관 리 번 호

사 본 번 호

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

2018. 01

국토교통부
Ministry of Land, Infrastructure and Transport

목 차

- 제 I 권 -

1. 옥산 JCT Ramp-A교

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

2. 옥산 JCT Ramp-C교

- 상부 구조 ····· 1133

- 제 II 권 -

2. 옥산 JCT Ramp-C교

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

3. 옥산 JCT Ramp-D교

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

- 제 III 권 -

4. 병천천교

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

- 제 IV 권 -

4. 병천천교

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

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

– 제 V 권 –

5. 상장남교

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

6. 용두천교

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

– 제 VI 권 –

7. 백현교

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

8. 호죽1교

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

9. 호죽2교

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

10. 성산교

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

– 제 VII 권 –

11. 양청교

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

12. 양지교

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

13. 산수교

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

– 제 VIII 권 –

13. 산수교

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

14. 복현1교

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

– 제 IX 권 –

15. 복현2교

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

16. 복현3교

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

17. 서오창 IC Ramp-A1교

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

18. 서오창 IC Ramp-A2교

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

- 제 X 권 -

19. 오창JCT Ramp-A교

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

20. 오창JCT Ramp-C교

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

- 제 XI 권 -

20. 오창JCT Ramp-C교

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

21. 오창JCT Ramp-D교

- 상부 구조 ····· 369

- 제 XII 권 -

21. 오창JCT Ramp-D교

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

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

- 제 XII 권 -

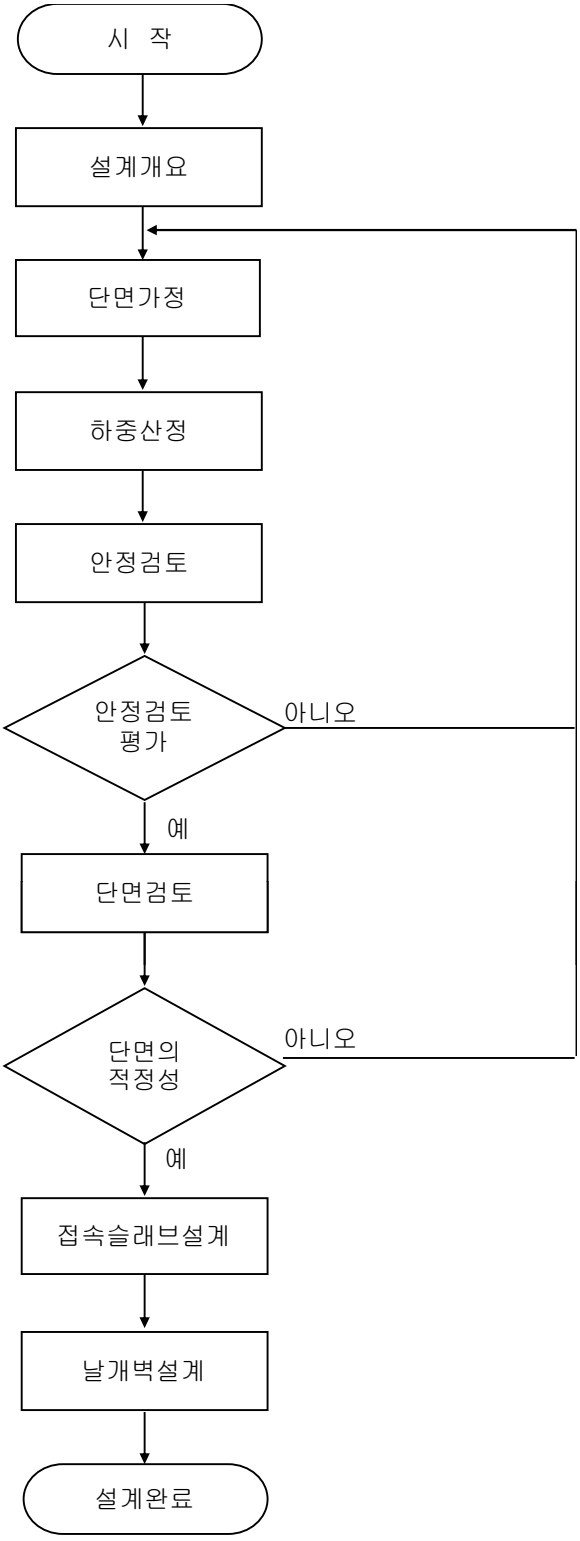
22. 부대공

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

2. 옥산 JCT Ramp-C교

시점 교대

▣ 설계단계 흐름도


시 작
설계개요
단면가정
하중산정
안정검토
안정검토
평가
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. 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)	977.907	819.355	O.K
	허용인발력(kN/EA)	379.396	-	O.K
	휨응력(MPa)	133.000	113.192	O.K
	전단응력(MPa)	76.000	16.601	O.K
	수평변위(mm)	15.000	6.498	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1466.861	785.895	O.K
	허용인발력(kN/EA)	569.094	-	O.K
	휨응력(MPa)	199.500	95.051	O.K
	전단응력(MPa)	114.000	20.094	O.K
	수평변위(mm)	15.000	4.432	O.K

■ 단면 휨 설계

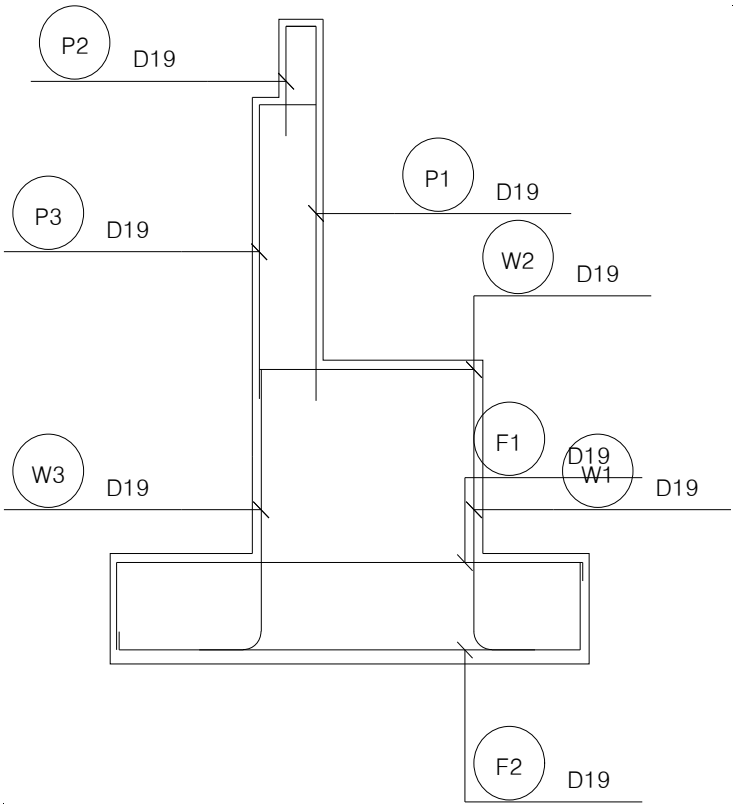
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1194.88	2292	317.253	603.833	1.903	O.K
후면저판		1200	100	741.831	2292	207.052	633.056	3.057	O.K
벽체 (H=5.830)		2600	100	861.095	2292	547.558	1451.3	2.65	O.K
흉벽		800	80	1310.54	2292	237.395	410.961	1.731	O.K
좌측날개벽	D(T=600 mm)	600	80	1622.74	2292	210.238	294.069	1.399	O.K
	A(T=600 mm)	600	80	2210.16	3096.8	283.908	392.654	1.383	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	2895.4	4053.6	368.211	506.698	1.376	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	4590.71	5139.2	569.214	631.937	1.11	O.K
우측날개벽	D(T=600 mm)	600	80	1202.09	2292	156.688	294.069	1.877	O.K
	A(T=600 mm)	600	80	2359.42	3096.8	302.422	392.654	1.298	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	1208.44	2292	157.501	294.069	1.867	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	2140.2	3096.8	275.202	392.654	1.427	O.K

