22294.800/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2389.1/(7x22294.800)]

= 463.328 mm

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

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 / 176.58) - 2.5 x 87.50 = 227.23 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.58) = 356.78 mm

Sa는 작은 값인 227.23 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 227.23 mm) ∴ O.K

③ 우측 지점부 : UL-20, UL-03(부재 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)
2800.00	2303.01	2103.01	100.00	17854.35	8213.59

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 42398.400 x 400.00 = 16959360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2800.000 = 64260.000 x a

T = C 이므로, a = 263.918 mm, c = 263.918 / β1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2203.01 - 310.492) / 310.492 = 0.01829

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 \quad fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 25968.308\ mm^2$$

* 사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm) , [사용률 = 1.633]
  1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)
  2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)
  3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 = 0.00720
  ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 263.918 mm
  ΦMn = 0.85 x 42398.400 x 400 x (2103.01 - a/2) = 28413.602 kN.m
  ≥ Mu (= 17854.348 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.591]

* 전단에 대한 검토 (d = 2103.01 mm)
  ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
  = 0.80 x 1/6 x √27 x 2800.00 x 2103.01 = 4079.623 kN
  < Vu (= 8213.588 kN) , 전단보강 필요.
  Av_req = (8213.588-4079.623) x 250.00 / (400x2103.01xΦ) x 1000 = 1535.732 mm²
  Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 568.329 mm²
  Av_min2 = 0.35 x 2800.0 x 250.0 / 400.0 = 612.500 mm²
  Av_min = 612.500 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)
  Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA. C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족
  Vs = 3040.200 x 400.0 x 2103.01 / 250.00 x 1000 = 10229.714 kN
  Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2800.00 x 2103.01 / 1000 = 20398.114 kN ≥ 10229.714 kN ∴ O.K
  s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K
  ΦVn = 0.80 x (5099.528 + 10229.714) = 12263.394 kN ≥ 8213.588 kN ∴ O.K

- 사용성 검토
  1 응력 산정
  fs = M / [As x (d - χ/3)] = 14283.479 x 1000000 / [42398.400 x (2103.010 - 570.064/3)]
  = 176.105 MPa
  χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
  = -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2103.0/(7x42398.400)]
  = 570.064 mm
  사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
  1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)
  2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)
  3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

ㄹ. 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 / 176.11) - 2.5 x 85.50 = 233.43 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.11) = 357.74 mm

Sa는 작은 값인 233.43 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 233.43 mm) ∴ O.K

3) 깊은 보에 대한 전단 설계

① 좌측 지점부 : UL-02(부재 15)

- d = 2.553 m (≤ 0.5a = 1.366 m)
- Vu = 6667.160 kN

부재번호 : 15 (I단 : 절점15, J단 : 절점16) 부재길이(L) : 1.375 m

Vui = -6669.870 kN (I단), Vuj = -6333.972 kN (J단)

검토위치(Lc) = 8.035 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -6669.870 + (-6333.972 - -6669.870)/1.375 x (8.035 - 8.024)

= -6667.160 kN

② 우측 지점부 : UL-03(부재 21)

- d = 2.103 m (≤ 0.5a = 1.365 m)
- Vu = 7927.539 kN

부재번호 : 21 (I단 : 절점21, J단 : 절점22) 부재길이(L) : 1.375 m

Vui = 7632.820 kN (I단), Vuj = 7929.617 kN (J단)

검토위치(Lc) = 16.266 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 7632.820 + (7929.617 - 7632.820)/1.375 x (16.266 - 14.901)

= 7927.539 kN

8.4 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-02(절점 2)

: ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.049 (126.48/2594.75) < 2d(=4 366) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4078.58	2082.89	2594.75	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 2800.00 x 2082.89

= 20202.949 kN ≥ Vu(= 2594.747 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 2800.00 x 2082.89 = 4040.590 kN

≥ Vu (= 2594.747 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 125.899 x 1000000 / [42398.400 x (2082.889 - 566.901/3)]

= 1.568 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2082.9/(7x42398.400)]

= 566.901 mm

사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 1.57) - 2.5 x 85.50 = 50013.41 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 1.57) = 40181.73 mm

Sa는 작은 값인 40181.73 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 40181.73 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침10) : UL0-02(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 = 0.041 (179.23/4420.60) < 2d(=4.367) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4078.58	2133.56	4420.60	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 2800.00 x 2133.56

= 20694.389 kN ≥ Vu(= 4420.595 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 2800.00 x 2133.56 = 4138.878 kN

< Vu (= 4420.595 kN) . 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1750.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1050.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 10378.297 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (10378.297 + 5173.597)

= 12441.515 kN ≥ Vu(= 4420.595 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 343.785 x 1000000 / [11147.400 x (2133.556 - 318.101/3)]

= 15.211 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x11147.400/2800.0 + 7x11147.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2133.6/(7x11147.400)]

= 318.101 mm

사용철근량 = 11147.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 11.0 EA (= 5573.7 mm²)

2단 : H25 - 11.0 EA (= 5573.7 mm²)

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 / 15.21) - 2.5 x 87.50 = 4958.55 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 15.21) = 4141.84 mm

Sa는 작은 값인 4141.84 mm 를 적용

L = 2800.00 / 11.0 EA = 254.55 ≤ Sa (= 4141.84 mm) .. O.K

3) 받침위치3(교량받침2) : 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 = 1.725 (12795.45/[illegible]) < 2d(=5.313) ∴ 깊은 보로 해석설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4078.58	2556.72	7416.38	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 2800.00 x 2556.72

= 24798.897 kN ≥ Vu(= 7416.377 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 2800.00 x 2556.72 = 4959.779 kN

< Vu (= 7416.377 kN) . 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1750.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1050.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 12436.720 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (12436.720 + 6199.724)

= 14909.155 kN ≥ Vu(= 7416.377 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8654.355 x 1000000 / [42398.400 x (2556.723 - 637.805/3)]

= 87.077 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2556.7/(7x42398.400)]

= 637.805 mm

사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 87.08) − 2.5 x 85.50 = 690.62 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 87.08) = 723.49 mm

Sa는 작은 값인 690.62 mm 를 사용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 690.62 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침11) : 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 = 1.360 (12660.95/9308.98) 2d(=5.315) .. 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4078.58	2557.39	9308.98	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 2800.00 x 2557.39

= 24805.364 kN ≥ Vu(= 9308.980 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 2800.00 x 2557.39 = 4961.073 kN

< Vu (= 9308.980 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1750.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1050.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 12439.963 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (12439.963 + 6201.341)

= 14913.043 kN ≥ Vu(= 9308.980 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8548.868 x 1000000 / [42398.400 x (2557.390 - 637.900/3)]

= 85.993 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2557.4/(7x42398.400)]

= 637.900 mm

사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 85.99) - 2.5 x 85.50 = 702.03 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 85.99) = 732.62 mm

Sa는 작은 값인 702.03 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 702.03 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침4) : UL0-02(절점 16)

∴ 내측지간 - 휨에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

1 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2742.420 x 1000000 / [22294.800 x (2465.505 - 471.469/3)]

= 53.288 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x22294.800/2800.0 + 7x22294.800/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2465.5/(7x22294.800)]

= 471.469 mm

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

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 / 53.29) - 2.5 x 87.50 = 1259.07 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 53.29) = 1182.26 mm

Sa는 작은 값인 1182.26 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 1182.26 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침13) : UL0-02(절점 17)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2868.342 x 1000000 / [22294.800 x (2465.505 - 471.469/3)]

= 55.735 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x22294.800/2800.0 + 7x22294.800/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2465.5/(7x22294.800)]

= 471.469 mm

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

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 / 55.73) - 2.5 x 87.50 = 1194.19 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 55.73) = 1130.35 mm

Sa는 작은 값인 1130.35 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 1130.35 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침5) : UL0-07(절점 19)

∴ 내측지간 - 휨에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

1. 응력 산정

fs = M / [As x (d - x/3)] = 8797.272 x 1000000 / [22294.800 x (2389.090 - 463.328/3)]

= 176.578 MPa

x = -nAs/b + nAs/b √[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x22294.800/2800.0 + 7x22294.800/2800.0 x √[1 + 2x2800.0x2389.1/(7x22294.800)]

= 463.328 mm

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

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 / 176.58) - 2.5 x 87.50 = 227.23 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.58) = 356.78 mm

Sa는 작은 값인 227.23 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 227.23 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침6) : UL0-03(절점 21)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

사용성 검토

1 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2361.485 x 1000000 / [22294.800 x (2290.508 - 452.632/3)]

= 49.504 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x22294.800/2800.0 + 7x22294.800/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x2290.5/(7x22294.800)]

= 452.632 mm

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

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 / 49.50) - 2.5 x 87.50 = 1372.02 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 49.50) = 1272.62 mm

Sa는 작은 값인 1272.62 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 1272.62 mm) ∴ O.K

9) 받침위치9(교량받침8) : UL0-03(절점 30)

. Ln이 부재길이의 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 = 1.481 (13981.23/9441.22) < 2d(=3.663) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4373.32	1831.74	9441.22	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 2800.00 x 1831.74

= 17766.888 kN ≥ Vu(= 9441.216 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 2800.00 x 1831.74 = 3553.378 kN

< Vu (= 9441.216 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1750.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1050.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8910.147 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8910.147 + 4441.722)

= 10681.495 kN ≥ Vu(= 9441.216 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9916.604 x 1000000 / [42398.400 x (1831.735 - 526.102/3)]

= 141.207 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x1831.7/(7x42398.400)]

= 526.102 mm

사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 141.21) − 2.5 x 85.50 = 343.94 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 141.21) = 446.15 mm

Sa는 작은 값인 343.94 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 343.94 mm) ∴ O.K

10) 받침위치10(교량받침9) : UL0-03(절점 32)

: Ln이 부재길이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재길이의 2배거리 내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1 (1)]

a = 0.05L (380.13/4633.98) < 2d(=2.366) ∴ 깊은 보로 전단설계

- 사용성 검토

1 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 497.640 x 1000000 / [42398.400 x (1082.907 - 384.721/3)]

= 12.295 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42398.400/2800.0 + 7x42398.400/2800.0 x √[(1 + 2x2800.0x1082.9/(7x42398.400)]

= 384.721 mm

사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 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 / 12.29) - 2.5 x 85.50 = 6191.50 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 12.29) = 5124.20 mm

Sa는 작은 값인 5124.20 mm 를 적용

S = 2800.00 / 22.0 EA = 127.27 ≤ Sa (= 5124.20 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	-16479.173	-22886.836	2854.137	3133.511	-527.040	0.00152	축력최대
UL026	-15211.544	-14315.653	4966.157	8552.792	-1978.434	0.00423	모멘트최대
UL022	-12676.287	-12676.287	7936.916	14960.047	1880.451	0.02401	탄성설계
UL022	-12676.287	-12676.287	1801.836	5594.413	1880.451	0.02401	소성설계
UE026	-11408.658	-10512.767	4586.446	8279.313	-1920.940	0.00415	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	0.013	0.060	O.K	64523.752	22886.836	3350.266	2.819	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	38891.230	14315.653	8552.790	2.717	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	27860.185	12676.287	14960.050	2.198	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	35331.221	10512.767	8279.310	3.361	O.K

3) 기둥단면 검토

1 축력최대 : (부재 33, 0.000)

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	2187.349	22886.836	3350.266	146.384

나 임축부재의 장주효과

ㄱ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22886.836 x 0.00152 / (-527.040 x 12.875)

= 0.005

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

ㄴ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 11.361 / 0.575

= 23.710 > 23.070 ∴ 장주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=2854.137 , M2=3133.511)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.911) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

ㄷ 임계하중(Pc) 산정

$Pc = \pi^2 EI / (k \times Lu)^2$

$= \pi^2 \times 8882190.165 / (1.200 \times 11.361)^2$

= 471663.040 kN

여기서, EI = 0.4*Ec*Ig/(1+βd) = 8882190.165 kN/m²

βd = 최대장기지속계수축력 / 전체계수축력 = 0.720

Ec = 27804.00 MPa

Ig = 1.373666 m⁴ , k : 유효길이계수

ㄹ 모멘트 확대계수 산정

δns = Cm / {1 - Pu/(0.75Pc)} ≥ 1.0

= 1.000 / {1 - 22886.836/(0.75 x 471663.040)}

= 1.069

Cm = 0.6 + 0.4(M1/M2) ≥ 0.4, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 Cm = 1.0

ㅁ 확대 모멘트 산정

Mc = δns x M2 = 1.069 x 3133.511 = 3350.266 kN.m

M2min = Pu x (15.0 + 0.03h) = 1922.494 kN.m ≤ 3133.511 kN.m

㈐ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²) d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1516487.941 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㈑ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e ∴ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 146.384 mm)

㈒ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2274.887 mm, a = k1 x c = 1933.654 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3728641.401 = 85572.320 kN

∑Csi = 12505.267 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 85572.320 + 12505.267 - 0.000 = 98077.587 kN

Mn = Cc x 1073.483 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14356.967 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=146.384)| = 0.0002 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈓ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2274.887 mm, a = k1 x c = 1933.654 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2274.89) / 2274.89 = -0.00010

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다

㈔ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN < Pn = 98077.587 kN

ΦPn = 0.70 x 92176.788 = 64523.752 kN ≥ Pu = 22886.836 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.146 = 9445.244 kN.m ≥ Mu = 3350.266 kN.m ∴ O.K

2 모멘트최대 . (부재 33. UL026)

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	2187.349	14315.653	8552.790	597.443

나 압축부재의 장주효과

ㄱ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 14315.653 x 0.00423 / (1978.434 x 12.875)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

ㄷ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 11.361 / 0.575

= 23.710 ≤ 27.032 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=4966.157 , M2=8552.792)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.581) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

다 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 948559.038 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

라 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 597.443 mm)

마 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1435.202 mm, a = k1 x c = 1219.922 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2238186.836 = 51366.388 kN

∑Csi = 8605.366 kN, ∑Tsi = 4412.854 kN

Pn = 51366.388 + 8605.366 - 4412.854 = 55558.900 kN

Mn = Cc x 1060.506 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 33193.482 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=597.447) | = 0.0035 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1435.202 mm a = k1 x c = 1219.922 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1435.20) / 1435.20 = 0.00160

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} = 92176.788 kN ≥ Pn = 55558.900 kN

ΦPn = 0.70 x 55558.900 = 38891.230 kN > Pu = 14315.653 kN O.K

ΦMn = ΦPn x 0.597 = 23235.302 kN.m ≥ Mu = 8552.790 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 33, UL022)

가설계조건 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	2187.349	12676.287	14960.050	1180.160

㉮ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12676.287 x 0.02401 / (1880.451 x 12.875)

= 0.013

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 11.361 / 0.575

= 23.710 ≤ 27.634 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=7936.916 , M2=14960.047)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.531) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 839934.204 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN. ∑Csi = 8093.479 kN. ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e ∴ 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 1180.160 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 972.971 mm, a = k1 x c = 827.026 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1344470.085 = 30855.588 kN

∑Csi = 6582.899 kN, ∑Tsi = 9578.302 kN

Pn = 30855.588 + 6582.899 - 9578.302 = 27860.185 kN

Mn = Cc x 1080.253 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32879.421 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1180.158) | = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 27860.185 kN

ΦPn = 1.00 x 27860.185 = 27860.185 kN ≥ Pu = 12676.287 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.180 = 30979.482 kN m ≥ Mu = 14960.050 kN m ∴ O.K

4 편심최대 : (부재 33, UE026)

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(철립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	10512.767	8279.310	787.548

ㄴ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10512.767 x 0.00415 / (1920.940 x 12.875)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 11.361 / 0.575

= 23.710 ≤ 27.352 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=4586.446 , M2=8279.313)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.554) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 ㎟ , Ast = 52696.80 ㎟ , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 ㎟), d2 = 125.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 696578.783 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 ㎟)이어야 하므로 2077378.142 ㎟ 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 ㎜, ab = k1 x cb = 1115.548 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 ㎜, e = Mu/Pu = 787.548 ㎜)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1252.842 ㎜, a = k1 x c = 1064.916 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1881934.721 = 43190.402 kN

∑Csi = 7814.390 kN, ∑Tsi = 6840.766 kN

Pn = 43190.402 + 7814.390 - 6840.766 = 44164.026 kN

Mn = Cc x 1066.848 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34781.325 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=787.549) | = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1252.842 mm, a = k1 x c = 1064.916 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1252.84) / 1252.84 = 0.00227