■ 사용성 검토

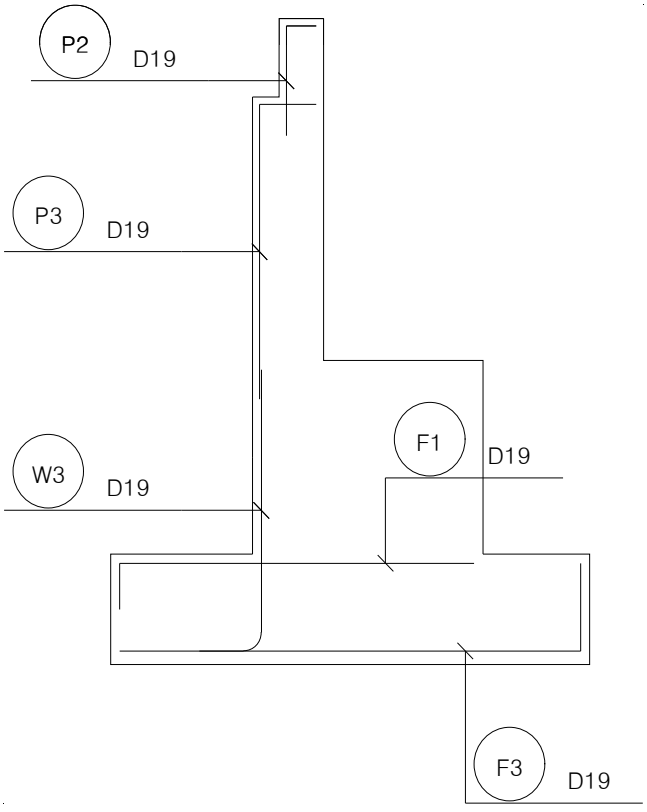
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		100.772	150	125	430.214	O.K
후면저판		60.278	150	125	1045.164	O.K
벽체 (H=5.830)		65.016	150	125	968.989	O.K
흉벽		90.718	150	125	691.823	O.K
좌측날개벽	D(T=600 mm)	112.486	150	125	523.837	O.K
	A(T=600 mm)	113.744	150	125	519.845	O.K
	B(T=600 mm)	114.015	150	125	521.95	O.K
	C(T=600 mm)	140.588	150	125	396.397	O.K
우측날개벽	D(T=600 mm)	83.835	150	125	751.479	O.K
	A(T=600 mm)	121.161	150	125	477.461	O.K
	B(T=600 mm)	84.27	150	125	747.6	O.K
	C(T=600 mm)	110.256	150	125	541.747	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

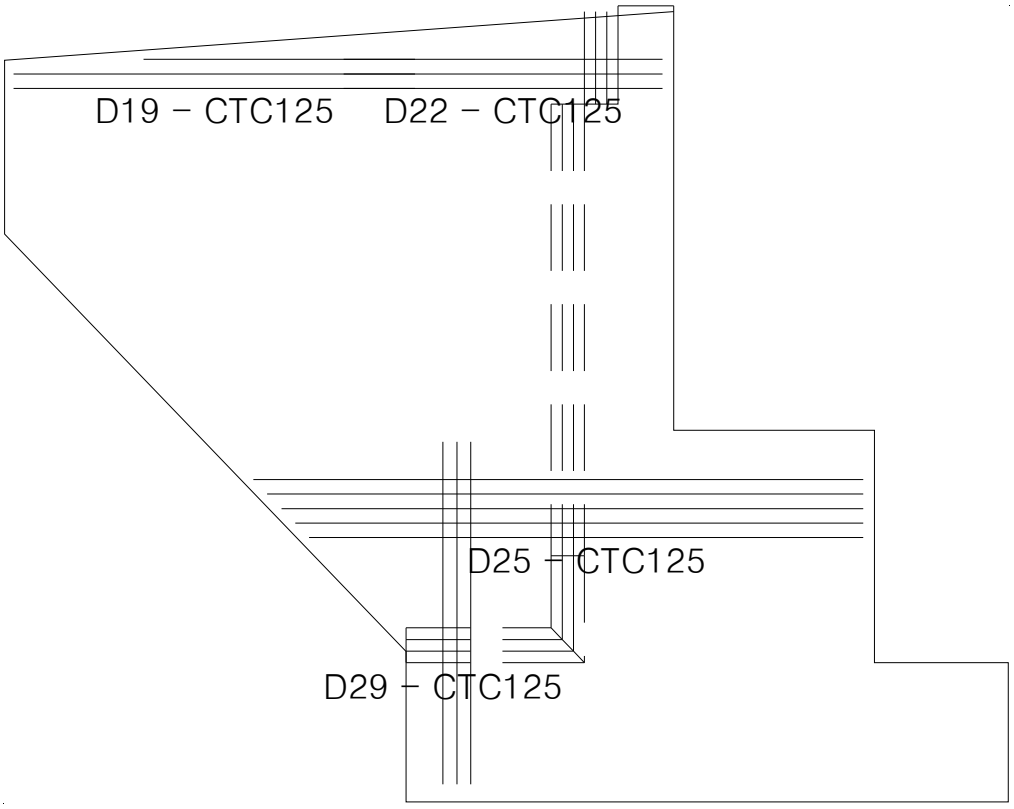


- ② Cycle (CTC = 250)

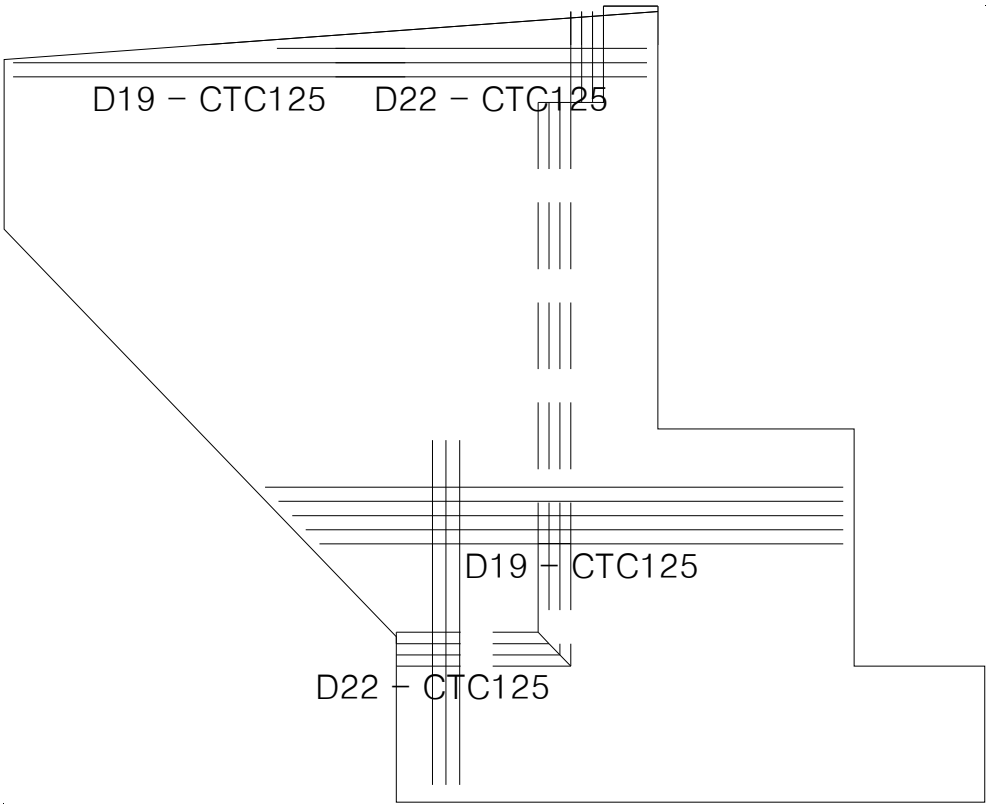


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : STEEL BOX
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 9.000 m
(5) 교 대 총높이 : H = 7.030 m
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 90.000 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma s1$ = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 411.809 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 191.394 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\Phi 1$ = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 50.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi 2$ = 42.386 ° {$\Phi 2 = 15 + \sqrt{15N}$}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.537 ; TAN(⅔ · $\Phi 2$) : 흙과 콘크리트
(6) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : Ⅰ 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : Ⅰ 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도 : fck = 24.000 MPa
- 탄성계수 : Ec = 26636.600 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]

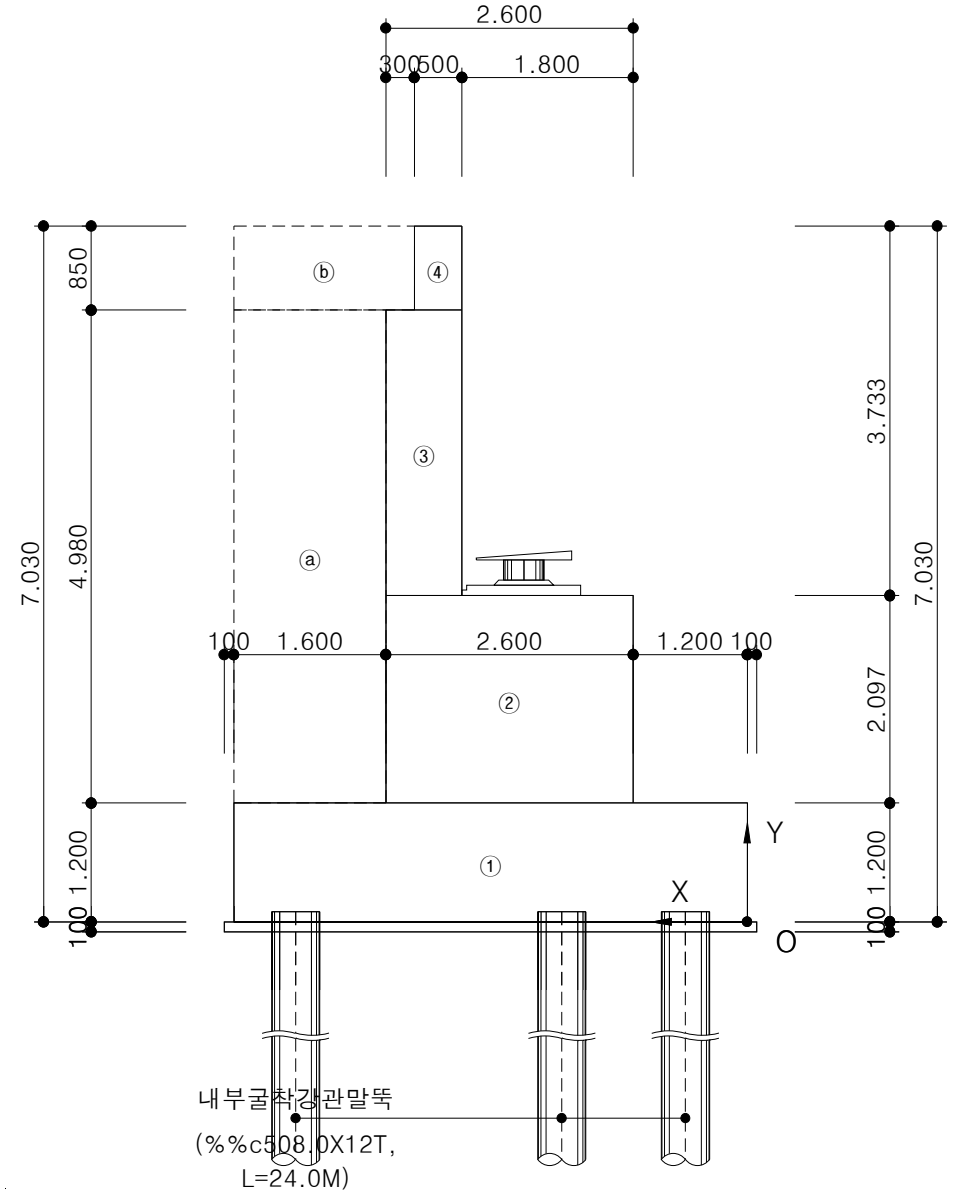
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조기준 : 한국콘크리트학회 (2012)
(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	계
고정하중	1779.671	1926.609	3706.280
활하중	649.619	1072.930	1722.549

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	계
교축방향	162.5	175.5	338
직각방향	263.25	260.56	523.81

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	5.400 × 1.200	= 6.480	25.000	162.000	12.474
	②	2.600 × 2.097	= 5.452	25.000	136.309	10.496
	③	0.800 × 2.883	= 2.306	25.000	57.659	4.440
	④	0.500 × 0.850	= 0.425	25.000	10.625	0.818
	소계		= 14.664		366.593	28.228
뒷채움재	ⓐ	1.600 × 4.980	= 7.968	20.000	159.360	12.271
	ⓑ	1.900 × 0.850	= 1.615	20.000	32.300	2.487
	소계		= 9.583		191.660	14.758
총 계					558.253	42.985

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	2.700	0.600	437.400	7.484
	②	2.500	2.249	340.772	23.600
	③	3.400	4.739	196.040	21.038
	④	3.250	6.605	34.531	5.404
	소 계			1008.743	57.526
뒷채움재	ⓐ	4.600	3.690	733.056	45.279
	ⓑ	4.450	6.605	143.735	16.427
	소 계			876.791	61.706
총 계				1885.534	119.232

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1008.743 / 366.593 = 2.752 m
  Y = 57.526 / 28.228 = 2.038 m
- 뒷채움재 : X = 876.791 / 191.660 = 4.575 m
  Y = 61.706 / 14.758 = 4.181 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)

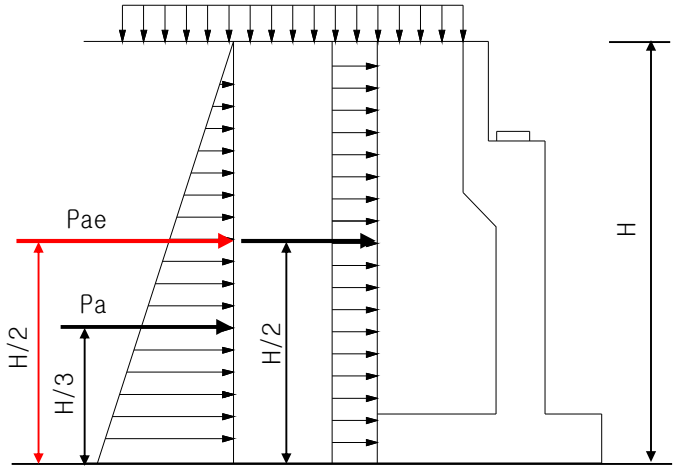
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 7.030 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 7.030² x cos(0.000)

= 133.931 kN

y = H / 3 = 2.343 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.030 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.030² x cos(0.000)

= 155.182 kN

y = H / 2 = 3.515 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 5.830 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 5.830² x cos(11.667 + 0.000)

= 83.550 kN

y = H / 3 = 1.943 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 5.830 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 5.830² x cos(0.000 + 0.000)

= 106.725 kN

y = H / 2 = 2.915 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

  Rd = 3706.280 ÷ 9.000 = 411.809 kN/m

- 활하중반력

  Rl = 1722.549 ÷ 9.000 = 191.394 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

Ph = Rd x μs x sinθ (μs = 가동받침의 마찰계수)

= 411.809 x 0.150 x sin90.0

= 61.771 kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

- 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

F1 = Fm1 + Fm2

Fm1 = Rd x Kh x $\cos^2$ θ

Fm2 = Rd x Kh x $\sin^2$ θ (Kh x sinθ ≤ μs 일 때)

Rd x μs x sinθ (Kh x sinθ > μs 일 때)

F1 = 411.809 x 0.154 x $\cos^2$ 90.0 + 411.809 x 0.150 x sin90.0

= 61.771 kN/m

- 교량받침에 작용하는 지진시 수평력

F2 = 58.201 x cos90.0 + 37.556 x sin90.0

= 37.556 kN/m

F1 > F2 이므로, 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력은

Fm = 61.771 kN/m

Kh : 설계수평진도 = 0.154 x 1.000 = 0.154 (가속도계수 x 지반계수)

Rd : 생각하고 있는 하부구조에 작용하는 지진시의 상부로 부터의 연직반력 (kN)

μs : 가동받침의 마찰계수

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 1.900 = 19.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 7.030 m)

Pa1 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

= 0.271 x 10.000 x 7.030 x cos0.000

= 19.051 kN

y = H / 2 = 3.515 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 5.830 m)

Pa2 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

= 0.251 x 10.000 x 5.830 x cos11.667

= 14.331 kN

y = H / 2 = 2.915 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	366.593	-	2.752	2.038	1008.744	-
2. 교대구체(지진시	366.593	28.228	2.752	2.038	1008.744	57.527
3. 뒷채움재(평상시	191.660	-	4.575	4.181	876.791	-
4. 뒷채움재(지진시	191.660	14.758	4.575	4.181	876.791	61.707
5. 배면토압(평상시	-	133.931	-	2.343	-	313.845
6. 배면토압(지진시	-	155.182	-	3.515	-	545.465
7. 뒷채움 상재하중	19.000	19.051	4.450	3.515	84.550	66.964
8. 상부 고정하중	411.809	-	2.350	-	967.751	-
9. 상부활하중	191.394	-	2.350	-	449.776	-
10. 교량받침마찰력	-	61.771	-	3.697	-	228.371
11. 상부관성력	-	61.771	-	3.697	-	228.371

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)	577.253	152.982	1970.085	380.809
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	577.253	152.982	1970.085	380.809
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	558.253	198.168	1885.535	664.699
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	1180.456	152.982	3387.612	380.809
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1180.456	214.753	3387.612	609.180
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+8+11)	970.062	259.939	2853.286	893.070

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(= 2.450) - ∑M / ∑V

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.65	5	3.25	-
2 열	1.95	5	9.75	-
3 열	4.75	5	23.75	-
계	-	15	36.75	2.45

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)	5195.277	1376.838	-0.303	-1574.169
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	5195.277	1376.838	-0.303	-1574.169
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	5024.277	1783.512	0.263	1321.385
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	10624.104	1376.838	-0.097	-1030.538
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	10624.104	1932.777	0.096	1019.914
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+8+11)	8730.558	2339.451	0.429	3745.409

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

각 작용력은 교대의 전폭 9.000 m)을 고려한 결과값임.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도.설(2008) 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.