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

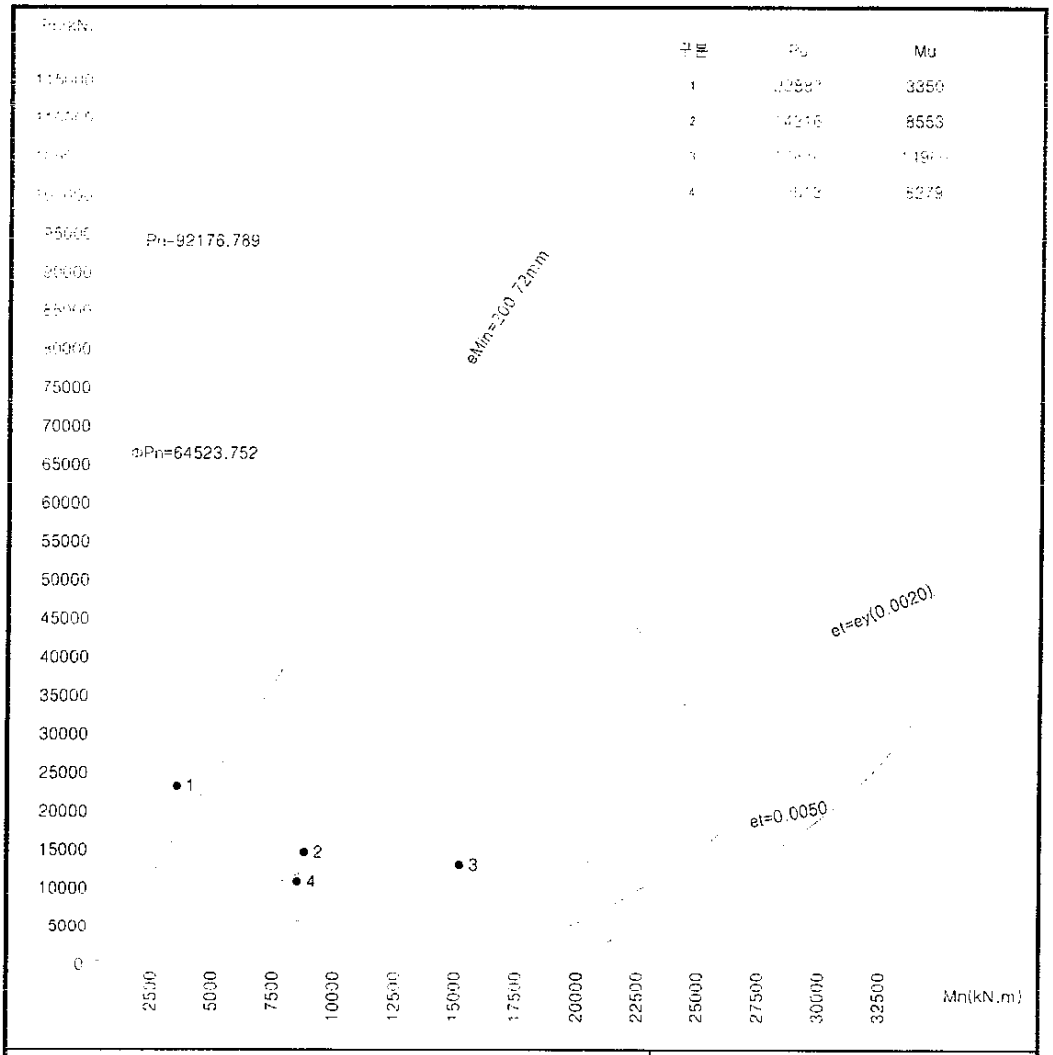
사 축방향력 및 휨에대한 검토

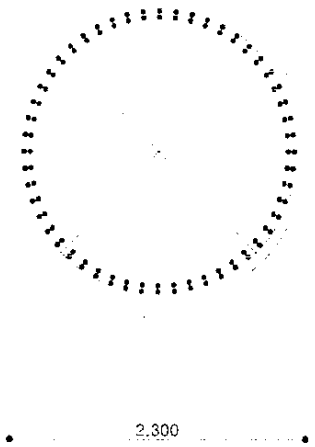
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 44164.026 kN

ΦPn = 0.80 x 44164.026 = 35331.221 kN ≥ Pu = 10512.767 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.788 = 27825.037 kN.m ≥ Mu = 8279.310 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.349 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 52696.800 mm²
Puse = 0.01268
1단 : H25-52Ea
2단 : H25-52Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB02	-16479.173	-22886.836	1111.236	1121.814	0.931	-0.00239	축력최대
ULB26	-15211.544	-15211.545	867.319	3156.810	760.207	0.00177	모멘트최대
ULB23	-12676.287	-12676.287	4662.800	19566.118	1756.656	0.04001	탄성설계
ULB22	-12676.287	-12676.287	2098.906	7063.378	1756.656	0.04001	소성설계
UEB26	-11408.658	-11408.659	622.231	3400.413	760.076	0.00229	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	0.013	0.060	O.K	64523.752	22886.836	1121.814	2.819	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	63962.059	15211.545	3166.309	4.205	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	18962.142	12676.287	20006.255	1.496	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	57230.182	11408.659	3410.645	5.016	O.K

3) 기둥단면 검토

ㅏ 축력최대 : (부재 33, UL602)

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	2187.349	22886.836	1121.814	49.016

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22886.836 x -0.00239 / (0.931 x 12.875)

= 4.556

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.389 / 0.575

= 52.551 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 4.556)

= 1.000

※ Q가 0.6을 초과하므로 강성을 키워야 합니다. 「콘크리트 구조설계기준」 6.5.4 (6)

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 1111.236

= 1111.236 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 1121.814

= 1121.814 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1516487.941 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 49.016 mm)

㉰ 공칭강도 산정

반복시산법을 이용하여 c = 2621.208 mm, a = k1 x c = 2228.027 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4116325.298 = 94469.666 kN

∑Csi = 14077.190 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 94469.666 + 14077.190 - 0.000 = 108546.855 kN

Mn = Cc x 1124.468 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5321.281 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=49.023) | = 0.0072 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2621.208 mm, a = k1 x c = 2228.027 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2621.21) / 2621.21 = -0.00048

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN < Pn = 108546.855 kN

ΦPn = 0.70 x 92176.788 = 64523.752 kN ≥ Pu = 22886.836 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.049 = 3162.676 kN.m ≥ Mu = 1121.814 kN.m ∴ O.K

2. 모멘트최대 : (부재 33, 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	2187.349	15211.545	3166.309	208.152

나 압축부재의 장주효과

ㄱ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15211.545 x 0.00177 / (760.207 x 12.875)

= 0.003

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

ㄴ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정.타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.389 / 0.575

= 52.551 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.003)

= 1.003

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.003 x 867.319

= 869.929 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.003 x 3156.810

= 3166.309 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1007921.084 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e ∴ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 208.152 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2113.137 mm, a = k1 x c = 1796.167 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 3481202.020 = 79896.340 kN

∑Csi = 11568.674 kN, ∑Tsi = 90.644 kN

Pn = 79896.340 + 11568.674 - 90.644 = 91374.370 kN

Mn = Cc x 1062.996 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 19019.963 kN.m

편심오차 : | e - Mn/Pn(=208.154) | = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2113.137 mm, a = k1 x c = 1796.167 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2113.14) / 2113.14 = 0.00012

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 91374.370 kN

ΦPn = 0.70 x 91374.370 = 63962.059 kN ≥ Pu = 15211.545 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.208 = 13313.811 kN.m ≥ Mu = 3166.309 kN.m ∴ O.K

'3 탄성설계 : (부재 33, ULB22)

가설계조건 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	2187.349	12676.287	20006.255	1578.243

㈏ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12676.287 x 0.04001 / (1756.656 x 12.875)

= 0.022

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 질점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.389 / 0.575

= 52.551 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.022)

= 1.022

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.022 x 4662.800

= 4767.689 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.022 x 19566.118

= 20006.255 kN.m

㈐ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 839934.204 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㈑ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN. ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm e = Mu/Pu = 1578.243 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 813.313 mm, a = k1 x c = 691.316 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 1051122.144 = 24123.253 kN

∑Csi = 5804.605 kN, ∑Tsi = 10965.716 kN

Pn = 24123.253 + 5804.605 - 10965.716 = 18962.142 kN

Mn = Cc x 1089.535 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29926.720 kN.m

편심오차 : | e Mn/Pn(=1578.235) | = 0.0074 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 18962.142 kN

ΦPn = 1.00 x 18962.142 = 18962.142 kN ≥ Pu = 12676.287 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.578 = 29926.860 kN.m ≥ Mu = 20006.255 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 33, UEB26)

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	2187.349	11408.659	3410.645	298.952

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 11408.659 x 0.00229 / (760.076 x 12.875)

= 0.003

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정.타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.389 / 0.575

= 52.551 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.003)

= 1.003

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

- 0.000 + 1.003 x 622.231

= 624.103 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.003 x 3400.413

= 3410.645 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 , H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 755940.630 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN. ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e ⋯ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 298.952 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1907.998 mm, a = k1 x c = 1621.798 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 3131392.356 = 71865.455 kN

∑Csi = 10623.773 kN, ∑Tsi = 731.826 kN

Pn = 71865.455 + 10623.773 - 731.826 = 81757.402 kN

Mn = Cc x 1056.537 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24440.897 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=298.944)| = 0.0082 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1907.998 mm, a = k1 x c = 1621.798 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1908.00) / 1908.00 = 0.00046

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

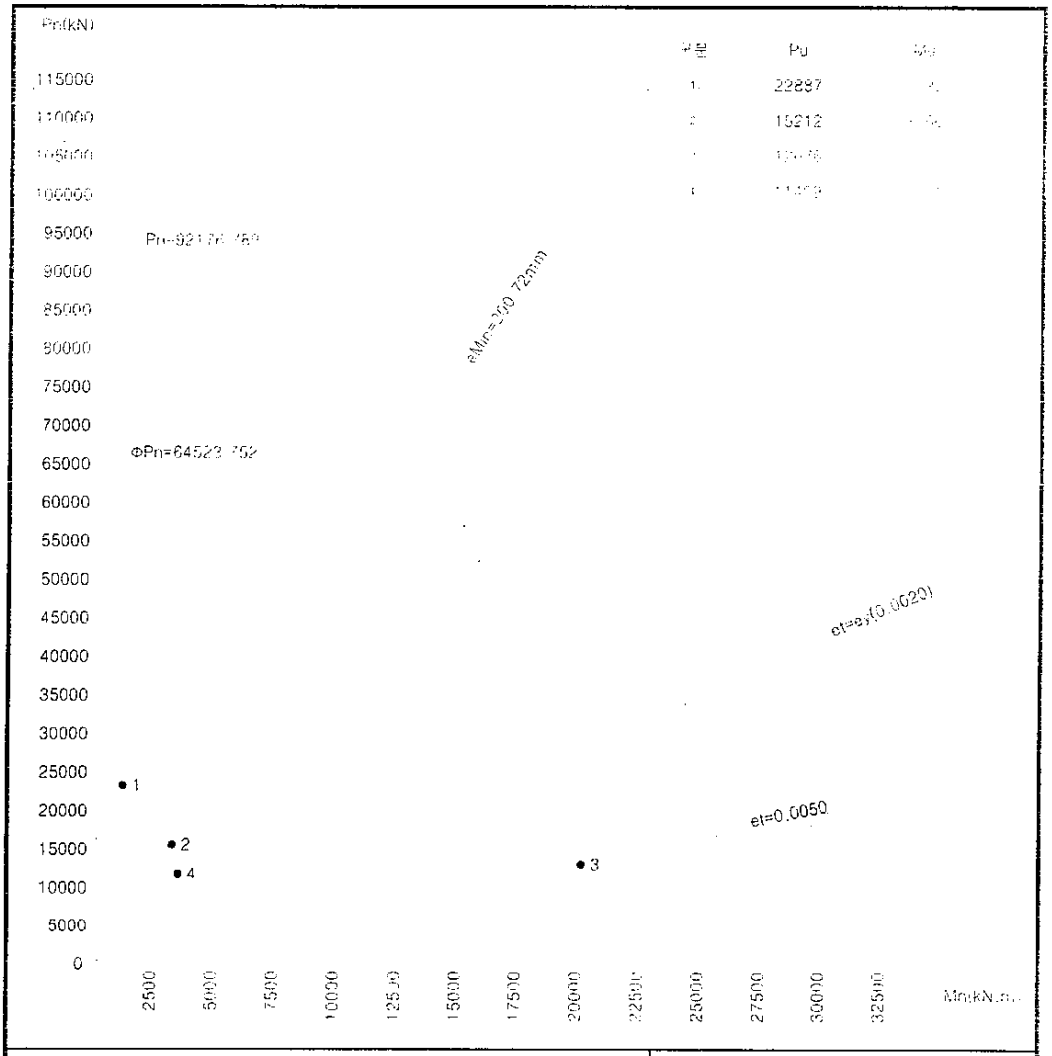
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

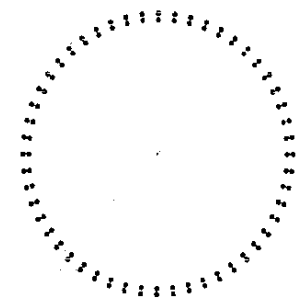
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 81757.402 kN

ΦPn = 0.70 x 81757.402 = 57230.182 kN ≥ Pu = 11408.659 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.299 = 17109.095 kN.m ≥ Mu = 3410.645 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





2,300

■ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.349 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

■ 사용 철근

Ast = 52696.800 mm²
Puse = 0.01268
1단 : H25-52Ea
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	-22886.836	1121.814	3350.266	3533.094	축력최대
UL26	-14315.653	3166.309	8552.790	9120.073	모멘트최대
UL22	-12676.287	20006.255	5551.564	20762.228	탄성설계
UL22	-12676.287	20006.255	5551.564	20762.228	소성설계
UE26	-10512.767	3410.645	8279.310	8954.299	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 5429.430 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 5429.430 x 1.022 = 5551.564 kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=5429.430) : [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	0.013	0.060	O.K	64523.752	22886.836	3533.094	2.819	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	37026.844	14315.653	9120.073	2.586	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	18037.330	12676.287	20762.228	1.423	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	32670.338	10512.767	8954.299	3.108	O.K

3) 기둥단면 검토

1 휨력최대 . (무재 33. UL002)

【 사용 하부 . 1/5 】

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa. fy=400MPa. k1=0.85. Φc=0.70. 철근=71.487도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	22886.836	3533.094	154.372

나 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² . Ast = 52696.80 mm² . Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²). d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²). d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Φ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1516487.941 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN. ∑Csi = 8093.479 kN. ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 154.372 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2252.316 mm. a = k1 x c = 1914.469 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3696006.204 - 84823.342 kN

∑Csi = 12384.906 kN. ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 84823.342 + 12384.906 - 0.000 = 97208.249 kN

Mn = Cc x 1071.665 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15005.633 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=154.366)| = 0.0065 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2252.316 mm. a = k1 x c = 1914.469 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2252.32) / 2252.32 = -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} = 92176.788 kN < Pn = 97208.249 kN

ΦPn = 0.70 x 92176.788 = 64523.752 kN ≥ Pu = 22886.836 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.154 = 9960.681 kN.m ≥ Mu = 3533.094 kN.m ∴ O.K

2 모멘트최대 . (부재 33, UL026)

[기둥 .. 하부 . 2/5]

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=69.685도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	14315.653	9120.073	637.070

나 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 948559.038 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN. ∑Csi = 8093.479 kN. ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 637.070 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1392.209 mm, a = k1 x c = 1183.378 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2154220.150 = 49439.352 kN

∑Csi = 8404.892 kN, ∑Tsi = 4948.754 kN

Pn = 49439.352 + 8404.892 - 4948.754 = 52895.491 kN

Mn = Cc x 1061.806 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 33698.396 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=637.075)| = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1392.209 mm, a = k1 x c = 1183.378 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1392.21) / 1392.21 = 0.00174

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} = 92176.788 kN ≥ Pn = 52895.491 kN

ΦPn = 0.70 x 52895.491 = 37026.844 kN ≥ Pu = 14315.653 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.637 = 23588.691 kN.m ≥ Mu = 9120.073 kN.m ∴ O.K

3. 탄성설계 : (부재 33, UL022)

[가동 : 하부 , 3/5]

가. 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=15.509도(좋립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	12676.287	20762.228	1637.879

나. 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 839934.204 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN. ∑Csi = 8093.479 kN. ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 1637.879 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 796.525 mm, a = k1 x c = 677.047 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1021115.132 = 23434.592 kN

∑Csi = 5705.587 kN, ∑Tsi = 11102.850 kN

Pn = 23434.592 + 5705.587 - 11102.850 = 18037.330 kN

Mn = Cc x 1090.570 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29543.107 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1637.887) | = 0.0076 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 18037.330 kN

ΦPn = 1.00 x 18037.330 = 18037.330 kN ≥ Pu = 12676.287 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.638 = 29542.970 kN.m ≥ Mu = 20762.228 kN.m ∴ O.K

4 편심최대 : (부재 33, UE026)

[기둥 : 하부 , 5:5]

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=67.611도(종립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	10512.767	8954.299	851.755