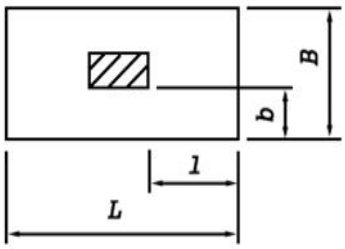
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 111047.088 x 15 / (9.000 x 5.400) = 34273.793 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 9.000 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.400 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 15 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26636584.056 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

β = ⁴ √[(3 x 34273.793) / (26636584.056 x 1.200³)] = 0.217 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = MAX(l,b) = MAX(0.000, 1.600) = 1.600
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.700, 뒷굽기준으로 검토

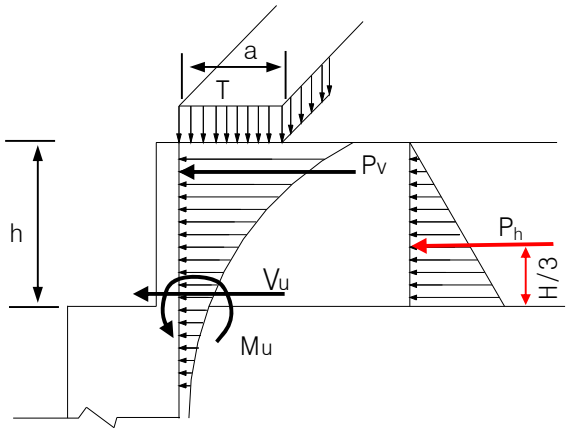


βλ = 0.217 x 1.600 = 0.348 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (3.733 - 0.36) = 97.021 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 3.733^2 x cos11.667 = 34.254 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.733 x 34.254 = 42.623 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 34.254 = 107.131 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 97.021 + 1.70 x 42.623 = 237.395 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.883 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 4.440 kN

p2 = 0.850 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.818 kN

Pw = 4.440 + 0.818 = 5.258 kN

Mw = 4.440 x 2.883/2 + 0.818 x (2.883 + 0.850/2) = 9.106 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 3.733^2 x cos0.000 = 43.755 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 3.733 x 43.755 = 81.668 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 5.258 + 1.00 x 43.755 = 49.013 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 9.106 + 1.00 x 81.668 = 90.774 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	107.131	237.395	
지진시	49.013	90.774	
설계단면력	107.131	237.395	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.830 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	15.754	1.977	-	1.000	15.754	31.138
2. 배면토압(평상시)	83.550	1.943	1.700	-	142.035	276.021
3. 배면토압(지진시)	106.725	2.915	-	1.000	106.725	311.103
4. 뒷채움 상재하중	14.331	2.915	1.700	-	24.363	71.017
5. 교량받침마찰력	61.771	2.497	1.300	-	80.302	200.519
6. 상부관성력	61.771	2.497	-	1.000	61.771	154.246

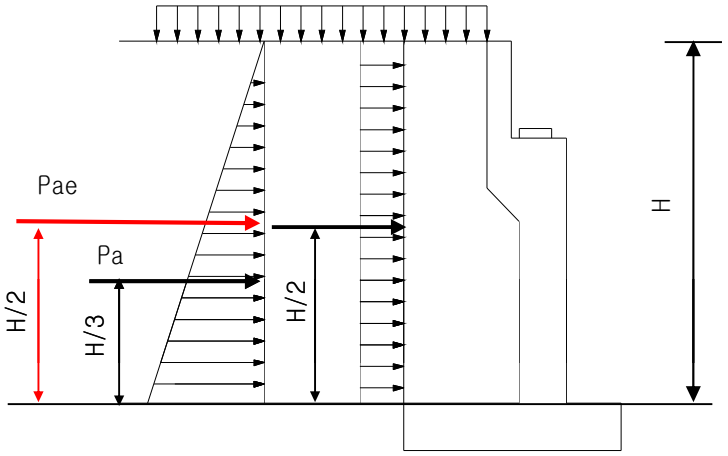
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

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

Ho = ∑(H② ~ H④) = 15.754 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 31.138 kN.m

y = Mo / Ho = 31.138 / 15.754 = 1.977



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 5.830 m)	246.700	547.557	
지진시(H = 5.830 m)	184.250	496.487	
설계단면력	246.700	547.558	

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	366.593	-	2.752	2.038	1008.744	-
2. 교대구체(지진시	366.593	28.228	2.752	2.038	1008.744	57.527
3. 뒷채움재(평상시	191.660	-	4.575	4.181	876.791	-
4. 뒷채움재(지진시	191.660	14.758	4.575	4.181	876.791	61.707
5. 배면토압(평상시	-	133.931	-	2.343	-	313.845
6. 배면토압(지진시	-	155.182	-	3.515	-	545.465
7. 토압의 연직분력	18.626	-	4.867	-	90.647	-
8. 뒷채움 상재하중	19.000	19.051	4.450	3.515	84.550	66.964
9. 상부 고정하중	411.809	-	2.350	-	967.751	-
10. 상부활하중	191.394	-	2.350	-	449.776	-
11. 교량받침마찰력	-	61.771	-	3.697	-	228.371
12. 상부관성력	-	61.771	-	3.697	-	228.371

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)	798.243	260.069	2787.078	647.375
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	782.093	260.069	2715.210	647.375
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	558.253	198.168	1885.535	664.699
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1745.092	260.069	5012.173	647.375
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1566.257	340.372	4557.996	944.258
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)	970.062	259.939	2853.286	893.070

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
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

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.450) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

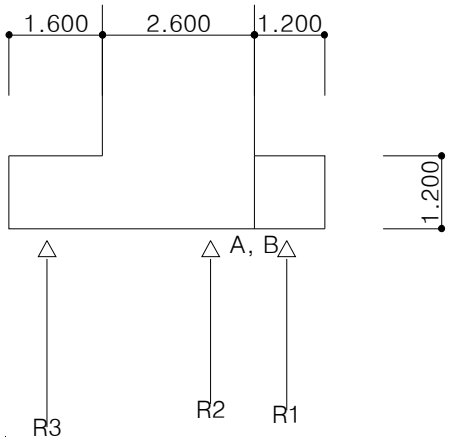
$Mc = V \times e$

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	7184.188	2340.625	-0.231	-1659.547
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	7038.838	2340.625	-0.194	-1365.535
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	5024.277	1783.512	0.263	1321.385
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10	15705.827	2340.625	-0.051	-800.997
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	14096.313	3063.345	0.143	2015.773
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)	8730.558	2339.451	0.429	3745.409

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(9.000 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 5본 / 9.000 (kN/m)
R2 = Ru2 x 5본 / 9.000 (kN/m)
R3 = Ru3 x 5본 / 9.000 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	509.320	487.380	565.890
COMB 2	510.210	480.630	540.800
COMB 3	436.560	363.180	265.720
COMB 4	1108.320	1064.070	1089.020
COMB 5	1130.180	992.650	834.140
COMB 6	785.900	638.660	385.810

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 1.200 x 25.000 = 36.000 kN
Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1
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	282.956	155.626	236.156	127.546
COMB 2	283.450	155.897	236.650	127.817
COMB 3	242.533	133.393	206.533	111.793
COMB 4	615.733	338.653	568.933	310.573
COMB 5	627.878	345.333	581.078	317.253
COMB 6	436.611	240.136	400.611	218.536

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

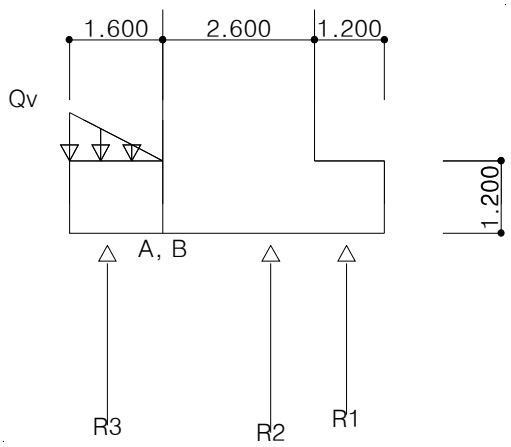
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

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

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 5본 / 9.000 (kN/m)

R2 = Ru2 x 5본 / 9.000 (kN/m)

R3 = Ru3 x 5본 / 9.000 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	410.900	460.040	440.130
COMB 2	413.270	453.700	416.930
COMB 3	389.130	350.000	205.110
COMB 4	1014.210	1037.930	968.770
COMB 5	1022.410	962.710	696.440
COMB 6	735.610	624.700	321.550

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 1.600 x 25.000 = 48.000 kN

Ma = 1.200 x 1.600 x 25.000 x 1.600 / 2 = 38.400 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 191.660 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 191.660 kN

Ma = 191.660 x (4.575 - 3.800) = 148.483 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.600 = 16.000 kN

Ma = 10.000 x 1.600 x 1.600 / 2 = 12.800 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 5.830^2 x sin11.667

= 18.626 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 18.626 / 1.600

= 23.283 kN

Vb = 23.283 x 1.600 / 2 = 18.626 kN

Ma = 23.283 x 1.600 x 1.600 / 3 = 19.868 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x 0.950

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	244.517	232.291	133.106	71.953
COMB 2	231.628	220.046	132.395	73.317
COMB 3	113.950	108.252	125.710	78.631
COMB 4	538.206	511.295	160.583	-207.052
COMB 5	386.911	367.566	22.888	-74.202
COMB 6	178.639	169.707	61.021	17.176

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

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

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	317.25	581.08

* 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 (1050.00 - 39.654) / 39.654 = 0.07644

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1194.883 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.918]

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 = 0.00218

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 (1050.00 - a/2) = 603.833 kN.m

≥ Mu (= 317.253 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.903]

* 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 (= 581.078 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 3820.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1200.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ < 3820.000 ㎟

(3820.000 / 1.000) = 3820.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 150 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

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	207.05	160.58

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 741.831 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.090]

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 = 0.00208

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 (1100.00 - a/2) = 633.056 kN.m

≥ Mu (= 207.052 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.057]

* 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 (= 160.583 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 3820.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1200.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ < 3820.000 ㎟

(3820.000 / 1.000) = 3820.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 150 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 (H=5.830)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2600.00	2500.00	100.00	547.56	246.70

* 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 (2500.00 - 39.654) / 39.654 = 0.18614

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 861.095 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.662]

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 = 0.00092

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 (2500.00 - a/2) = 1451.300 kN.m

≥ Mu (= 547.558 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.650]

* 전단에 대한 검토 (d = 2500.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2500.00 = 1632.993 kN

≥ Vu (= 246.700 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 300 = 2865.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2600.0 x 1000.0 = 3900.000 ㎟ > 2865.000 ㎟

(2865.000 / 1.000) = 2865.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 300 = 2865.000 ㎟

필요철근량 : 0.0025 x 2600.0 x 1000.0 = 6500.000 ㎟ > 2865.000 ㎟

(2865.000 / 1.000) = 2865.000 ㎟ > (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	237.40	107.13

* 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 (720.00 - 39.654) / 39.654 = 0.05147

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1310.540 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.749]

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 (= 237.395 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.731]

* 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 (= 107.131 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 300 = 2865.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 300 = 2865.000 ㎟

필요철근량 : 0.0025 x 800.0 x 1000.0 = 2000.000 ㎟ < 2865.000 ㎟

(2865.000 / 1.000) = 2865.000 ㎟ > (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

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (3.733 - 0.36) = 97.021 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 3.733^2 x cos11.667 = 34.254 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.733 x 34.254 = 42.623 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 34.254 = 63.019 kN

Ms = 97.021 + 42.623 = 139.644 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.830 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	15.754	1.977	-	1.000	15.754	31.138
2. 배면토압(평상시)	83.550	1.943	1.000	-	83.550	162.366
3. 배면토압(지진시)	106.725	2.915	-	1.000	106.725	311.103
4. 뒷채움 상재하중	14.331	2.915	1.000	-	14.331	41.775
5. 교량받침마찰력	61.771	2.497	1.000	-	61.771	154.246
6. 상부관성력	61.771	2.497	-	1.000	61.771	154.246

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

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

  Ho = ∑(H② ~ H④) = 15.754 kN

  Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 31.138 kN.m

  y = Mo / Ho = 31.138 / 15.754 = 1.977

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	159.652	358.386	

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)	595.879	152.982	2060.732	380.809
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	595.879	152.982	2060.732	380.809
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	558.253	198.168	1885.535	664.698
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1199.082	152.982	3478.259	380.809
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1199.082	214.753	3478.259	609.180
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)	970.062	259.939	2853.286	893.069

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(=2.450) - $\sum M / \sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

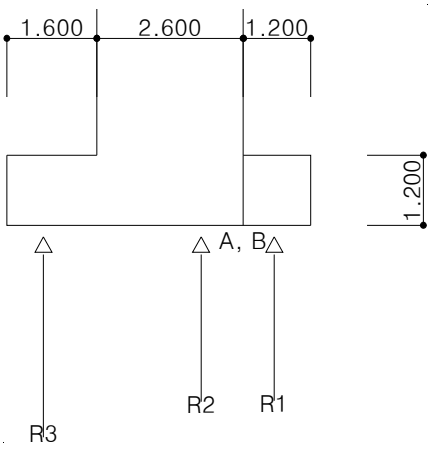
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	5362.911	1376.838	-0.369	-1978.914
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	5362.911	1376.838	-0.369	-1978.914
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	5024.277	1783.512	0.263	1321.385
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10	10791.738	1376.838	-0.133	-1435.301
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	10791.738	1932.777	0.057	615.129
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)	8730.558	2339.451	0.429	3745.409

각 작용력은 교대의 전폭(9.000 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 5본 / 9.000 (kN/m)
R2 = Ru2 x 5본 / 9.000 (kN/m)
R3 = Ru3 x 5본 / 9.000 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	342.710	345.340	428.830
COMB 2	342.710	345.340	428.830
COMB 3	436.560	363.180	265.720
COMB 4	724.190	712.690	762.270
COMB 5	819.350	739.130	654.840
COMB 6	785.900	638.660	385.810

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 1.200 x 25.000 = 36.000 kN

Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1

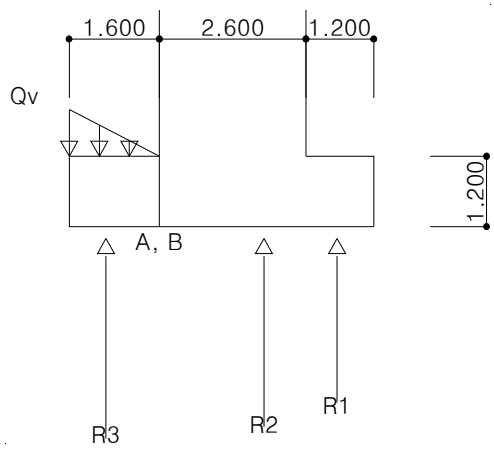
Ma = R1 x 0.550

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	190.394	104.717	154.394	83.117
COMB 2	190.394	104.717	154.394	83.117
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	402.328	221.280	366.328	199.680
COMB 5	455.194	250.357	419.194	228.757
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 5본 / 9.000 (kN/m)

R2 = Ru2 x 5본 / 9.000 (kN/m)

R3 = Ru3 x 5본 / 9.000 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	281.810	328.420	351.010
COMB 2	281.810	328.420	351.010
COMB 3	389.130	350.000	205.110
COMB 4	666.020	696.540	687.940
COMB 5	750.090	719.890	566.340
COMB 6	735.610	624.700	321.550

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 -『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x 0.950

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	195.006	185.255	79.281	34.296
COMB 2	195.006	185.255	79.281	34.296
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	382.189	363.079	107.903	-143.528
COMB 5	314.633	298.902	40.347	-79.351
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)] = 228.757 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 178.747/3)]
= 100.772 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1050.0/(8x2292.000)]
= 178.747 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 100.77) - 2.5 x 140.50 = 430.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 100.77) = 625.17 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 430.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 430.21 mm) ∴ O.K

② 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 143.528 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 183.345/3)]
= 60.278 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(8x2292.000)]
= 183.345 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 60.28) - 2.5 x 90.50 = 1080.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 60.28) = 1045.16 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1045.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1045.16 mm) ∴ O.K

③ 벽체 (H=5.830)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 358.386 x 1000000 / [2292.000 x (2500.000 - 285.006/3)]
= 65.016 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2500.0/(8x2292.000)]
= 285.006 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 65.02) - 2.5 x 90.50 = 984.99 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 65.02) = 968.99 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 968.99 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 968.99 mm) ∴ O.K

④ 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 139.644 x 1000000 / [2292.000 x (720.000 - 145.188/3)]
= 90.718 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(8x2292.000)]
= 145.188 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

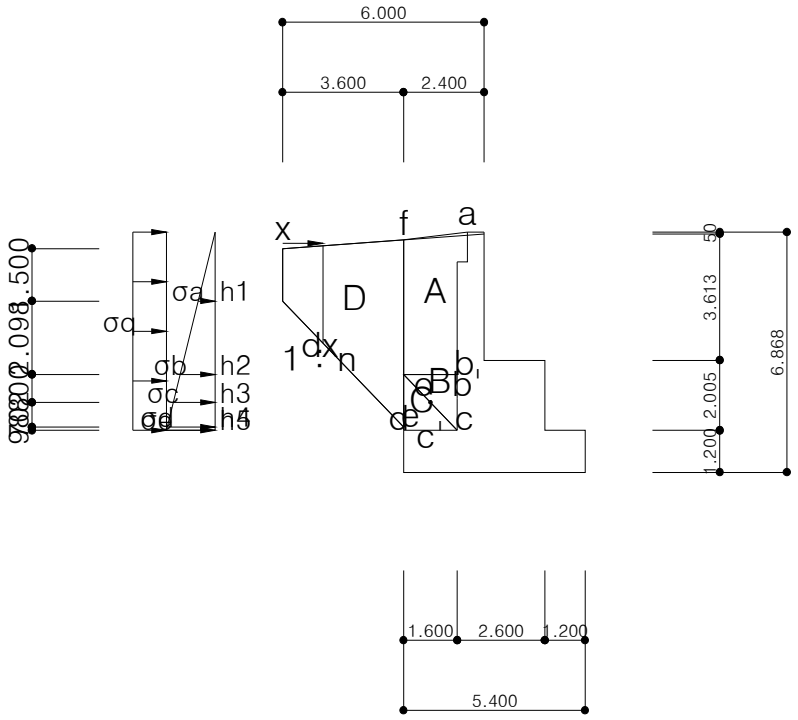
Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 90.72) - 2.5 x 70.50 = 691.82 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 90.72) = 694.46 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 691.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 691.82 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