나 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 696578.783 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN. ∑Csi = 8093.479 kN. ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 851.755 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1196.759 mm, a = k1 x c = 1017.246 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1772789.195 = 40685.512 kN

∑Csi = 7608.486 kN, ∑Tsi = 7456.076 kN

Pn = 40685.512 + 7608.486 - 7456.076 = 40837.922 kN

Mn = Cc x 1069.206 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34783.905 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=851.755) | = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1196.759 mm, a = k1 x c = 1017.246 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1196.76) / 1196.76 = 0.00251

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

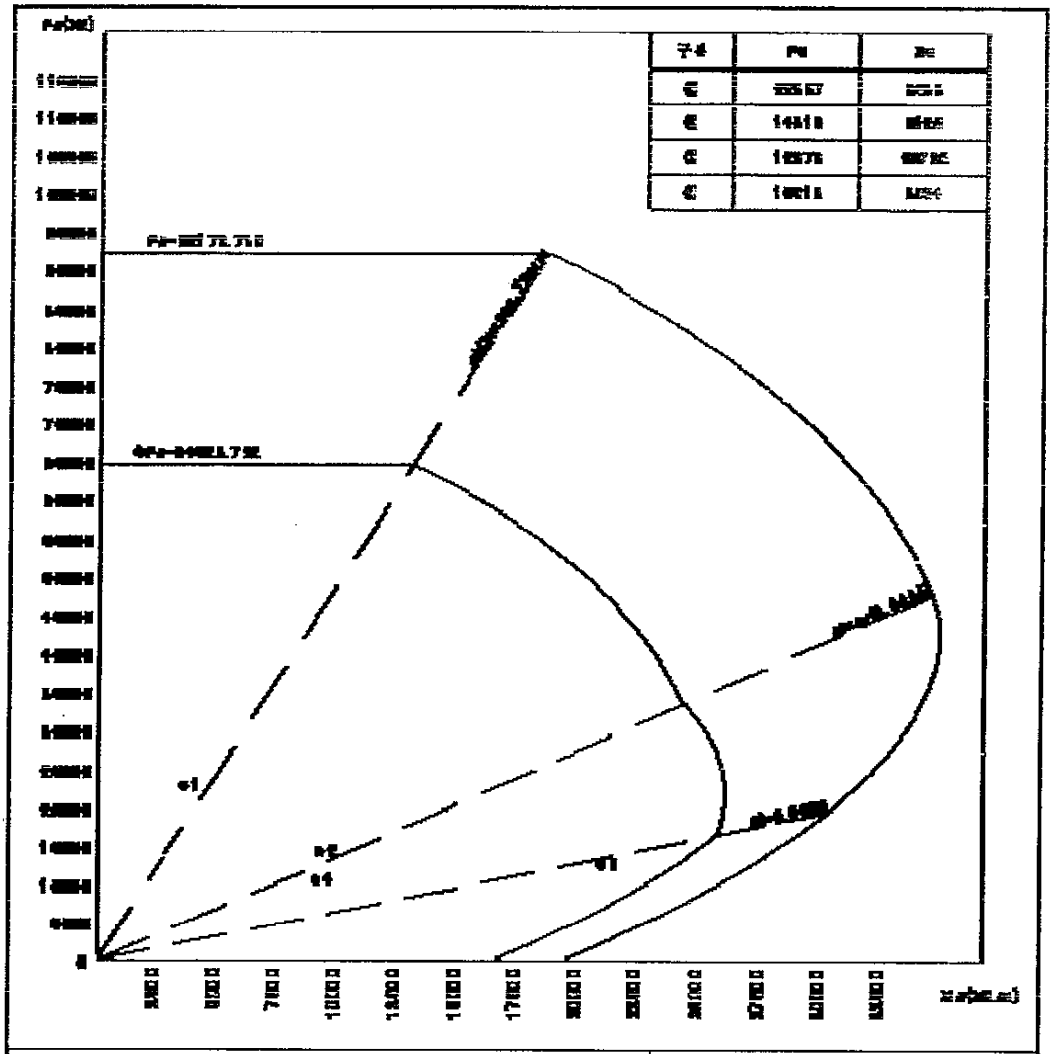
바 축방향력 및 휨에대한 검토

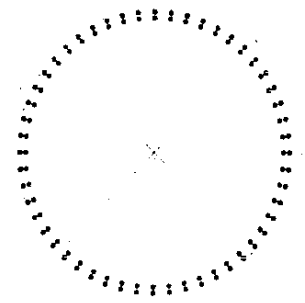
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 40837.922 kN

ΦPn = 0.80 x 40837.922 = 32670.338 kN ≥ Pu = 10512.767 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.852 = 27827.115 kN.m ≥ Mu = 8954.299 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





2,300

* 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.349 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근
Ast = 52696.800 mm²
Puse = 0.01268
1단 : H25-52Ea
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	-16117.780	-24196.061	680.265	1485.050	-70.634	0.00256	축력최대
UL026	-14877.950	-15773.842	1153.616	6437.820	-1456.687	0.00425	모멘트최대
UL022	-12398.292	-12398.292	9903.827	12897.117	2145.229	0.02402	탄성설계
UL022	-12398.292	-12398.292	4324.994	3871.224	2145.229	0.02402	소성설계
UE026	-11158.463	-12054.354	1614.289	6630.337	-1514.192	0.00416	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	0.013	0.060	O.K	64523.752	24198.061	1485.050	2.666	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	49701.832	15773.842	6437.820	3.151	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	32596.334	12398.292	12897.120	2.629	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	41300.581	12054.354	6630.340	3.426	O.K

3) 기둥단면 검토

ㅣ 축력최대 : (부재 34, UL003)

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	2187.349	24198.061	1485.050	61.371

㉡ 압축부재의 장주효과

ㄱ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 24198.061 x 0.00256 / (-70.838 x 12.875)

= 0.068

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 11.361 / 0.575

= 23.710 ≤ 28.503 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=680.265 , M2=1485.050)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.458) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1603370.064 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 61.371 mm)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2562.048 mm, a = k1 x c = 2177.741 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4069935.882 = 93405.028 kN

∑Csi = 13833.251 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 93405.028 + 13833.251 - 0.000 = 107238.279 kN

Mn = Cc x 1111.430 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6581.180 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=61.370) | = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2562.048 mm, a = k1 x c = 2177.741 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2562.05) / 2562.05 = -0.00042

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} = 92176.788 kN < Pn = 107238.279 kN

ΦPn = 0.70 x 92176.788 = 64523.752 kN ≥ Pu = 24198.061 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.061 = 3959.863 kN.m ≥ Mu = 1485.050 kN.m ∴ O.K

2. 모멘트최대 : (부재 34, JL026)

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	2187.349	15773.842	6437.820	408.133

나. 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15773.842 x 0.00425 / (1456.687 x 12.875)

= 0.004

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 11.361 / 0.575

= 23.710 ≤ 31.850 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=1153.616 , M2=6437.820)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.179) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1045179.035 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 408.133 mm)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1702.358 mm, a = k1 x c = 1447.005 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2752931.619 = 63179.781 kN

∑Csi = 9721.232 kN, ∑Tsi = 1898.396 kN

Pn = 63179.781 + 9721.232 - 1898.396 = 71002.617 kN

Mn = Cc x 1055.628 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 28978.518 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=408.133) | = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1702.358 mm, a = k1 x c = 1447.005 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1702.36) / 1702.36 = 0.00088

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} = 92176.788 kN ≥ Pn = 71002.617 kN

ΦPn = 0.70 x 71002.617 = 49701.832 kN ≥ Pu = 15773.842 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.408 = 20284.940 kN.m ≥ Mu = 6437.820 kN.m ∴ O.K

3. 탄성설계 : (부재 34, JL022)

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(휨압축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	12398.292	12897.120	1040.234

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12398.292 * 0.02402 / (2148.229 x 12.875)

= 0.011

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 11.361 / 0.575

= 23.710 ≤ 24.785 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=9903.827 , M2=12897.117)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.768) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 821514.180 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 1040.234 mm)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1055.400 mm, a = k1 x c = 897.090 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1500464.642 = 34435.664 kN

∑Csi = 6983.834 kN, ∑Tsi = 8823.163 kN

Pn = 34435.664 + 6983.834 - 8823.163 = 32596.334 kN

Mn = Cc x 1075.898 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 33907.839 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1040.235) | = 0.0011 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

ㅁ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 32596.334 kN

ΦPn = 1.00 x 32596.334 = 32596.334 kN ≥ Pu = 12398.292 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.040 = 33907.802 kN.m ≥ Mu = 12897.120 kN.m ∴ O.K

4 편심최대 : (부재 34, UE026)

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	2187.349	12054.354	6630.340	550.037

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12054.354 x 0.00416 / (1514.182 x 12.875)

= 0.003

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 11.361 / 0.575

= 23.710 ≤ 31.078 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=1614.289 , M2=6630.337)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.243) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.361 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 798724.755 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 550.037 mm)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1491.962 mm, a = k1 x c = 1268.168 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2348779.288 = 53904.485 kN

∑Csi = 8855.535 kN, ∑Tsi = 3759.189 kN

Pn = 53904.485 + 8855.535 - 3759.189 = 59000.830 kN

Mn = Cc x 1058.991 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32453.135 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=550.045) | = 0.0085 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바. 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1491.962 mm a = k1 x c = 1268.168 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.003300 x (dt-c) / c = 0.003300 x (2200.00 - 1491.96) / 1491.96 = 0.00142

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

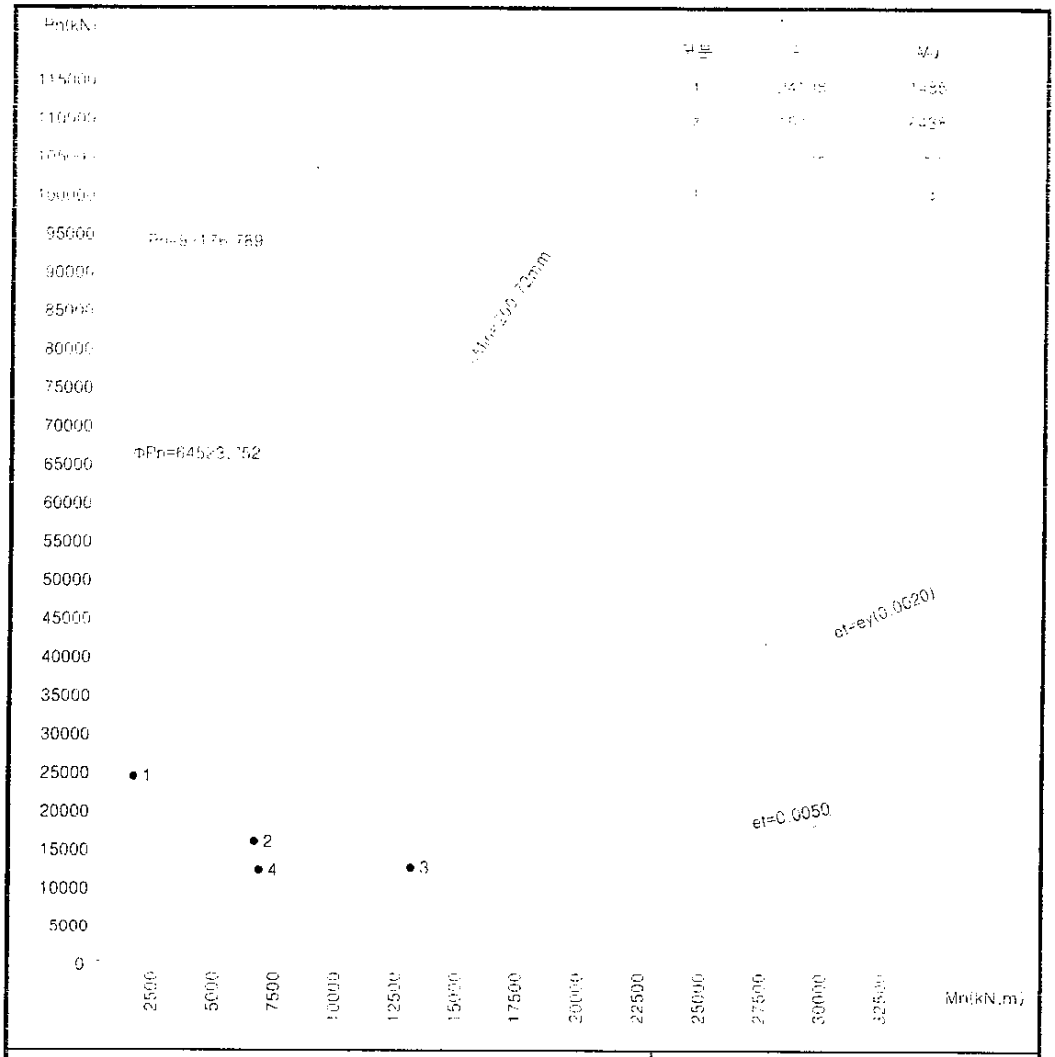
사. 축방향력 및 휨에대한 검토

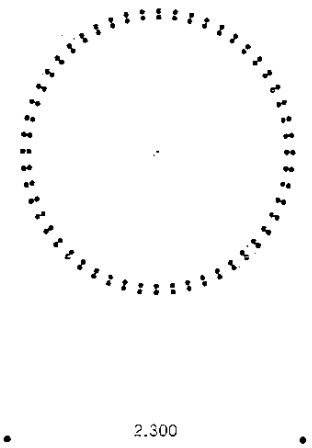
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 59000.830 kN

ΦPn = 0.70 x 59000.830 = 41300.581 kN ≥ Pu = 12054.354 kN O.K

ΦMn = ΦPn x 0.550 = 22716.845 kN.m ≥ Mu = 6630.340 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





■ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.349 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 52696.800 mm²
Puse = 0.01268
1단 : H25-52Ea
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	-16117.780	-24198.061	1129.982	1170.346	3.553	-0.00245	축력최대
ULB26	-14877.950	-14877.950	766.793	3016.236	738.985	0.00165	모멘트최대
ULB22	-12398.292	-12398.292	4782.431	18943.606	1663.734	0.03831	탄성설계
ULB22	-12398.292	-12398.292	2129.878	6853.600	1663.734	0.03951	소성설계
UEB26	-11158.463	-11158.463	525.713	3258.802	739.116	0.00217	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 설계축력, 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	0.013	0.060	O.K	64523.752	24198.061	1170.346	2.666	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	64325.157	14877.950	3025.312	4.324	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	19197.690	12398.292	19389.655	1.548	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	65904.025	11158.463	3268.608	5.906	O.K

3) 기둥단면 검토

ㅋ 축력최대 : (부재 34 (LE03)

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	2[illegible]349	24198.061	1170.346	48.365

ㄴ 압축부재의 장주효과

ㄱ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 24198.061 x -0.00245 / (3.553 x 12.875)

= 1.296

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정.타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.389 / 0.575

= 52.551 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 1.296)

= 1.000

※ Q가 0.6을 초과하므로 강성을 키워야 합니다. '콘크리트 구조설계기준' 6.5.4 (6)

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 1129.982

= 1129.982 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 1170.346

= 1170.346 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1603370.064 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 + 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 48.365 mm)

마. 중립축의 산정

반복시산법을 이용하여 c = 2624.712 mm, a = k1 x c = 2231.006 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 4118688.124 = 94523.892 kN

∑Csi = 14093.312 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 94523.892 + 14093.312 + 0.000 = 108617.205 kN

Mn = Cc x 1125.333 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5252.536 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=48.358) | = 0.0071 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바. 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2624.712 mm, a = k1 x c = 2231.006 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2624.71) / 2624.71 = -0.00049

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} = 92176.788 kN < Pn = 108617.205 kN

ΦPn = 0.70 x 92176.788 = 64523.752 kN ≥ Pu = 24198.061 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.048 = 3120.709 kN.m ≥ Mu = 1170.346 kN.m ∴ O.K

2 모멘트최대 : (부재 34, ULB26)

가 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	2187.349	14877.950	3025.312	203.342

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu·Δ / (Vu*Lc)

= 14877.950 x 0.00165 / (738.985 x 12.875)

= 0.003

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.389 / 0.575

= 52.551 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.003)

= 1.003

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.003 x 766.793

= 769.10 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.003 x 3016.236

= 3025.312 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 985816.989 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 지배 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 203.342 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2124.861 mm, a = k1 x c = 1806.132 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 3500214.738 = 80329.928 kN

∑Csi = 11633.169 kN, ∑Tsi = 70.016 kN

Pn = 80329.928 + 11633.169 - 70.016 = 91893.081 kN

Mn = Cc x 1063.574 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 18686.187 kN.m

편심오차 : | e - Mn/Pn(=203.347) | = 0.0051 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2124.861 mm, a = k1 x c = 1806.132 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2124.86) / 2124.86 = 0.00011