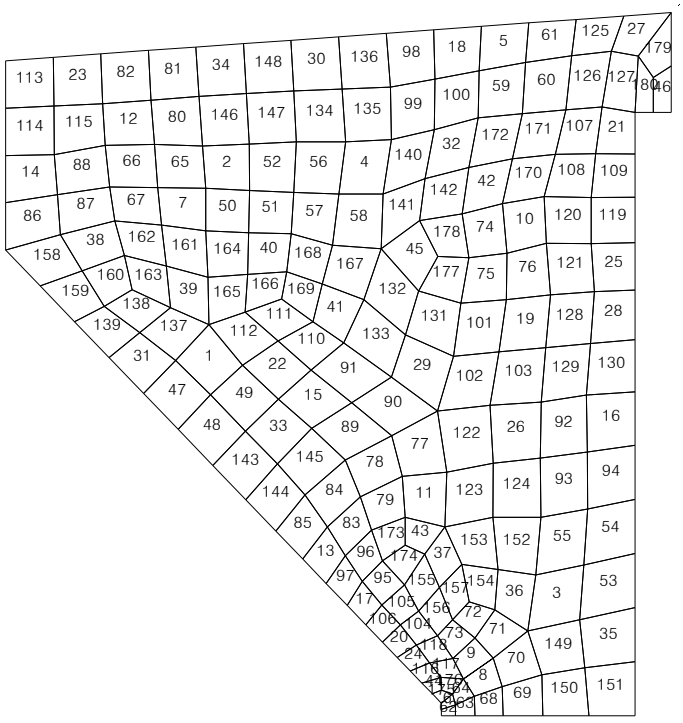


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	210.238	283.908	368.211	569.214
전단력(kN)	279.167	156.275	341.084	674.765

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	123.669	167.005	216.595	334.832
전단력(kN)	164.216	91.927	200.638	396.92

(2) 철근량 검토

① D(T=600 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	600.00	520.00	80.00	210.24	279.17

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1622.740 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.412]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 210.238 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.399]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 279.167 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=600 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	600.00	520.00	80.00	283.91	156.28

* 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 (520.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02612

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2210.158 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.401]

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 = 0.00596

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 (520.00 - a/2) = 392.654 kN.m

≥ Mu (= 283.908 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.383]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 156.275 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=600 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	600.00	520.00	80.00	368.21	341.08

* 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 (520.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01924

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2895.398 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.400]

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 = 0.00780

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 (520.00 - a/2) = 506.698 kN.m

≥ Mu (= 368.211 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.376]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

< Vu (= 341.084 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (341.084-339.663) x 250.00 / (300x520.00xΦ) x 1000 = 2.847 mm²

Av_use = 397.200 mm² (D16-2.0 EA, C.T.C 250 mm)

Vs = 397.200 x 300.0 x 520.00 / 250.00 x 1000 = 247.853 kN

Vs_Max = 2√24.0 / 3 x 1000.00 x 520.00 / 1000 = 1698.313 kN ≥ 247.853 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 260.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (424.578 + 247.853) = 537.945 kN ≥ 341.084 kN ∴ O.K

④ C(T=600 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	600.00	520.00	80.00	569.21	674.77

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 300.00 = 1541760.000

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

T = C 이므로, a = 75.576 mm, c = 75.576 / β1 = 75.576 / 0.85 = 88.913 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 88.913) / 88.913 = 0.01455

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4590.714 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.119]

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00988

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.576 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 300 x (520.00 - a/2) = 631.937 kN.m

≥ Mu (= 569.214 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.110]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

< Vu (= 674.765 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (674.765-339.663) x 250.00 / (300x520.00xΦ) x 1000 = 671.278 mm²

Av_use = 774.200 mm² (D22-2.0 EA, C.T.C 250 mm)

Vs = 774.200 x 300.0 x 520.00 / 250.00 x 1000 = 483.101 kN

Vs_Max = 2√24.0 / 3 x 1000.00 x 520.00 / 1000 = 1698.313 kN ≥ 483.101 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 260.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (424.578 + 483.101) = 726.143 kN ≥ 674.765 kN ∴ O.K

(3) 사용성 검토

① D(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 123.669 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 120.968/3)]
= 112.486 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x2292.000)]
= 120.968 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 / 112.49) - 2.5 x 70.50 = 523.84 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 112.49) = 560.07 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 523.84 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 523.84 mm) ∴ O.K

② A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 167.005 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 137.642/3)]
= 113.744 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x3096.800/1000.0 + 8x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x3096.800)]
= 137.642 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 113.74) - 2.5 x 69.00 = 519.85 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 113.74) = 553.88 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 519.85 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 519.85 mm) ∴ O.K

③ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 216.595 x 1000000 / [4053.600 x (520.000 - 154.059/3)]
= 114.015 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x4053.600/1000.0 + 8x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x4053.600)]
= 154.059 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 / 114.01) - 2.5 x 67.50 = 521.95 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 114.01) = 552.56 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 521.95 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 521.95 mm) ∴ O.K

④ C(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 334.832 x 1000000 / [5139.200 x (520.000 - 169.714/3)]
= 140.588 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x5139.200/1000.0 + 8x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x5139.200)]
= 169.714 mm

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

② 철근의 최대 중심간격

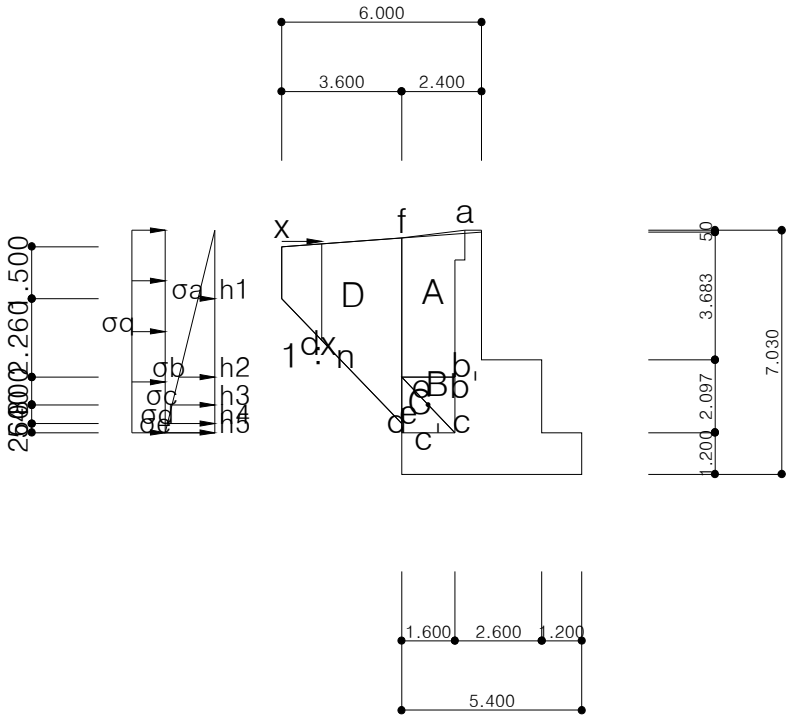
Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 140.59) - 2.5 x 65.50 = 396.40 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 140.59) = 448.12 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 396.40 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 396.40 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

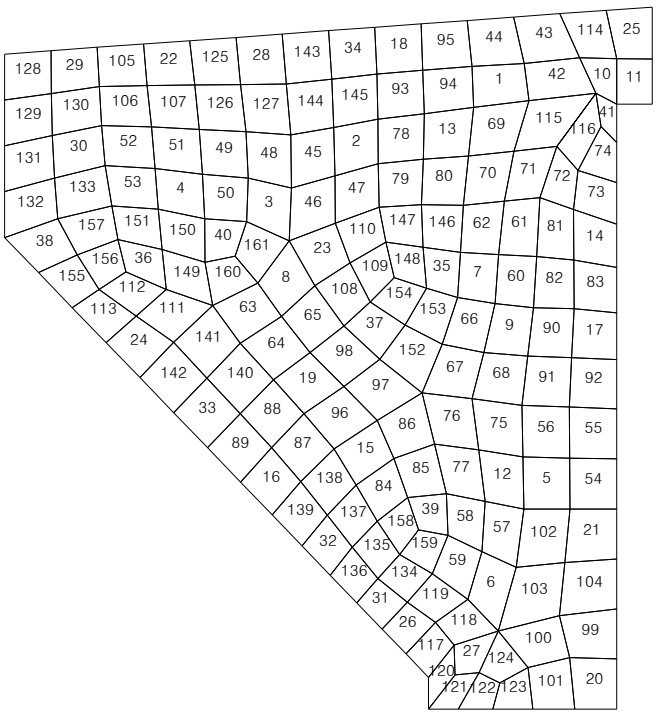


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	156.688	302.422	157.501	275.202
전단력(kN)	111.951	161.35	143.358	307.02

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	92.17	177.895	92.648	161.884
전단력(kN)	65.854	94.912	84.328	180.6

(2) 철근량 검토

① D(T=600 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	600.00	520.00	80.00	156.69	111.95

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1202.094 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.907]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 156.688 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.877]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 111.951 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=600 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	600.00	520.00	80.00	302.42	161.35

* 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 (520.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02612

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2359.424 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.313]

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 = 0.00596

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 (520.00 - a/2) = 392.654 kN.m

≥ Mu (= 302.422 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.298]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 161.350 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=600 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	600.00	520.00	80.00	157.50	143.36

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1208.441 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.897]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 157.501 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.867]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 143.358 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=600 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	600.00	520.00	80.00	275.20	307.02

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

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

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02612

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2140.199 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.447]

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 = 0.00596

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 (520.00 - a/2) = 392.654 kN.m

≥ Mu (= 275.202 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.427]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 307.020 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 92.170 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 120.968/3)]

= 83.835 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x2292.000)]

= 120.968 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 / 83.83) - 2.5 x 70.50 = 763.10 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 83.83) = 751.48 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 751.48 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 751.48 mm) ∴ O.K

② A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 177.895 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 137.642/3)]

= 121.161 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x3096.800/1000.0 + 8x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x3096.800)]

= 137.642 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 121.16) - 2.5 x 69.00 = 477.46 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 121.16) = 519.97 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 477.46 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 477.46 mm) ∴ O.K

③ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 92.648 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 120.968/3)]
= 84.270 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x2292.000)]
= 120.968 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 / 84.27) - 2.5 x 70.50 = 758.25 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 84.27) = 747.60 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 747.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 747.60 mm) ∴ O.K

④ C(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 161.884 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 137.642/3)]
= 110.256 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x3096.800/1000.0 + 8x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x3096.800)]
= 137.642 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 110.26) - 2.5 x 69.00 = 541.75 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 110.26) = 571.40 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 541.75 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 541.75 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 7.000 = 4.9 m

- 등분포 고정하중

W1 = 23.000 x 0.050 = 1.150 kN/m ; 접속판위의 포장

W2 = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

Wd = 1.150 + 11.250 = 12.400 kN/m

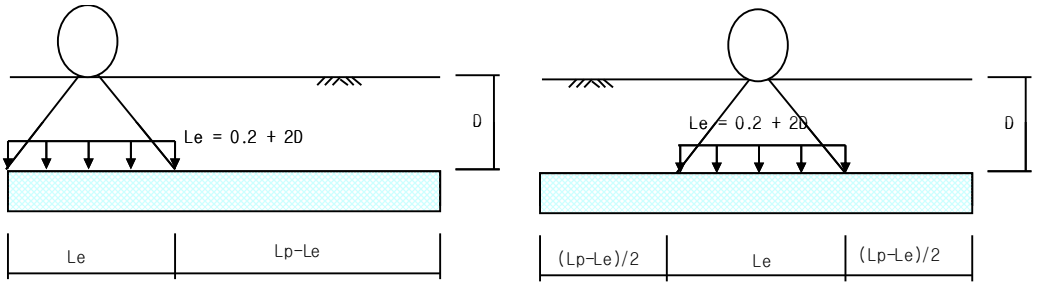
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.400 x 4.900 / 2 = 30.380 kN/m

Md = 12.400 x 4.900² / 8 = 37.215 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) / [3.000 x (0.200 + 2D)]

= 2 x 96.000 x (1 + 0.300) / [3.000 x (0.200 + 2 x 0.050)]

= 277.333 kN/m²

Vl = Ps x Le - (Ps x Le²) / (2 x Lp)

= 277.333 x 0.300 - (277.333 x 0.300²) / (2 x 4.900)

= 80.653 kN

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

= 277.333 x 4.900/2 x 0.300/2 - 277.333 x 0.300/2 x 0.300/4

= 98.800 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = (1.30 x Vd + 2.15 x Vl)

= 1.30 x 30.380 + 2.15 x 80.653

= 212.898 kN

Mu = (1.30 x Md + 2.15 x Ml)

= 1.30 x 37 + 2.15 x 99

= 260.800 kN.m

2) 단면력 검토

* 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	260.80	212.90

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

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

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01283

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2935.415 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.381]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.01096

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (370.00 - a/2) = 351.648 kN.m

≥ Mu (= 260.800 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.348]

* 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 (= 212.898 kN) , 전단보강 불필요.

3) 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 136.016 \times 1000000 / [4053.600 \times (370.000 - 125.840/3)]$

$= 102.283$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -8x4053.600/1000.0 + 8x4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x370.0/(8x4053.600)]}$

$= 125.840$ 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 / 102.28) - 2.5 x 67.50 = 601.17 mm

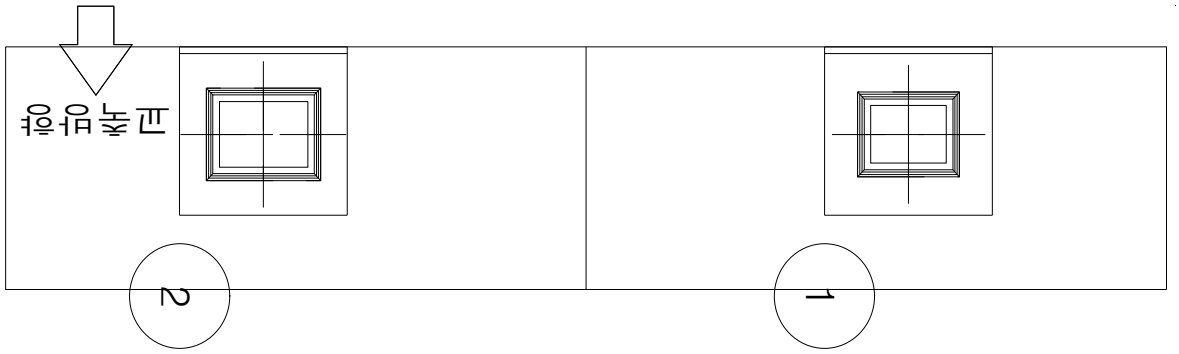
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 102.28) = 615.94 mm

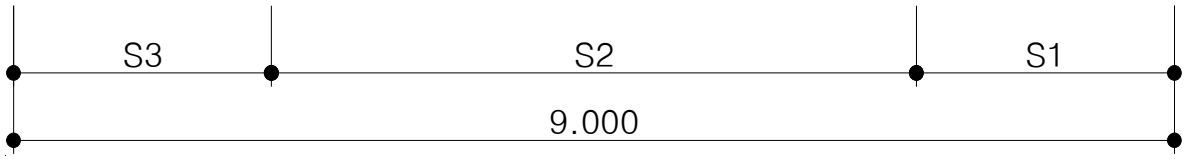
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 601.17 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 601.17 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토





1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 82.000 = 610.000 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	610.000	427.000	587.000	936.500	O.K
2	610.000	485.000	685.000	907.500	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

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

$= (200 + 1.67 \times 257.000 + 6.66 \times 15.750) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2)$

= 734.085 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1800 - 100 - 50 = 1650 mm ≥ 734 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	3000.000	2818.256	O.K	493.000	329.063	O.K
SHOE 2	4000.000	3129.805	O.K	469.000	325.700	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	2818.256	232.131	247.415	1737.000	2363.500	
2	3129.805	251.297	244.887	1835.000	2392.500	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	5305.215	8516.200	O.K	5407.111	7742.000	O.K
2	5791.686	8516.200	O.K	5805.655	7742.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1547.540	6303.000	O.K	1649.436	5730.000	O.K
2	1675.312	6303.000	O.K	1632.581	5730.000	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 2818.256 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 1779.671 x 0.150 / 1.15 = 232.131 kN

  Hx2 = 203.125 / 1.33 = 152.726 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 232.131 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 9.000 / 0.000 = 0.000 [8≤B/D]

  W1 = 2.4 x 0.000 = 0.000 kN/m² < 6.0 이므로

  Hy1 = 6.000 x 82.000 / 2 / 2EA / 1.25 = 98.400 kN

  Hy2 = 329.063 / 1.33 = 247.415 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 247.415 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 427.000 mm b1y = 587.000 mm

b2x = 1150.000 mm b2y = 2000.000 mm

bcx = 2 x b2x = 2300.000 mm > 5 x b1x = 2135.000 mm

bcy = 2 x b2y = 4000.000 mm > 5 x b1y = 2935.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 427.000/2135.000) x 2818.256 x 10^3 /150.000

= 3757.675 mm²

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

= 1/4 x (1 - 587.000/2935.000) x 2818.256 x 10^3 /150.000

= 3757.675 mm²

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 232.131 x 10^3 / 150.000

= 1547.540 mm²

Asy2 = Hy/fsa

= 247.415 x 10^3 / 150.000

= 1649.436 mm²

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 427.000 + 2000.000 = 2427.000 ㎜

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 1150.000 ㎜가 Bxo/2 = 1213.500 ㎜보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 1150.000 + (427.000+2000.000)/2 = 2363.500 ㎜

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 587.000 + 1150.000 = 1737.000 ㎜

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 3757.675 + 1649.436 = 5407.111 ㎟

Bxo = 2363.500 ㎜ 범위내에서 D22 - 20 EA

As = 387.100 x 20 = 7742.000 ㎟ ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 3757.675 + 1547.540 = 5305.215 ㎟

Byo = 1737.000 ㎜ 범위내에서 D22 - 22 EA

As = 387.100 x 22 = 8516.200 ㎟ ∴ O.K

(3) 받침 콘크리트 제원 산정

① 교축방향

전면길이 (받침전면에서의 길이를 기준으로 한다.) 결정값(Lbx1) = 550.0 ㎜

최대가능길이 Lbx,max1 = 550.0 ㎜

지압저항길이 b3x = ha x 2 + 100㎜ = 71 x 2 + 100 = 242 ㎜

* b2중 최대값을 사용하되 최대가능길이는 초과할 수 없다.