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 91893.081 kN

ΦPn = 0.70 x 91893.081 = 64325.157 kN ≥ Pu = 14877.950 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.203 = 13080.005 kN.m ≥ Mu = 3025.312 kN.m ∴ O.K

3 단성설계 : (부재 34, UL822)

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc= 0.6

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	12398.292	19389.655	1563.897

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12398.292 x 0.03951 / (1662.748 x 12.875)

= 0.023

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.389 / 0.575

= 52.551 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.023)

= 1.024

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.024 x 4782.451

= 4895.017 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.024 x 18943.693

= 19389.655 kN.m

다 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²) d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²) d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff , Ag , Aeff = Pu / {Φ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 821514.180 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

라 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm e = Mu/Pu = 1563.897 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 817.605 mm, a = k1 x c = 694.964 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 1058822.716 = 24299.981 kN

∑Csi = 5829.268 kN, ∑Tsi = 10931.559 kN

Pn = 24299.981 + 5829.268 - 10931.559 = 19197.690 kN

Mn = Cc x 1089.271 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30023.109 kN.m

- 편심오차 |e - Mn/Pn(=1563.892)| = 0.0056 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 19197.690 kN

ΦPn = 1.00 x 19197.690 = 19197.690 kN ≥ Pu = 12398.292 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.564 = 30023.216 kN.m ≥ Mu = 19389.655 kN.m ∴ O.K

4 편심최대 : (부재 34, UEB26)

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	2187.349	11158.463	3268.608	292.926

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 11158.463 x 0.002[illegible] / (739.116 x 12.875)

= 0.003

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.389 / 0.575

= 52.551 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 , 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.389 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.003)

= 1.003

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.003 x 525.713

= 527.295 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.003 x 3258.802

= 3268.608 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Φ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 739362.775 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 292.926 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1920.931 mm, a = k1 x c = 1632.792 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 3154397.755 = 72393.428 kN

∑Csi = 10661.455 kN, ∑Tsi = 674.852 kN

Pn = 72393.428 + 10661.455 - 674.852 = 82380.031 kN

Mn = Cc x 1056.782 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24131.807 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=292.933)| = 0.0064 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1920.931 mm, a = k1 x c = 1632.792 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1920.93) / 1920.93 = 0.00044

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

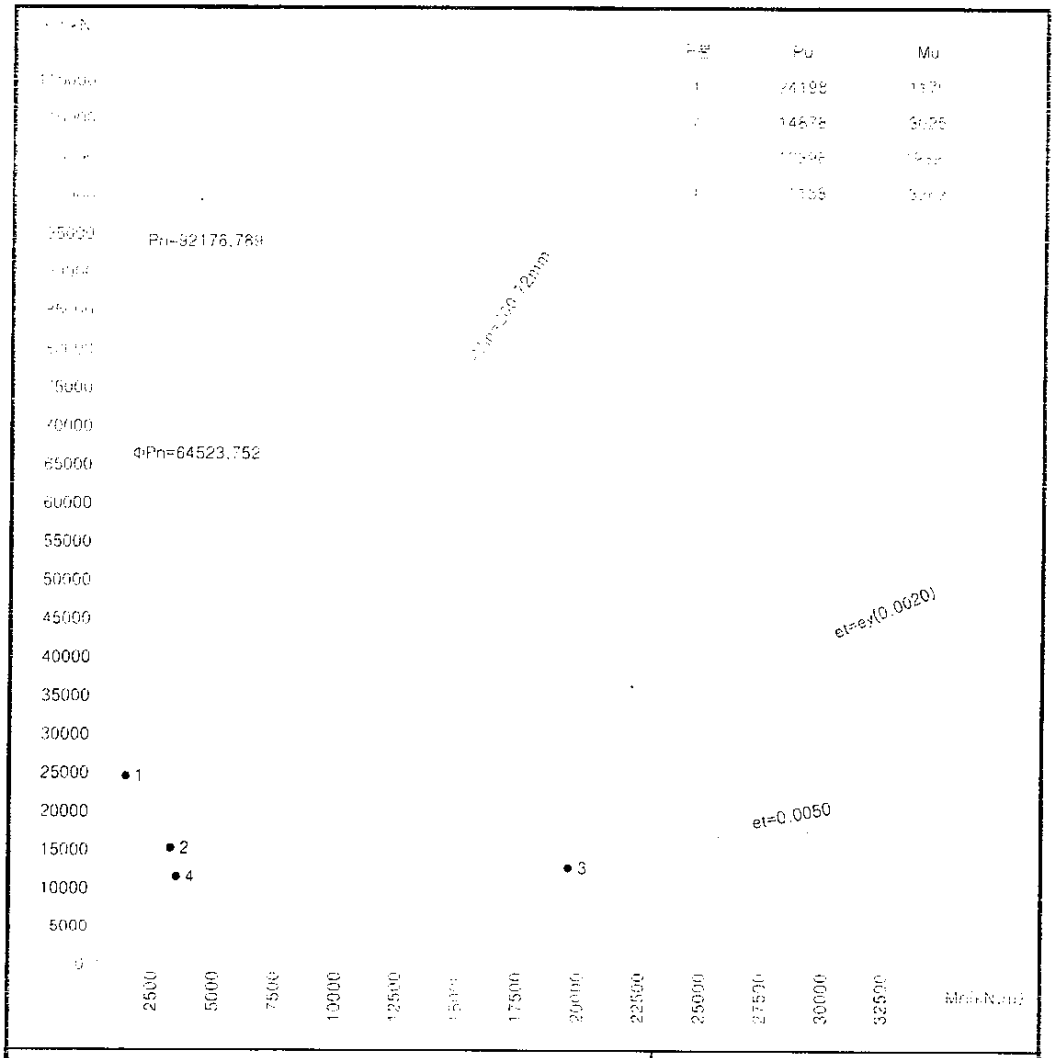
㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

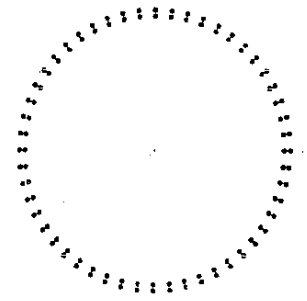
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 82380.031 kN

ΦPn = 0.80 x 82380.031 = 65904.025 kN ≥ Pu = 11158.463 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.293 = 19305.025 kN.m ≥ Mu = 3268.608 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





2.300

▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.349 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 52696.800 mm²
Puse = 0.01268
1단 : H25-52Ea
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	-24198.061	1129.982	1485.050	1866.074	축력최대
UL26	-15773.842	3025.312	6437.820	7113.230	모멘트최대
UL22	-12398.292	19389.655	3798.976	19758.313	탄성설계
UL22	-12398.292	19389.655	3798.976	19758.313	소성설계
UE26	-12054.354	3268.608	6630.340	7392.240	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 3711.600 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 3711.600 x 1.024 = 3798 976 kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=3711.600) : [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	0.013	0.060	O.K	64523.752	24198.061	1866.074	2.666	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	46984.970	15773.842	7113.230	2.979	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	18715.048	12398.292	19758.313	1.509	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	38132.530	12054.354	7392.240	3.163	O.K

3) 기둥단면 검토

ㅣ 축력최대 : (부재 34, UL003)

【 기둥 : 하부 1/5 】

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, e=52.782도(중립축각도)

파복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	24198.061	1866.074	77.117

나 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1603370.064 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 77.117 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2496.130 mm, a = k1 x c = 2121.711 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4006336.783 = 91945.429 kN

∑Csi = 13611.662 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 91945.429 + 13611.662 - 0.000 = 105557.091 kN

Mn = Cc x 1099.626 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8140.481 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=77.119)| = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2496.130 mm, a = k1 x c = 2121.711 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2496.13) / 2496.13 = -0.00036

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} = 92176.788 kN < Pn = 105557.091 kN

ΦPn = 0.70 x 92176.788 = 64523.752 kN ≥ Pu = 24198.061 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.077 = 4975.858 kN.m ≥ Mu = 1866.074 kN.m ∴ O.K

2. 모멘트최대 : (부재 34, UL026)

[가동 : 하부 2/5]

가. 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=64.830도(종립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	15773.842	7113.230	450.951

나. 철근비 검토

Ag = 4154756.09 mm² , Ast = 52696.80 mm² Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1045179.035 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용

다. 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm. ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 450.951 mm)

라. 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1632.018 mm, a = k1 x c = 1387.215 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2619186.227 = 60110.324 kN

∑Csi = 9439.008 kN, ∑Tsi = 2427.946 kN

Pn = 60110.324 + 9439.008 - 2427.946 = 67121.386 kN

Mn = Cc x 1056.325 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30268.706 kN.m

- 편심오차 , | e - Mn/Pn(=450.955) | = 0.0037 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마. 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1632.018 mm, a = k1 x c = 1387.215 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1632.02) / 1632.02 = 0.00104

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} = 92176.788 kN ≥ Pn = 67121.386 kN

ΦPn = 0.70 x 67121.386 = 46984.970 kN ≥ Pu = 15773.842 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.451 = 21187.919 kN.m ≥ Mu = 7113.230 kN.m ∴ O.K

3 단성설계 : (부재 34, UL022)

[기둥 : 하부 , 3,5]

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, 등가응력깊이계수=0.85(중립축깊이)

폭(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2167.349	12398.292	19758.313	1593.632

나 철근비 검토

Ag = 4154756.08 mm² , Ast = 52696.80 mm² , ρuse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 821514.180 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 1593.632 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 808.817 mm, a = k1 x c = 687.495 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1043069.077 = 23938.435 kN

∑Csi = 5778.493 kN, ∑Tsi = 11001.880 kN

Pn = 23938.435 + 5778.493 - 11001.880 = 18715.048 kN

Mn = Cc x 1089.811 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29825.025 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1593.639) | = 0.0069 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 18715.048 kN

ΦPn = 1.00 x 18715.048 = 18715.048 kN ≥ Pu = 12398.292 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.594 = 29824.897 kN.m ≥ Mu = 19758.313 kN.m ∴ O.K

4 편심최대 . (부재 34, UE026)

[기둥 . 하부 . 5/5]

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa k1=0.85, k2=0.70, θ=63.758도(중립축각도)

비복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	12054.354	7392.240	613.242

나 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² Ast = 52696.80 mm² , Puse = 0.01268

- 1단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0127) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 798724.755 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.410 mm, ab = k1 x cb = 1115.548 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8093.479 kN, ∑Tsi = 6094.747 kN

Pb = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 kN

Mb = Cc x 1064.545 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34503.891 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 720.963 mm, e = Mu/Pu = 613.242 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1417.596 mm, a = k1 x c = 1204.957 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2203816.464 = 50577.588 kN

∑Csi = 8523.699 kN, ∑Tsi = 4626.244 kN

Pn = 50577.588 + 8523.699 - 4626.244 = 54475.042 kN

Mn = Cc x 1061.023 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 33406.514 kN.m

- 편심오차 . | e - Mn/Pn(=613.244) | = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1417.596 mm, a = k1 x c = 1204.957 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1417.60) / 1417.60 = 0.00166

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

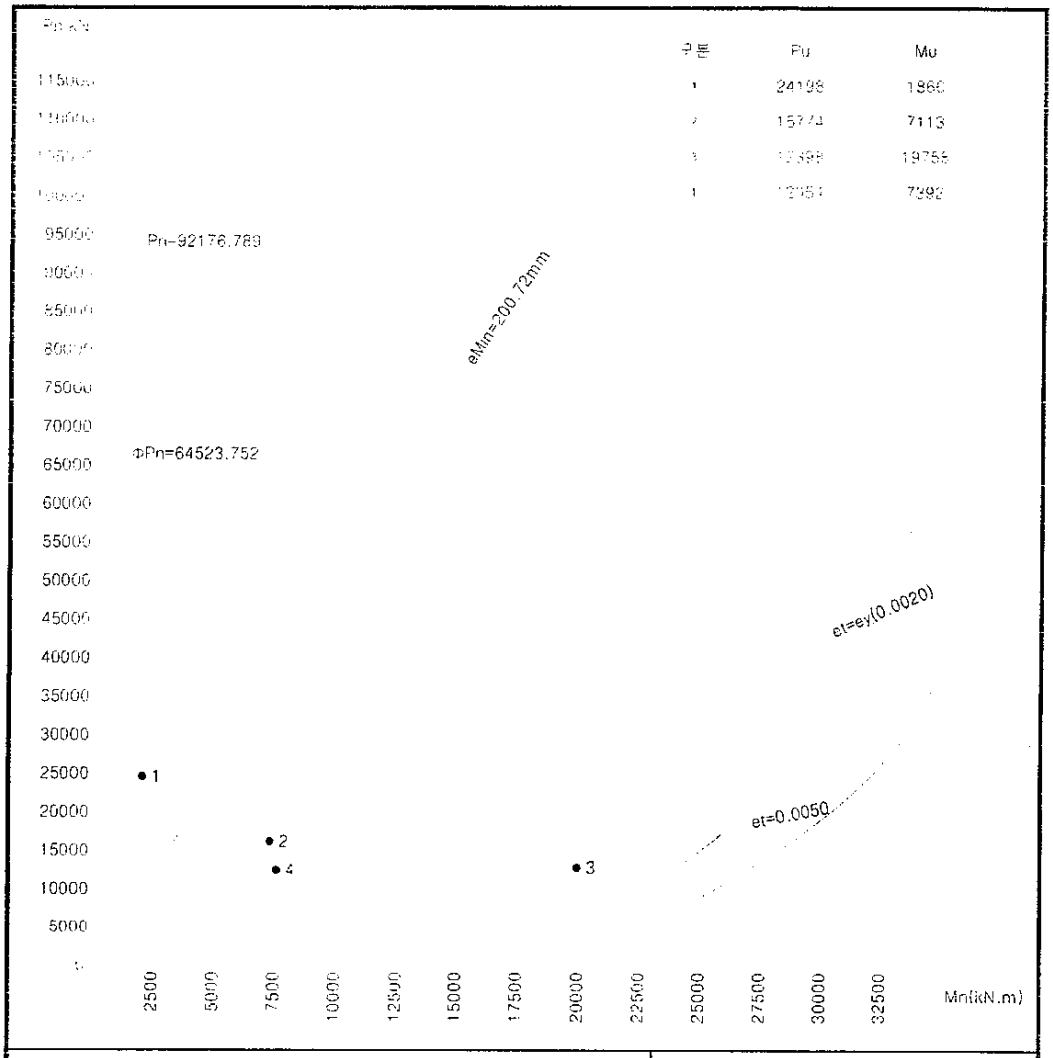
바 축방향력 및 휨에대한 검토

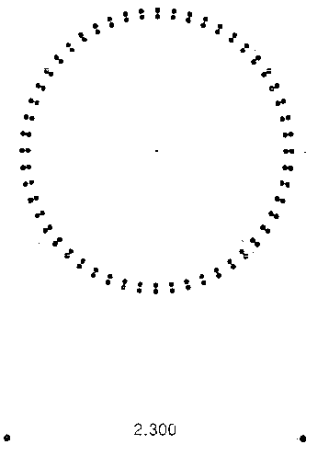
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92176.788 kN ≥ Pn = 54475.042 kN

ΦPn = 0.70 x 54475.042 = 38132.530 kN ≥ Pu = 12054.354 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.613 = 23384.480 kN.m ≥ Mu = 7392.240 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.349 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

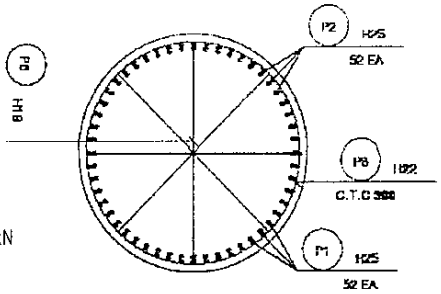
▣ 사용 철근

Ast = 52696.800 mm²
Puse = 0.01268
1단 : H25-52Ea
2단 : H25-52Ea

10.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL026 MAX 「기둥부재력 집계」 참조

교축방향	V =	0.523 kN
교축직각방향	V =	1978.434 kN
합성전단력	V =	1978.434 kN
휨빙향력	P =	15211.545 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 1978.434 / 0.80 = 2473.043 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 112.651 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 + 15211.545 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0

x 2300.000 x 1792.910

= 4505.158 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2252.579 kN < Vn ≤ Vc = 4505.158 ∴ 최소 전단 철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √27.0 x B x s / fy = 560.210 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 603.750 mm²

Av = max(Av1, Av2) = 603.750 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 300.0 mm, d = 1792.910 mm, fy = 400.0 MPa

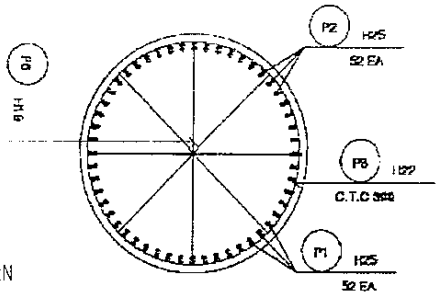
사용철근량 : H22 x 2EA = 774.200 mm²

→ 774.200 mm² ≥ 603.750 mm² ∴ O.K

10.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX. 기둥부재력 집계 참조

교축방향	V =	534.684 kN
교축직각방향	V =	2145.229 kN
합성전단력	V =	2210.858 kN
축방향력	P =	12398.292 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 2210.858 / 1.00 = 2210.858 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 112.651 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 + 12398.292 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0 x 2300.000 x 1792.910

= 4332.434 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2166 217 kN ≤ Vn ≤ Vc = 4332.434 kN ∴ 최소 전단철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √27.0 x B x s / fy = 560.210 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 603.750 mm²

Av = max(Av1, Av2) = 603.750 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 300.0 mm, d = 1792.910 mm, fy = 400.0 MPa

사용철근량 : H22 x 2EA = 774.200 mm²

→ 774.200 mm² ≥ 603.750 mm² ∴ O.K

10.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

1) 단부구역과 소성힌지구역와 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 = 11360.9 / 6 = 1893.5 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 25.0 = 150.0 mm

∴ 150.0 mm = 0.150 m

3) 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]

심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의

0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.

- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1150.0 mm

∴ 1150.0 mm = 1.150 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 mm
- 100.0 mm

∴ 575.0 mm = 0.575 m

11. 기 초 설 계

11.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

1. 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV021	16675.635	162.222	1688.429	18461.685	58154.308	1980.429	축력최대
SV026	11929.711	1648.695	7127.327	13715.761	43204.647	10094.978	모멘트최대
SV026	11929.711	1648.695	7127.327	13715.761	43204.647	10094.978	편심최대
SV022	12676.287	1880.451	14960.047	14462.337	45556.362	18344.859	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 6.300 x 6.300 x 1.800 x 25.000 = 1786.050 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 6.300 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.800 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV021	58154.308	1980.429	18461.685	29.365	0.107	1.050	O.K
SV026	43204.647	10094.978	13715.761	4.280	0.736	1.050	O.K
SV026	43204.647	10094.978	13715.761	4.280	0.736	1.050	O.K
SV022	45556.362	18344.859	14462.337	2.483	1.268	2.100	O.K

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A' + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SV021	18461.685	11077.011	162.222	68.283	1.500	O.K
SV026	13715.761	8229.457	1648.695	4.991	1.500	O.K
SV026	13715.761	8229.457	1648.695	4.991	1.500	O.K
SV022	14462.337	8677.402	1880.451	4.615	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV021	18461.685	56173.879	0.107	512.668	417.626	800.000	O.K
SV026	13715.761	33109.669	0.736	587.806	103.338	800.000	O.K
SV026	13715.761	33109.669	0.736	587.806	103.338	800.000	O.K
SV022	14462.337	27211.503	1.268	813.378	0.000	1200.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SV021, SV026, SV026

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SV022

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

■ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로써 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv 직접기초인 경우 kp 말뚝기초인 경우

kv 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√(6.300 x 6.300) / 0.3)^-¾) = 339.793 kN/m³

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 6.300 m)

B : 확대기초의 폭 (= 6.300 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.800 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

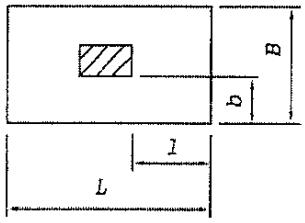
β = ⁴ √{(3 x 339.793) / (27804000.000 x 1.800³)} = 0.050 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.000,2.000) = 2.000

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 3.150

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 3.150



βλ = 0.050 x 2.000 = 0.100 ≤ 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	24198.061	70.838	1485.050	26519.926	83537.767	1612.559	축력최대
UL026	14315.653	1978.434	8552.792	16458.913	51845.576	12113.973	모멘트최대
UE026	10512.767	1920.940	8279.313	12120.212	38178.668	11737.005	편심최대
UL022	12676.287	1880.451	14960.047	14462.337	45556.362	18344.859	지진시
SV021	16675.635	162.222	1688.429	18461.685	58154.308	1980.429	축력최대
SV026	11929.711	1648.695	7127.327	13715.761	43204.647	10094.978	모멘트최대
SV026	11929.711	1648.695	7127.327	13715.761	43204.647	10094.978	편심최대
SV022	12676.287	1880.451	14960.047	14462.337	45556.362	18344.859	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 6.300 x 6.300 x 1.800 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 6.300 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.800 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
UL003	26519.926	81925.208	0.061	4453.285	3965.739	6.300
UL026	16458.913	39731.603	0.736	4443.814	781.237	6.300
UE026	12120.212	26441.663	0.968	3698.145	149.542	6.300
UL022	14462.337	27211.503	1.268	5124.284	0.000	5.645
SV021	18461.685	56173.879	0.107	3229.811	2631.042	6.300
SV026	13715.761	33109.669	0.736	3703.179	651.031	6.300
SV026	13715.761	33109.669	0.736	3703.179	651.031	6.300
SV022	14462.337	27211.503	1.268	5124.284	0.000	5.645

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SV021, SV026, SV026, UL003, UL026, UE026

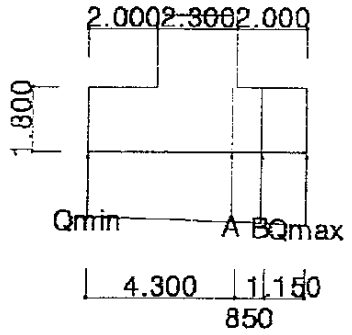
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SV022, UL022

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.150 x 1.800 x 6.300 x 25.000 = 326.025 kN

Ma = 2.131 x 1.800 x 6.300 x 25.000 x 2.131/2 = 643.710 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.131² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.131² x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SV021	3229.811	3027.275	3120.512	3651.435	7180.254	3325.410	6536.544
SV026	3703.179	2670.778	3146.041	3938.301	7626.982	3612.276	6983.273
SV026	3703.179	2670.778	3146.041	3938.301	7626.982	3612.276	6983.273
SV022	5124.284	3189.728	4080.295	5292.633	10170.910	4966.608	9527.201

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
UL003	4453.285	4288.371	4364.289	5070.105	9986.725	4646.272	9149.903
UL026	4443.814	3204.933	3775.249	4725.961	9152.378	4334.731	8379.927
UE026	3698.145	2497.816	3050.384	3880.404	7488.454	3586.981	6909.115
UL022	5124.284	3189.728	4080.295	5292.633	10170.910	4966.608	9527.201

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-자점부

* 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)
6300.00	1800.00	1700.00	100.00	9527.20	4966.61

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 24828.300 x 400.00 = 9931320.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 6300.000 = 144585.000 x a

T = C 이므로, a = 68.688 mm, c = 68.688 / β1 = 68.688 / 0.85 = 80.810 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1700.00 - 80.810) / 80.810 = 0.06011

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 16710.255\ mm^2$$

* 사용철근량 = 24828.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.486]

1단 : H25 - 49.0 EA (= 24828.3 mm²)

* 철근비 검토

As.temp = 0.0015 x 6300.0 x 1200.0 = 11340.000 mm²

As.req = 16710.255 mm²

ρmin = Max(16710.255, 11340.000) / bd = 0.00156

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00232

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족 ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 68.688 mm

ΦMn = 0.85 x 24828.300 x 400 x (1700.00 - a/2) = 14060.836 kN.m

≥ Mu (= 9527.201 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.476]

* 전단에 대한 검토 (d = 1700.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 6300.00 x 1700.00 = 7420.106 kN

≥ Vu (= 4966.608 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 도로교설계기준 P.252,

단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : H25 - 51.0 EA

H22 - 51.0 EA = 45583.800 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1800.0 x 6300.0 = 17010.0 ㎟ < 45583.8 ㎟

(45583.800 / 6.300) = 7235.524 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎜ 이상 도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254,

사용철근량 : H25 - 51.0 EA = 19742.100 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 19742.100 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 6983.273 \times 1000000 / [24828.300 \times (1700.000 - 279.914/3)]$

$= 175.057$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x24828.300/6300.0 + 7x24828.300/6300.0 \times \sqrt{[(1 + 2x6300.0x1700.0/(7x24828.300)]}$

$= 279.914$ mm

사용철근량 = 24828.3 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

1단 : H25 - 49.0 EA (= 24828.3 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 175.06) - 2.5 x 87.50 = 231.10 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 175.06) = 359.86 ㎜

Sa는 작은 값인 231.10 ㎜ 를 적용

S = 6300.00 / 49.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 231.10 ㎜) ∴ 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
SVB25	16304.484	801.480	-1214.107	18090.534	56985.182	311.443	축력최대
SVB26	12676.287	633.506	-2630.675	14462.337	45556.362	1490.364	모멘트최대
SVB26	12676.287	633.506	-2630.675	14462.337	45556.362	1490.364	편심최대
SVB22	12676.287	1756.656	19566.118	14462.337	45556.362	22728.098	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다

$\sum V = P + W$, $W = 6.300 \times 6.300 \times 1.800 \times 25.000 = 1786.050$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 6.300$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 1.800$ m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB25	56985.182	311.443	18090.534	182.972	0.017	1.050	O.K
SVB26	45556.362	1490.364	14462.337	30.567	0.103	1.050	O.K
SVB26	45556.362	1490.364	14462.337	30.567	0.103	1.050	O.K
SVB22	45556.362	22728.098	14462.337	2.004	1.572	2.100	O.K

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

3 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN). 다만 부력을 뺀 값으로 한다

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SVB25	18090.534	10854.320	501.480	21.645	1.500	O.K
SVB26	14462.337	8677.402	633.506	13.697	1.500	O.K
SVB26	14462.337	8677.402	633.506	13.697	1.500	O.K
SVB22	14462.337	8677.402	1756.656	4.940	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB25	18090.534	56673.739	0.017	463.269	448.323	800.000	O.K
SVB26	14462.337	44065.997	0.103	400.144	328.620	800.000	O.K
SVB26	14462.337	44065.997	0.103	400.144	328.620	800.000	O.K
SVB22	14462.337	22828.263	1.572	969.555	0.000	1200.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SVB25, SVB26, SVB26

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SVB22

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 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	24198.061	3.553	1129.982	26519.926	83537.767	1136.377	축력최대
UEB26	11408.659	760.076	-3400.413	13016.104	41000.728	2032.276	모멘트최대
UEB26	11408.659	760.076	-3400.413	13016.104	41000.728	2032.276	편심최대
ULB22	12676.287	1756.656	19566.118	14462.337	45556.362	22728.098	지진시
SVB25	16304.484	501.480	-1214.107	18090.534	56985.182	311.443	축력최대
SVB26	12676.287	633.506	-2630.675	14462.337	45556.362	1490.364	모멘트최대
SVB26	12676.287	633.506	-2630.675	14462.337	45556.362	1490.364	편심최대
SVB22	12676.287	1756.656	19566.118	14462.337	45556.362	22728.098	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 6.300 x 6.300 x 1.800 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 6.300 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 1.800 m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB03	26519.926	82401.390	0.043	4381.300	4037.724	6.300
UEB26	13016.104	38968.452	0.156	2373.271	1758.826	6.300
UEB26	13016.104	38968.452	0.156	2373.271	1758.826	6.300
ULB22	14462.337	22828.263	1.572	6108.194	0.000	4.735
SVB25	18090.534	56673.739	0.017	2918.595	2824.432	6.300
SVB26	14462.337	44065.997	0.103	2520.910	2070.308	6.300
SVB26	14462.337	44065.997	0.103	2520.910	2070.308	6.300
SVB22	14462.337	22828.263	1.572	6108.194	0.000	4.735

註) B 기초의 폭원 (6.300m), M = Mx-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right),\ Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SVB25, SVB26, SVB26, ULB03, UEB26, UEB26

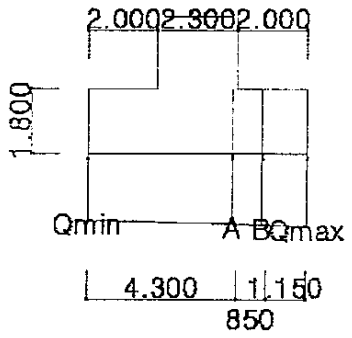
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SVB22, ULB22

'3 기초의 단면력 계산



가 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.150 x 1.800 x 6.300 x 25.000 = 326.025 kN

Ma = 2.131 x 1.800 x 6.300 x 25.000 x 2.131/2 = 643.710 kN.m

나 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.131^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.131^2 x 2/3

다 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB25	2918.595	2886.744	2901.406	3346.500	6602.797	3020.475	5959.088
SVB26	2520.910	2368.492	2438.657	2851.751	5608.570	2525.726	4964.860
SVB26	2520.910	2368.492	2438.657	2851.751	5608.570	2525.726	4964.860
SVB22	6108.194	3359.410	4624.805	6171.475	11788.701	5845.450	11144.992

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

라 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB03	4381.300	4265.084	4318.584	5002.433	9860.135	4578.601	9023.313
UEB26	2373.271	2165.432	2261.110	2664.769	5231.397	2371.346	4652.059
UEB26	2373.271	2165.432	2261.110	2664.769	5231.397	2371.346	4652.059
ULB22	6108.194	3359.410	4624.805	6171.475	11788.701	5845.450	11144.992

※ 계수단면력 = 지반반력에 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)
6300.00	1800.00	1700.00	100.00	11144.99	5845.45

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 25841.700 x 400.00 = 10336680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 6300.000 = 144585.000 x a

T = C 이므로, a = 71.492 mm, c = 71.492 / β1 = 71.492 / 0.85 = 84.108 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1700.00 - 84.108) / 84.108 = 0.05764

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 식 1에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 19594.400 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 25841.7 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.319]

1단 : H25 - 51.0 EA (= 25841.7 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 6300.0 x 1200.0 = 11340.000 mm²

As,req = 19594.400 mm²

ρmin = Max(19594.400, 11340.000) / bd = 0.00163

ρmax = 0.714 x ρb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x (600 / (600 + fy)) = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00241

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.492 mm

ΦMn = 0.85 x 25841.700 x 400 x (1700.00 - a/2) = 14622.432 kN.m

≥ Mu (= 11144.992 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.312]

* 전단에 대한 검토 (d = 1700.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 6300.00 x 1700.00 = 7420.106 kN

≥ Vu (= 5845.450 kN) . 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 도로교설계기준 P 252

단. 단위M당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : H25 - 49.0 EA

H22 - 49.0 EA = 43796.200 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1800.0 x 6300.0 = 17010.0 ㎟ < 43796.2 ㎟

(43796.200 / 6.300) = 6951.778 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축.온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 도로교설계기준 4.3.9. 철도설계기준 P.254.

사용철근량 : H25 - 49.0 EA = 18967.900 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 18967.900 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 5959.088 \times 1000000 / [25841.700 \times (1700.000 - 285.052/3)]$

$= 143.677$ MPa

$\chi = -nA_s/b + nA_s/b\sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$

$= -7 \times 25841.700/6300.0 + 7 \times 25841.700/6300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 6300.0 \times 1700.0/(7 \times 25841.700)]}$

$= 285.052$ mm

사용철근량 = 25841.7 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 51.0 EA (= 25841.7 ㎟)

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 / 143.68) - 2.5 x 87.50 = 329.35 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 143.68) = 438.48 mm

Sa는 작은 값인 329.35 mm 를 적용

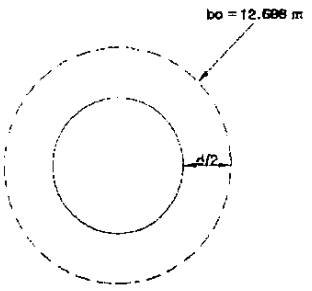
S = 6300.00 / 51.0 EA = 123.53 ≤ Sa (= 329.35 mm) ∴ O.K

12. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) -24198.061 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 12.566 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 12.566 x 1.700
= 55502.271 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 1.700)/(2 · 12.566)) x √(27) x 12.566 x 1.700
= 68557.025 kN

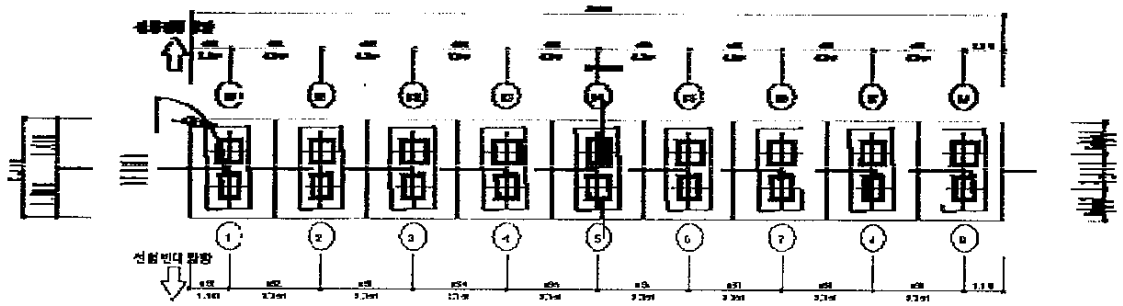
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 12.566 x 1.700
= 37001.514 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.80 x 37001.514 = 29601.211 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

13. 교량 받침부 검토



13.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 44.996 = 424.982 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 30.099 = 350.497 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	424.982	560.000	460.000	614.828	O.K
2	424.982	560.000	460.000	614.828	O.K
3	424.982	560.000	460.000	614.829	O.K
4	424.982	560.000	460.000	614.829	O.K
5	424.982	550.000	600.000	618.327	O.K
6	424.982	560.000	460.000	614.829	O.K
7	424.982	560.000	460.000	614.829	O.K
8	424.982	560.000	460.000	614.830	O.K
9	424.982	560.000	460.000	614.830	O.K
10	350.497	550.000	600.000	616.553	O.K
11	350.497	550.000	600.000	616.617	O.K
12	350.497	550.000	600.000	616.681	O.K
13	350.497	550.000	600.000	616.745	O.K
14	350.497	600.000	550.000	592.162	O.K
15	350.497	550.000	600.000	616.875	O.K
16	350.497	550.000	600.000	616.940	O.K
17	350.497	550.000	600.000	617.006	O.K
18	350.497	550.000	600.000	621.002	O.K

13.2 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

$= (200 + 1.67 \times 75.126 + 6.66 \times 13.085) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2)$

$= 412.608$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1400 - 0 - 50 = 1350$ mm ≥ 413 mm $\therefore$ O.K

13.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1900.000	1669.342	O.K	271.763	184.780	O.K
SHOE 2	1900.000	1638.470	O.K	271.763	185.050	O.K
SHOE 3	1900.000	1557.692	O.K	271.763	185.450	O.K
SHOE 4	1900.000	1538.862	O.K	271.763	185.630	O.K
SHOE 5	1900.000	1586.379	O.K	271.763	185.990	O.K
SHOE 6	1900.000	1612.551	O.K	271.763	185.800	O.K
SHOE 7	1900.000	1632.545	O.K	271.763	185.330	O.K
SHOE 8	1900.000	1653.979	O.K	271.763	184.850	O.K
SHOE 9	1900.000	1759.428	O.K	271.763	184.590	O.K
SHOE 10	1750.000	1283.113	O.K	258.822	209.180	O.K
SHOE 11	1750.000	1295.510	O.K	258.822	209.560	O.K
SHOE 12	1750.000	1247.427	O.K	258.822	210.040	O.K
SHOE 13	1750.000	1211.298	O.K	258.822	210.480	O.K
SHOE 14	1750.000	1136.384	O.K	258.822	210.670	O.K
SHOE 15	1750.000	1203.443	O.K	258.822	210.450	O.K
SHOE 16	1750.000	1251.499	O.K	258.822	209.910	O.K
SHOE 17	1750.000	1312.438	O.K	258.822	209.330	O.K
SHOE 18	1750.000	1407.872	O.K	258.822	208.930	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

13.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1669.342	115.143	138.932	1359.695	1707.470	
2	1638.470	115.165	139.135	1359.696	1867.354	
3	1557.692	115.060	139.436	1359.696	1867.354	
4	1538.862	114.827	139.722	1359.696	1867.354	
5	1586.379	114.647	306.871	1499.696	1862.354	
6	1612.551	114.594	139.699	1359.697	1867.355	
7	1632.545	114.617	139.346	1359.697	1867.355	
8	1653.979	114.466	138.985	1359.697	1867.355	
9	1759.428	114.135	138.789	1359.697	1707.470	
10	1283.113	131.586	157.278	1495.813	1700.345	
11	1295.510	131.617	157.564	1495.876	1858.446	
12	1247.427	131.496	157.925	1495.940	1858.510	
13	1211.298	131.226	158.256	1496.005	1858.575	
14	1136.384	131.023	306.871	1446.062	1883.632	
15	1203.443	130.962	158.233	1496.134	1858.704	
16	1251.499	130.985	157.827	1496.200	1858.770	
17	1312.438	130.812	157.391	1496.266	1858.836	
18	1407.872	130.421	157.090	1500.262	1697.471	

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	2236.648	4369.200	O.K	2625.649	3773.400	O.K
2	2207.240	4369.200	O.K	2593.496	3773.400	O.K
3	2189.380	4369.200	O.K	2505.414	3773.400	O.K
4	2110.072	4369.200	O.K	2486.079	3773.400	O.K
5	2166.771	4369.200	O.K	3427.531	3773.400	O.K
6	2179.271	4369.200	O.K	2567.830	3773.400	O.K
7	2198.524	4369.200	O.K	2589.083	3773.400	O.K
8	2218.193	4369.200	O.K	2609.893	3773.400	O.K
9	2317.233	4369.200	O.K	2724.895	3773.400	O.K
10	1966.061	4369.200	O.K	2191.113	3773.400	O.K
11	1978.200	4369.200	O.K	2282.136	3773.400	O.K
12	1931.287	4369.200	O.K	2231.928	3773.400	O.K
13	1895.043	4369.200	O.K	2194.534	3773.400	O.K
14	1777.798	4369.200	O.K	2967.486	3773.400	O.K
15	1886.094	4369.200	O.K	2185.879	3773.400	O.K
16	1932.521	4369.200	O.K	2235.807	3773.400	O.K
17	1990.267	4369.200	O.K	2299.557	3773.400	O.K
18	2082.637	4369.200	O.K	2316.878	3773.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	639.683	5759.400	O.K	771.846	5759.400	O.K
2	639.808	5759.400	O.K	772.974	5759.400	O.K
3	639.223	5759.400	O.K	774.645	5759.400	O.K
4	637.928	5759.400	O.K	776.232	5759.400	O.K
5	636.926	5759.400	O.K	1704.837	5759.400	O.K
6	636.633	5759.400	O.K	776.107	5759.400	O.K
7	636.759	5759.400	O.K	774.144	5759.400	O.K
8	635.923	5759.400	O.K	772.139	5759.400	O.K
9	634.085	5759.400	O.K	771.053	5759.400	O.K
10	731.036	5759.400	O.K	873.768	5759.400	O.K
11	731.203	5759.400	O.K	875.355	5759.400	O.K
12	730.535	5759.400	O.K	877.360	5759.400	O.K
13	729.031	5759.400	O.K	879.198	5759.400	O.K
14	727.903	5759.400	O.K	1704.837	5759.400	O.K
15	727.569	5759.400	O.K	879.073	5759.400	O.K
16	727.694	5759.400	O.K	876.817	5759.400	O.K
17	726.734	5759.400	O.K	874.394	5759.400	O.K
18	724.561	5759.400	O.K	872.723	5759.400	O.K

13.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 14

1 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1136.384 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

Hx2 = 174.260 / 1.33 = 131.023 kN

∴ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 131.023 kN를 적용한다

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

B/D = 24.640 / 6.340 = 3.886 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (24.640 / 6.340)] x 6.340 = 20.4 kN/m ≥ 6.0 이므로

Hy1 = 20.432 x 75.096 / 2 / 2EA / 1.25 = 306.871 kN

Hy2 = 210.670 / 1.33 = 158.398 kN

∴ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 306.871 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 600.000 mm b1y = 550.000 mm

b2x = 896.062 mm b2y = 1375.140 mm

bcx = 2 x b2x = 1792.124 mm < 5 x b1x = 3000.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2750.280 mm > 5 x b1y = 2750.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 600.000/1792.124) x 1136.384 x 10^3 /180.000

= 1049.895 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 550.000/2750.000) x 1136.384 x 10^3 /180.000

= 1262.649 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 131.023 x 10^3 / 180.000

= 727.903 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 306.871 x 10^3 / 180.000

= 1704.837 mm^2

4 철근 보강 범위

교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 600.000 + 1375.140 = 1975.140 mm

여기서, 교점중심에서의 연단거리 896.062 mm가 Bxo/2 = 987.570 mm보다 작으므로 수정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 896.062 + (600.000+1375.140)/2 = 1883.632 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 550.000 + 896.062 = 1446.062 mm

5 철근량 산정

교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1262.649 + 1704.837 = 2967.486 mm²

Bxo = 1883.632 mm 범위내에서 H16 - 19 EA

As = 198.600 x 19 = 3773.400 mm² ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1049.895 + 727.903 = 1777.798 mm²

Byo = 1446.062 mm 범위내에서 H16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm² ∴ O.K

13.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 14

(1) 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 306.871 x 10^3 / 180.000 = 1704.837 mm²

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm² ∴ O.K

(2) 교축방향

As1 = Hx/fsa = 131.023 x 10^3 / 180.000 = 727.903 mm²

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm² ∴ O.K

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 교량현사 [illegible]

1.2 해석 대상 교량 총연장 :
[illegible]

1.3 교 [illegible]

1.4 교각형식
[illegible]

1.5 교각기초형식 : 직접기초 + 파일기초

1.6 내진설계상수
(1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 p.456)
(2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 p.456)
(3) 위험도계수 : I = 1.4 (도로교 설계기준 p.456)
(2) 가속도계수 : A = 0.154 (도로교 설계기준 p.455)
(3) 지반계수 : S = 1.2 (지반종류 2, 도로교 설계기준 p.457)
(4) 응답수정계수 (도로교 설계기준 p.458)
(5) 고유치 해석방법 : Ritz Vector
(6) 감쇠형식 : 탄성감쇠

1.7 해석방법

(1) 해석방법 선정
다경로의 스펙트럼 해석
(2) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델
(1) 사용프로그램 : SAP2000
(2) 모델링 : Frame요소사용
(3) 질량산정 : 1.2차 고정하중 및 지점침 의 요소에
단위길이당 분포질량으로 입력

2. 단면특성

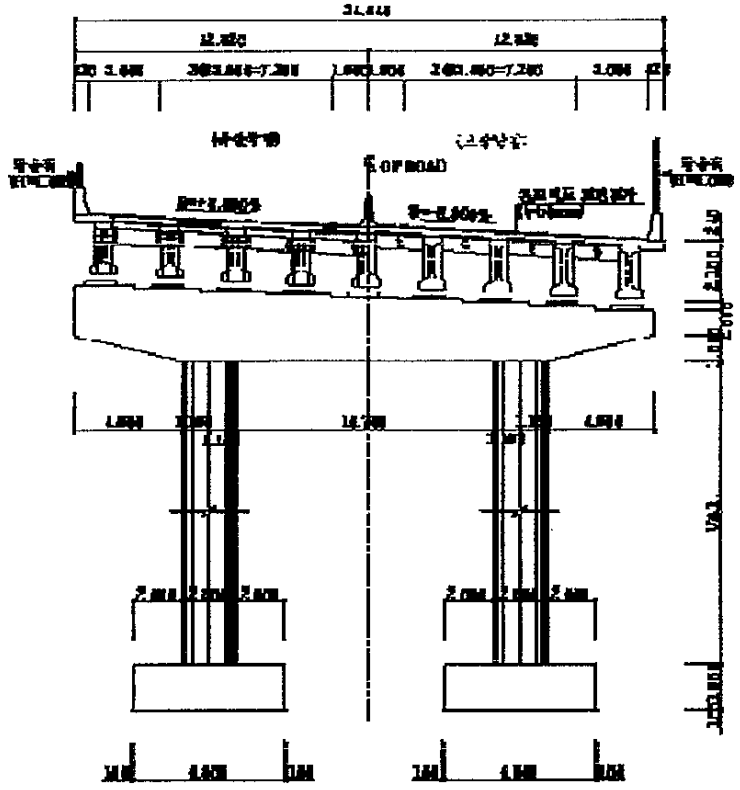
2.1 상부구조

: 상부구조는 개량형 PSC BEAM교로 이루어져 있으며 교폭은 24.640 이다

상부구조의 일반도는 아래와 같다.

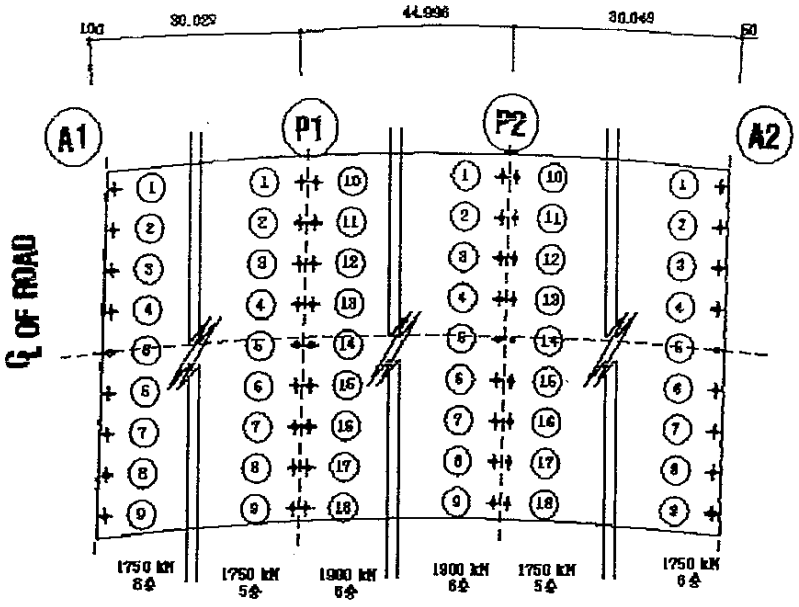
2.2 하부구조

: 하부구조는 다주형교각으로 구성되어져 있으며 개략적인 제원은 다음과 같다.



2.3 적용 받침 특성

1) 받침배치



* SAP2000 NLLINK - PROPERTY

```
NLPROP
 NAME=P175H5   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=605000  CE=0
  DOF=U2  KE=2875  CE=0
  DOF=U3  KE=2875  CE=0
 NAME=P175H6   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=504200  CE=0
  DOF=U2  KE=2396  CE=0
  DOF=U3  KE=2396  CE=0
 NAME=P190H6   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=584300  CE=0
  DOF=U2  KE=2516  CE=0
  DOF=U3  KE=2516  CE=0
```

* SAP2000 NLLINK : 를 사용하여 각 받침 모델링

2.4 항복유효 단면2차모멘트

■ 항복유효 단면2차모멘트 I_e 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

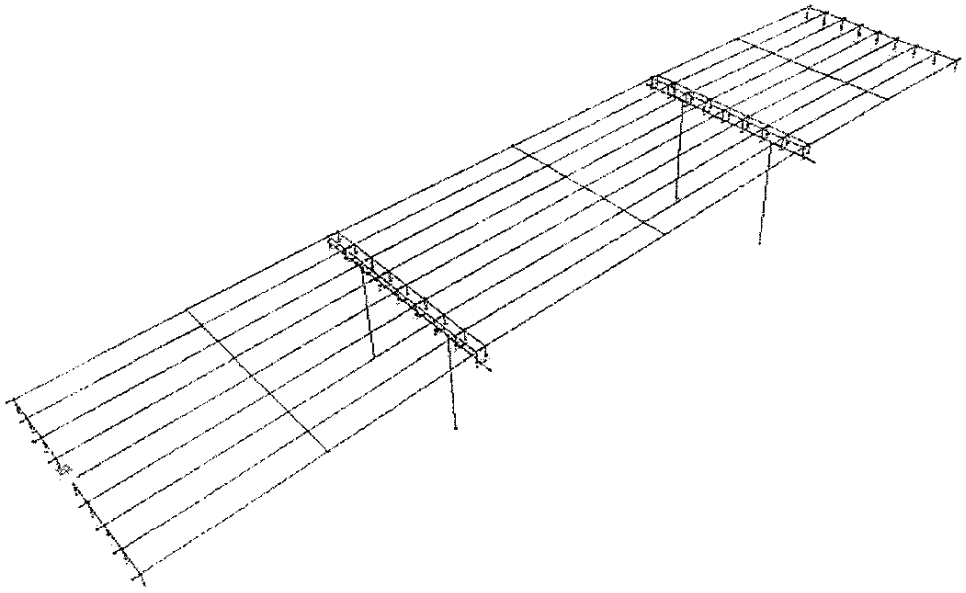
구 분	단위	P1L	P1R	P2L	P2R
기둥직경	mm	2300	2300	2300	2300
단면적 Ag	mm²	4154756.28	4154756.28	4154756.28	4154756.28
단면2차모멘트 Ig	mm⁴	1,373,666,296,521	1,373,666,296,521	1,373,666,296,521	1,373,666,296,521
콘크리트강도	MPa	27	27	27	27
계수축력	kN	12634.463	12144.758	12817.352	12543.822
사용철근량	mm²	52696.8	52696.8	52696.8	52696.8
축방향철근비 ρl		0.01268	0.01268	0.01268	0.01268
항복유효 단면 2차모멘트 Iy,eff	mm⁴	567,162,451,980	564,455,723,078	568,159,839,318	566,665,464,830
Iy,eff/Ig		0.413	0.411	0.414	0.413

3. 구조해석

3.1 MODELING

복현1교의 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

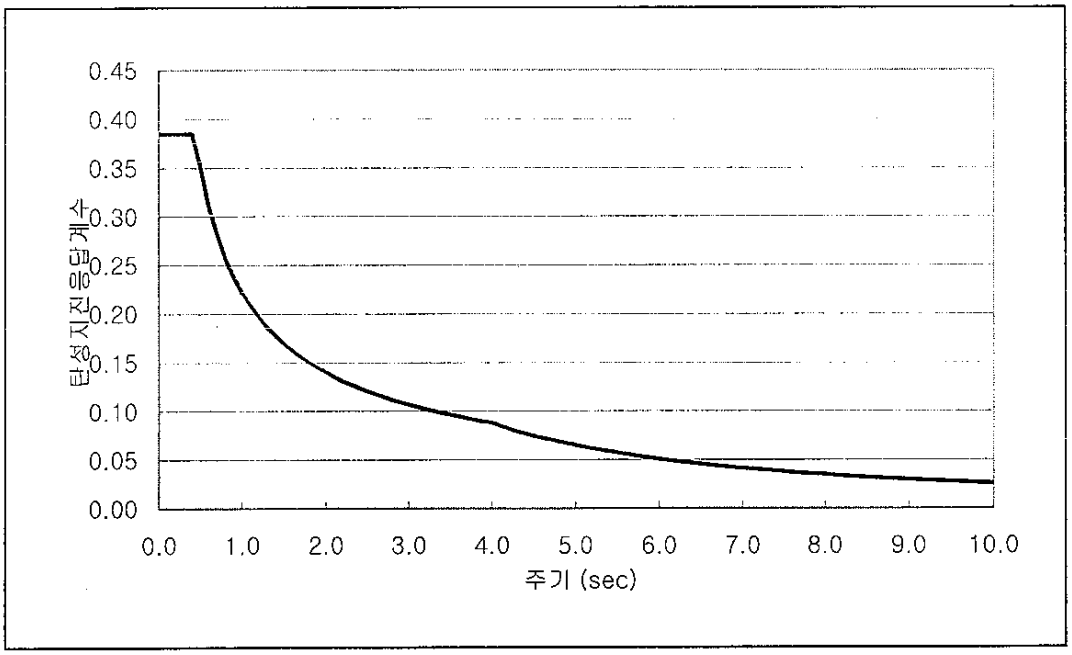
① $T \leq 4.0$ sec

$$Cs = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \quad \leq \quad 2.5 \times A$$

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/sec^2)	비고
0.0000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.1000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.2000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.3000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.4000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.5000	0.1540	1.2000	0.3520	3.4533	
0.6000	0.1540	1.2000	0.3117	3.0581	
0.7000	0.1540	1.2000	0.2813	2.7594	
0.8000	0.1540	1.2000	0.2573	2.5244	
0.9000	0.1540	1.2000	0.2379	2.3338	
1.0000	0.1540	1.2000	0.2218	2.1755	
1.1000	0.1540	1.2000	0.2081	2.0415	
1.2000	0.1540	1.2000	0.1964	1.9265	
1.3000	0.1540	1.2000	0.1862	1.8264	
1.4000	0.1540	1.2000	0.1772	1.7383	
1.5000	0.1540	1.2000	0.1692	1.6602	
1.6000	0.1540	1.2000	0.1621	1.5903	
1.7000	0.1540	1.2000	0.1557	1.5273	
1.8000	0.1540	1.2000	0.1499	1.4702	
1.9000	0.1540	1.2000	0.1446	1.4181	
2.0000	0.1540	1.2000	0.1397	1.3705	
2.1000	0.1540	1.2000	0.1352	1.3266	
2.2000	0.1540	1.2000	0.1311	1.2861	
2.3000	0.1540	1.2000	0.1273	1.2485	
2.4000	0.1540	1.2000	0.1237	1.2136	
2.5000	0.1540	1.2000	0.1204	1.1810	
2.6000	0.1540	1.2000	0.1173	1.1505	
2.7000	0.1540	1.2000	0.1144	1.1220	
2.8000	0.1540	1.2000	0.1116	1.0951	
2.9000	0.1540	1.2000	0.1090	1.0698	
3.0000	0.1540	1.2000	0.1066	1.0459	
3.2000	0.1540	1.2000	0.1021	1.0018	
3.4000	0.1540	1.2000	0.0981	0.9621	
3.6000	0.1540	1.2000	0.0944	0.9262	
3.8000	0.1540	1.2000	0.0911	0.8934	
4.0000	0.1540	1.2000	0.0880	0.8633	
4.2500	0.1540	1.2000	0.0805	0.7900	
4.5000	0.1540	1.2000	0.0746	0.7321	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec²)	비고
4.7500	0.1540	1.2000	0.0694	0.6811	
5.0000	0.1540	1.2000	0.0648	0.6361	
5.2500	0.1540	1.2000	0.0608	0.5960	
5.5000	0.1540	1.2000	0.0571	0.5602	
5.7500	0.1540	1.2000	0.0538	0.5280	
6.0000	0.1540	1.2000	0.0508	0.4988	
6.2500	0.1540	1.2000	0.0482	0.4724	
6.5000	0.1540	1.2000	0.0457	0.4483	
6.7500	0.1540	1.2000	0.0435	0.4263	
7.0000	0.1540	1.2000	0.0414	0.4062	
7.2500	0.1540	1.2000	0.0395	0.3876	
7.5000	0.1540	1.2000	0.0378	0.3705	
7.7500	0.1540	1.2000	0.0361	0.3546	
8.0000	0.1540	1.2000	0.0347	0.3399	
8.2500	0.1540	1.2000	0.0333	0.3263	
8.5000	0.1540	1.2000	0.0320	0.3135	
8.7500	0.1540	1.2000	0.0307	0.3016	
9.0000	0.1540	1.2000	0.0296	0.2905	
9.2500	0.1540	1.2000	0.0286	0.2801	
9.5000	0.1540	1.2000	0.0276	0.2703	
9.7500	0.1540	1.2000	0.0266	0.2611	
10.0000	0.1540	1.2000	0.0257	0.2524	
15.0000	0.1540	1.2000	0.0150	0.1470	
20.0000	0.1540	1.2000	0.0102	0.1002	

4. 고유치 해석결과

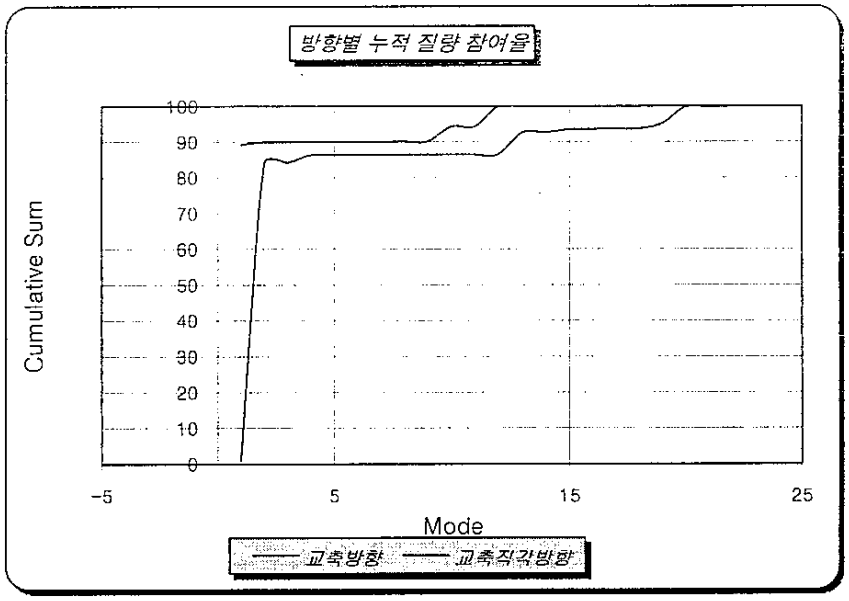
4.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	PERIOD	FREQUENCY		EIGENVALUE	비고
	(TIME)	(CYC/TIME)	(RAD/TIME)	(RAD/TIME)**2	
1	1.3269	0.7536	4.74	22.42	
2	1.3112	0.7627	4.79	22.96	
3	1.1469	0.8719	5.48	30.01	
4	0.7709	1.2971	8.15	66.42	
5	0.5909	1.6922	10.63	113.05	
6	0.4332	2.3082	14.50	210.32	
7	0.3657	2.7348	17.18	295.27	
8	0.3625	2.7586	17.33	300.43	
9	0.3581	2.7922	17.54	307.80	
10	0.3368	2.9693	18.66	348.07	
11	0.2726	3.6690	23.05	531.44	
12	0.2562	3.9037	24.53	601.60	
13	0.2313	4.3226	27.16	737.63	
14	0.2159	4.6318	29.10	846.94	
15	0.1937	5.1636	32.44	1052.60	
16	0.1809	5.5266	34.72	1205.81	
17	0.1790	5.5873	35.11	1232.44	
18	0.1738	5.7527	36.15	1306.50	
19	0.1676	5.9662	37.49	1405.26	
20	0.1640	6.0970	38.31	1467.52	
21	0.1162	8.6089	54.09	2925.87	
22	0.0848	11.7859	74.05	5483.85	
23	0.0770	12.9879	81.61	6659.46	
24	0.0736	13.5896	85.39	7290.79	
25	0.0480	20.8263	130.86	17123.13	

4.2 질량 참여율

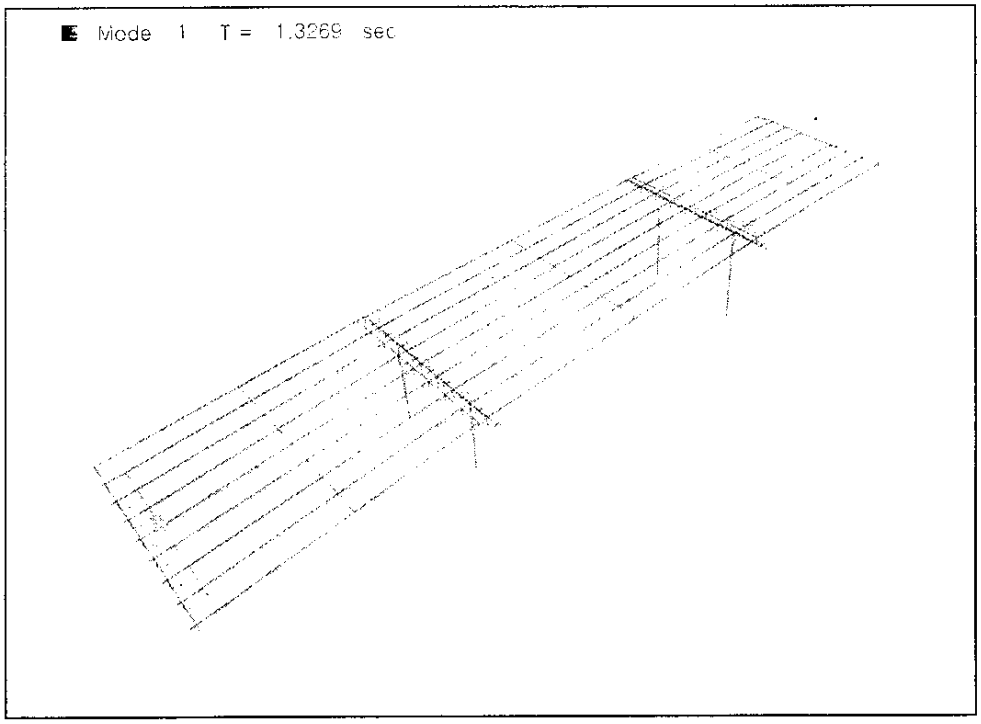
고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.

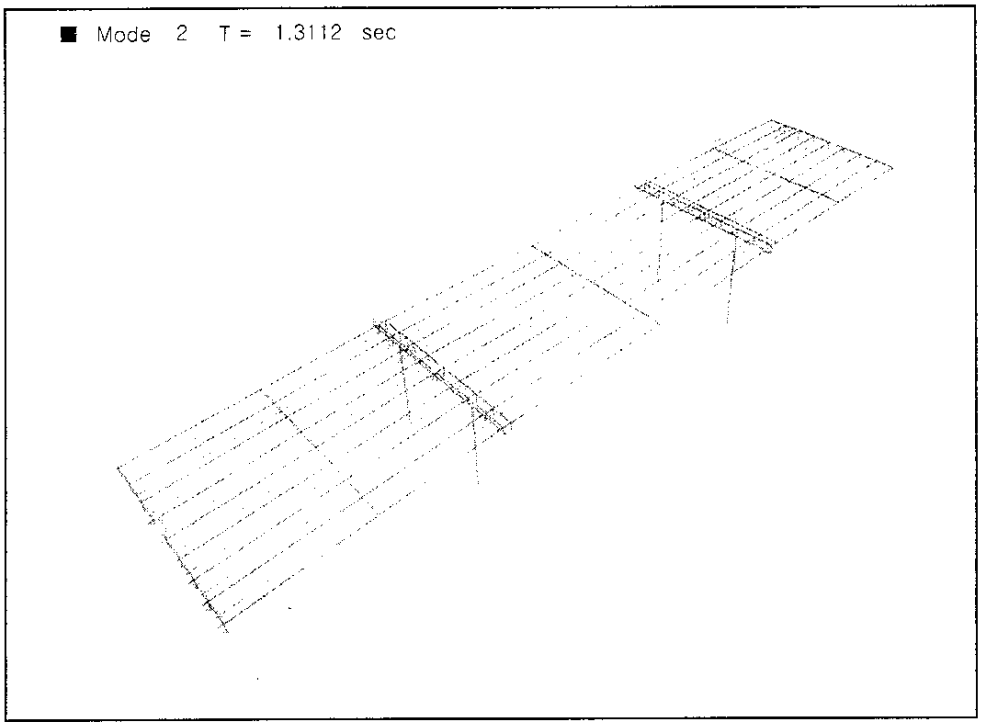


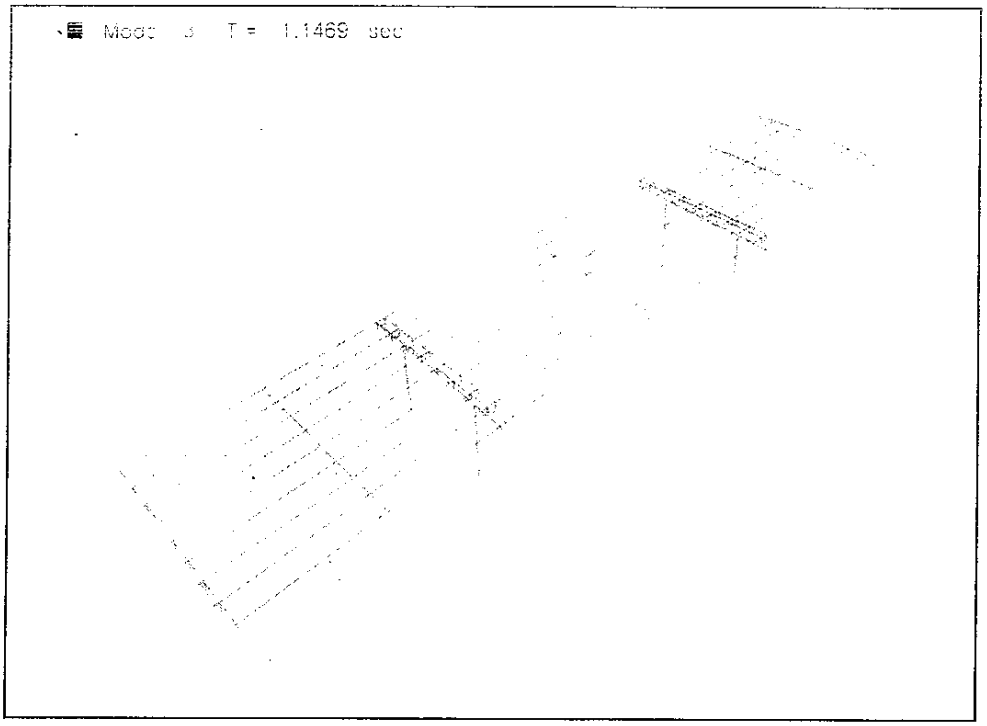
< 질량참여율 >

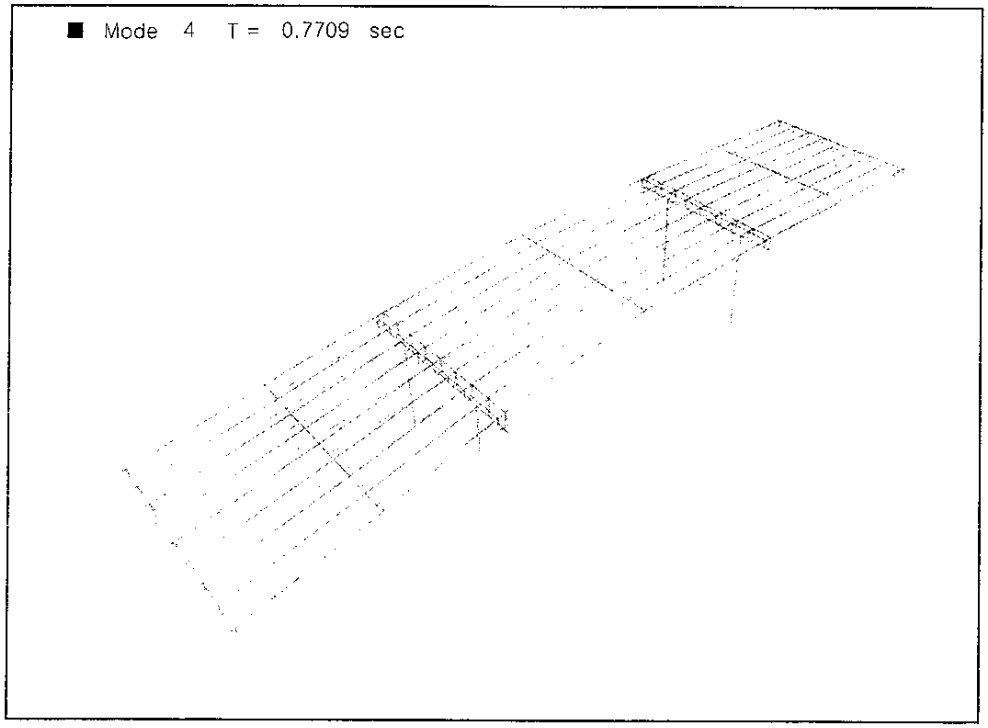
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.387	89.183	0.761	0.000	89.183	0.761	0.000
2	1.311	0.805	83.214	0.000	89.987	83.975	0.000
3	1.147	0.001	0.228	0.000	89.989	84.203	0.000
4	0.771	0.000	2.162	0.000	89.989	86.364	0.000
5	0.591	0.000	0.000	0.000	89.989	86.365	0.000
6	0.433	0.001	0.002	0.000	89.989	86.366	0.000
7	0.366	0.001	0.100	0.000	89.990	86.467	0.000
8	0.362	0.134	0.000	7.324	90.124	86.467	7.324
9	0.358	0.006	0.002	0.262	90.130	86.469	7.586
10	0.337	4.206	0.002	0.589	94.336	86.471	8.175
11	0.273	0.000	0.001	0.003	94.336	86.472	8.178
12	0.256	5.573	0.003	0.103	99.910	86.474	8.281
13	0.231	0.003	6.129	0.005	99.912	92.604	8.286
14	0.216	0.025	0.006	0.001	99.937	92.609	8.287
15	0.194	0.000	0.947	0.022	99.937	93.557	8.309
16	0.181	0.009	0.050	27.391	99.946	93.606	35.701
17	0.179	0.029	0.093	20.617	99.975	93.699	56.318
18	0.174	0.003	0.002	2.078	99.978	93.701	58.396
19	0.168	0.012	1.440	0.002	99.990	95.141	58.398
20	0.164	0.010	4.588	0.014	100.000	99.729	58.411
21	0.116	0.000	0.007	0.150	100.000	99.736	58.562
22	0.085	0.000	0.215	0.109	100.000	99.950	58.670
23	0.077	0.000	0.016	18.471	100.000	99.966	77.141
24	0.074	0.000	0.023	9.133	100.000	99.989	86.275
25	0.048	0.000	0.000	11.706	100.000	99.989	97.980

4.3 모드형상(Mode Shape)






Mode 3 T = 1.1469 sec


Mode 4 T = 0.7709 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) 빌침부재력 (kN)

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	수평용량		
A1	1	200.64	41.75	64.13	131.56	1750	6층	258.8	O.K.	
	2	200.40	41.78	63.71	131.66	1750	6층	258.8	O.K.	
	3	200.22	41.80	63.46	131.72	1750	6층	258.8	O.K.	
	4	200.08	41.81	63.34	131.73	1750	6층	258.8	O.K.	
	5	199.98	41.81	63.39	131.73	1750	6층	258.8	O.K.	
	6	199.94	41.81	63.60	131.71	1750	6층	258.8	O.K.	
	7	199.95	41.80	63.96	131.68	1750	6층	258.8	O.K.	
	8	200.00	41.77	64.49	131.60	1750	6층	258.8	O.K.	
	9	200.26	41.74	65.71	131.46	1750	6층	258.8	O.K.	
P1	10	201.72	64.75	65.42	206.11	1750	5층	258.8	O.K.	
	11	201.64	64.85	64.47	206.44	1750	5층	258.8	O.K.	
	12	201.47	64.98	63.86	206.85	1750	5층	258.8	O.K.	
	13	201.08	65.09	63.34	207.21	1750	5층	258.8	O.K.	
	14	200.79	65.14	63.06	207.36	1750	5층	258.8	O.K.	
	15	200.72	65.08	63.09	207.18	1750	5층	258.8	O.K.	
	16	200.79	64.93	63.39	206.73	1750	5층	258.8	O.K.	
	17	200.59	64.77	63.84	206.20	1750	5층	258.8	O.K.	
	18	200.29	64.64	64.76	205.80	1750	5층	258.8	O.K.	
	19	176.50	57.39	57.21	182.62	1900	6층	271.8	O.K.	
	20	176.44	57.46	56.41	182.84	1900	6층	271.8	O.K.	
	21	176.30	57.56	55.88	183.18	1900	6층	271.8	O.K.	
	22	175.95	57.66	55.43	183.49	1900	6층	271.8	O.K.	
	23	175.70	57.70	55.18	183.63	1900	6층	271.8	O.K.	
	24	175.64	57.66	55.20	183.48	1900	6층	271.8	O.K.	
	25	175.69	57.53	55.46	183.09	1900	6층	271.8	O.K.	
	26	175.52	57.40	55.84	182.67	1900	6층	271.8	O.K.	
	27	175.24	57.31	56.61	182.40	1900	6층	271.8	O.K.	
P2	28	153.14	58.32	49.26	184.78	1900	6층	271.8	O.K.	
	29	153.17	58.41	48.90	185.05	1900	6층	271.8	O.K.	
	30	153.03	58.53	48.50	185.45	1900	6층	271.8	O.K.	
	31	152.72	58.65	48.14	185.83	1900	6층	271.8	O.K.	
	32	152.48	58.70	47.95	185.99	1900	6층	271.8	O.K.	
	33	152.41	58.63	47.99	185.80	1900	6층	271.8	O.K.	
	34	152.44	58.49	48.20	185.33	1900	6층	271.8	O.K.	
	35	152.24	58.33	48.43	184.85	1900	6층	271.8	O.K.	
	36	151.80	58.25	48.45	184.59	1900	6층	271.8	O.K.	
	37	175.01	66.07	56.29	209.18	1750	5층	258.8	O.K.	
	38	175.05	66.19	55.88	209.56	1750	5층	258.8	O.K.	
	39	174.89	66.34	55.42	210.04	1750	5층	258.8	O.K.	
	40	174.53	66.47	55.01	210.48	1750	5층	258.8	O.K.	
	41	174.26	66.53	54.79	210.67	1750	5층	258.8	O.K.	
	42	174.18	66.46	54.83	210.45	1750	5층	258.8	O.K.	
	43	174.21	66.29	55.07	209.91	1750	5층	258.8	O.K.	
	44	173.98	66.10	55.32	209.33	1750	5층	258.8	O.K.	
	45	173.46	65.97	55.33	208.93	1750	5층	258.8	O.K.	
A2	46	200.94	48.70	64.82	151.41	1750	6층	258.8	O.K.	
	47	200.82	48.74	64.77	151.56	1750	6층	258.8	O.K.	
	48	200.57	48.76	64.29	151.64	1750	6층	258.8	O.K.	
	49	200.32	48.77	63.81	151.66	1750	6층	258.8	O.K.	
	50	200.09	48.76	63.42	151.65	1750	6층	258.8	O.K.	
	51	199.91	48.76	63.16	151.64	1750	6층	258.8	O.K.	
	52	199.78	48.74	63.07	151.60	1750	6층	258.8	O.K.	
	53	199.70	48.72	63.16	151.51	1750	6층	258.8	O.K.	
	54	199.75	48.67	63.65	151.38	1750	6층	258.8	O.K.	

2) 받침변위 (mm)

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	허용변위		
A1	1	92.19	17.41	30.30	53.80	1750	6층	108	O.K.	
	2	92.02	17.42	29.94	53.82	1750	6층	108	O.K.	
	3	91.89	17.42	29.74	53.84	1750	6층	108	O.K.	
	4	91.80	17.43	29.67	53.84	1750	6층	108	O.K.	
	5	91.76	17.42	29.74	53.84	1750	6층	108	O.K.	
	6	91.76	17.42	29.96	53.83	1750	6층	108	O.K.	
	7	91.79	17.42	30.28	53.82	1750	6층	108	O.K.	
	8	91.86	17.41	30.70	53.79	1750	6층	108	O.K.	
	9	92.01	17.40	31.44	53.75	1750	6층	108	O.K.	
P1	10	64.58	21.77	21.70	68.12	1750	5층	90	O.K.	
	11	64.56	21.79	21.23	68.20	1750	5층	90	O.K.	
	12	64.52	21.81	20.92	68.30	1750	5층	90	O.K.	
	13	64.41	21.84	20.68	68.39	1750	5층	90	O.K.	
	14	64.36	21.85	20.60	68.42	1750	5층	90	O.K.	
	15	64.41	21.84	20.69	68.37	1750	5층	90	O.K.	
	16	64.53	21.80	20.94	68.25	1750	5층	90	O.K.	
	17	64.57	21.74	21.27	68.11	1750	5층	90	O.K.	
	18	64.58	21.69	21.80	67.99	1750	5층	90	O.K.	
	19	64.58	22.05	21.69	69.15	1900	6층	108	O.K.	
	20	64.56	22.07	21.23	69.21	1900	6층	108	O.K.	
	21	64.52	22.12	20.92	69.31	1900	6층	108	O.K.	
	22	64.41	22.15	20.69	69.39	1900	6층	108	O.K.	
	23	64.36	22.16	20.60	69.42	1900	6층	108	O.K.	
	24	64.42	22.14	20.69	69.37	1900	6층	108	O.K.	
	25	64.53	22.11	20.94	69.26	1900	6층	108	O.K.	
	26	64.57	22.08	21.27	69.14	1900	6층	108	O.K.	
	27	64.58	22.06	21.77	69.07	1900	6층	108	O.K.	
P2	28	50.10	22.36	16.69	69.59	1900	6층	108	O.K.	
	29	50.16	22.38	16.48	69.67	1900	6층	108	O.K.	
	30	50.14	22.41	16.24	69.77	1900	6층	108	O.K.	
	31	50.08	22.44	16.05	69.88	1900	6층	108	O.K.	
	32	50.07	22.46	16.01	69.92	1900	6층	108	O.K.	
	33	50.15	22.44	16.12	69.86	1900	6층	108	O.K.	
	34	50.29	22.40	16.38	69.72	1900	6층	108	O.K.	
	35	50.36	22.34	16.69	69.57	1900	6층	108	O.K.	
	36	50.34	22.31	16.92	69.50	1900	6층	108	O.K.	
	37	50.10	22.09	16.69	68.88	1750	5층	90	O.K.	
	38	50.16	22.13	16.49	68.99	1750	5층	90	O.K.	
	39	50.14	22.18	16.24	69.11	1750	5층	90	O.K.	
	40	50.08	22.21	16.05	69.22	1750	5층	90	O.K.	
	41	50.07	22.22	16.00	69.26	1750	5층	90	O.K.	
	42	50.15	22.20	16.12	69.19	1750	5층	90	O.K.	
	43	50.29	22.16	16.38	69.05	1750	5층	90	O.K.	
	44	50.35	22.12	16.68	68.90	1750	5층	90	O.K.	
	45	50.33	22.09	16.90	68.79	1750	5층	90	O.K.	
A2	28	92.34	23.13	30.64	69.82	1750	6층	108	O.K.	
	29	92.22	23.14	30.42	69.86	1750	6층	108	O.K.	
	30	92.04	23.15	30.04	69.89	1750	6층	108	O.K.	
	31	91.87	23.15	29.71	69.89	1750	6층	108	O.K.	
	32	91.75	23.14	29.50	69.88	1750	6층	108	O.K.	
	33	91.66	23.14	29.44	69.87	1750	6층	108	O.K.	
	34	91.63	23.13	29.53	69.86	1750	6층	108	O.K.	
	35	91.63	23.12	29.75	69.82	1750	6층	108	O.K.	
	36	91.65	23.11	30.02	69.77	1750	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	1919.64	3874.07	0.027	637.59	2097.55	0.004
		P1A	COMBO2	626.70	1273.03	0.009	1979.08	6499.58	0.012
	하단	P1B	COMBO1	1982.38	17290.22		657.13	3610.16	
		P1B	COMBO2	692.65	5668.81		2034.89	11208.36	
P1 (우측)	상단	P2C	COMBO1	1821.82	3990.28	0.027	598.29	1887.19	0.004
		P2C	COMBO2	594.94	1315.12	0.009	1854.16	5830.64	0.012
	하단	P2D	COMBO1	1864.81	16642.52		617.82	3474.56	
		P2D	COMBO2	637.13	5379.34		1910.11	10778.02	
P2 (좌측)	상단	P3E	COMBO1	1701.13	3845.84	0.042	646.04	2961.55	0.008
		P3E	COMBO2	571.25	1297.45	0.014	2006.84	9202.62	0.024
	하단	P3F	COMBO1	1756.22	18754.11		666.80	4517.83	
		P3F	COMBO2	579.80	6152.86		2072.10	14048.45	
P2 (우측)	상단	P4G	COMBO1	1621.73	3978.83	0.041	608.16	2692.02	0.008
		P4G	COMBO2	529.95	1349.90	0.013	1889.55	8368.25	0.024
	하단	P4H	COMBO1	1664.17	18135.14		628.72	4353.32	
		P4H	COMBO2	535.12	5828.04		1953.58	13538.84	

6. 상부구조의 여유간격 검토

지진시에 상부구조와 교대 혹은 인접하는 상부구조간의 충돌에 의한 주요 구조부재의 손상을 방지하고, 설계시 고려한 내진성능이 충분히 발휘될 수 있도록 하기 위하여 상부구조의 단부에는 여유간격을 설치해야 한다. 상부구조의 여유간격은 다음식에 의한 값보다 작아서는 안된다.

$\Delta li = d + \Delta ls + \Delta lc + 0.4\Delta lt$

여기서, Δli : 상부구조의 여유간격

d : 지반에 대한 상부구조의 총변위 (di + dsub)

Δls : 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량 (mm)

Δlc : 콘크리트의 크리프에 의한 이동량 (mm)

Δlt : 온도변화에 의한 이동량 (mm)

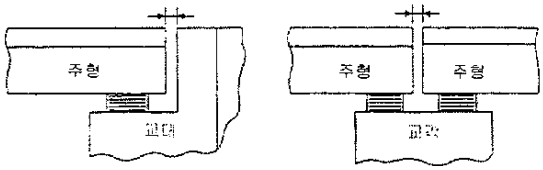
(Δls 와 Δlc 는 수축량이므로 고려하지 않음)

- 상부구조의 여유간격 검토

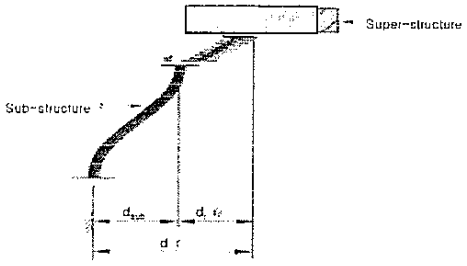
상부구조의 여유간격은 도로교설계기준 2.4.1.3 page.42에서 규정하는 여유량을 고려한 기동발침의 이동량보다 커야 하며, 또한 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접상부구조 및 주요구조부재간의 충돌 가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

(단위:mm)

구 분	상부구조의 총변위 (d)		상부변위	온도변위	여유간격	설치유간	검토결과
	발침변위	교각변위					
	(di)	(dsub)	(di+dsub)	(Δlt)	(Δli)		
A1	92.19	0.00	92.19	30.00	104.19	150	O.K
A2	92.34	0.00	92.34	12.00	97.14	100	O.K



<그림> 상부구조의 여유간격



<그림> 지반에 대한 상부구조의 총변위 (d = di + dsub)