배면길이 (받침전면에서의 길이를 기준으로 한다.) 결정값(Lbx1) = 800.0 ㎜

최대가능길이 Lbx,max1 = 800.0 ㎜

지압저항길이 b3x = ha x 2 + 100㎜ = 71 x 2 + 100 = 242 ㎜

받침콘크리트 제원

배면길이 + 받침길이 + 전면길이 =

800 + 1250 + 550.0 = 2600 ㎜

코핑제원 코핑폭 = 2600 ㎜

배면길이 + 받침길이 + 전면길이 =

800.0 + 1250 + 550.0 = 2600 ㎜

② 교축직각방향

내측받침(받침전면에서의 길이를 기준으로 한다.) 결정값(Lbx1) = 1350 ㎜

최대가능길이 Lbx,max1 = 1350 ㎜

지압저항길이 b3x = ha x 2 + 100㎜ = 71 x 2 + 100 = 242 ㎜

* b2중 최대값을 사용하되 최대가능길이는 초과할 수 없다.

받침콘크리트 제원

좌측길이 + 받침길이 + 우측길이 =

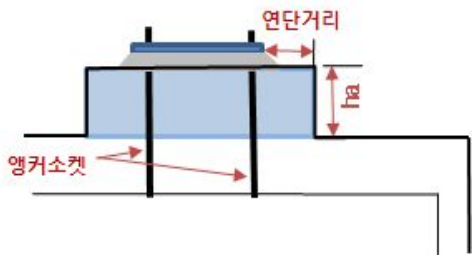
1350 + 1300 + 1350.0 = 4000 ㎜

코핑제원 코핑폭 = 2600 ㎜

좌측길이 + 받침길이 + 우측길이(받침중심간거리)

1350.0 + 1300 + 1350.0 = 4000 ㎜

(4) 지압검토



1) 지압에 대한 검토

받침 콘크리트의 연단거리가 받침 콘크리트 높이(ha)의 2배 이상이면 지압에 대한 검토는 생략한다.

받침콘크리트 높이(ha) = 71 mm

교축방향 연단거리 = Min(550 , 800) = 550 mm

> 71 x 2 = 142.0 mm **지압에 대한 검토가 필요없음**

교축직각방향 연단거리 = Min(1350 , 1350) = 1350 mm

> 71 x 2 = 142.0 mm **지압에 대한 검토가 필요없음**

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 247.415 x 10^3 / 150.000 = 1649.436 mm^2

사용철근 : D19 - 20 EA

As = 286.500 x 20 = 5730.000 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 232.131 x 10^3 / 150.000 = 1547.540 mm^2

사용철근 : D19 - 22 EA

As = 286.500 x 22 = 6303.000 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	23.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 205000.0 MPa

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

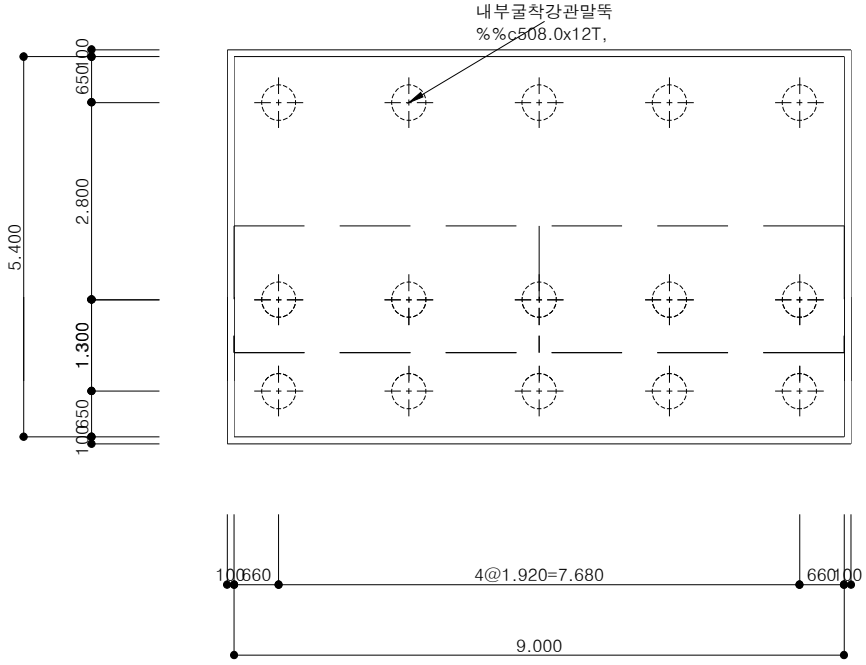
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 30

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	5195.277	1376.838	-1574.169	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7
	COMBO 2	5195.277	1376.838	-1574.169	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 3	5024.277	1783.512	1321.385	고정하중+토압+지진하중(2+4+6
	COMBO 4	10624.104	1376.838	-1030.538	정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8
	COMBO 5	10624.104	1932.777	1019.914	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 6	8730.558	2339.451	3745.409	정하중+토압+지진하중(2+4+6+8+
계수하중	COMBO 1	7184.188	2340.625	-1659.547	정하중+활하중+토압(1+3+5+7+
	COMBO 2	7038.838	2340.625	-1365.535	중+활하중+토압+온도하중(1+3+
	COMBO 3	5024.277	1783.512	1321.385	고정하중+토압+지진하중(2+4+6
	COMBO 4	15705.827	2340.625	-800.997	하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9
	COMBO 5	14096.313	3063.345	2015.773	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+
	COMBO 6	8730.558	2339.451	3745.409	정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 m² ; 말뚝의 순단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.834

Kv = a x Ap x Ep / L = 111047.088 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 2800 x N = 2800 x 10 = 28000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.868	63249.17
1.868	2.112	38697.02
2.112	2.137	36955.01
2.137	2.139	36795.78
2.139	2.139	36780.88
2.139	2.139	36779.49
2.139	2.139	36779.36

Kh = 36779.34 kN/m³

β = 0.467 m-1

βL = 0.467 x 23.9000 = 11.171 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.571	126498.34
1.571	1.748	82590.30
1.748	1.765	79354.34
1.765	1.767	79057.55
1.767	1.767	79029.78
1.767	1.767	79027.18
1.767	1.767	79026.93

Kh = 79026.91 kN/m³

β = 0.566 m-1

βL = 0.566 x 23.9000 = 13.525 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	39658.292	70382.109	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	42423.209	62185.485	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	42423.209	62185.485	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	90761.782	109886.862	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	594874.4	1055731.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-636348.1	-932782.3
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	1665706.3	1665706.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	6236393.9	6523270.1
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0022950	0.0031190	-0.0000182	중+활하중+토압(1
	COMBO 2	0.0022950	0.0031190	-0.0000182	하중+토압+온도하
	COMBO 3	0.0021385	0.0030163	0.0005084	중+토압+지진하중
	COMBO 4	0.0023997	0.0063781	0.0000796	활하중+토압(1+3
	COMBO 5	0.0038435	0.0063781	0.0005557	+토압+온도하중(
	COMBO 6	0.0031171	0.0052414	0.0010199	토압+지진하중(2+
계수하중	COMBO 1	0.0040972	0.0043130	0.0001520	+활하중+토압(1+
	COMBO 2	0.0041538	0.0042257	0.0002049	하중+토압+온도하
	COMBO 3	0.0021385	0.0030163	0.0005084	중+토압+지진하중
	COMBO 4	0.0042625	0.0094289	0.0003065	활하중+토압(1+3+5
	COMBO 5	0.0061686	0.0084627	0.0009527	토압+온도하중(1+
	COMBO 6	0.0031171	0.0052414	0.0010199	토압+지진하중(2+

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.844 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

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

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

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

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0022950	0.0030861	-0.0000182	342.706	91.789	-99.016
	2	0.0022950	0.0031098	-0.0000182	345.339	91.789	-99.016
	3	0.0022950	0.0031609	-0.0000182	351.011	91.789	-99.016
COMBO 2	1	0.0022950	0.0030861	-0.0000182	342.706	91.789	-99.016
	2	0.0022950	0.0031098	-0.0000182	345.339	91.789	-99.016
	3	0.0022950	0.0031609	-0.0000182	351.011	91.789	-99.016
COMBO 3	1	0.0021385	0.0039313	0.0005084	436.565	118.901	-77.123
	2	0.0021385	0.0032705	0.0005084	363.178	118.901	-77.123
	3	0.0021385	0.0018471	0.0005084	205.113	118.901	-77.123
COMBO 4	1	0.0023997	0.0065214	0.0000796	724.187	91.789	-94.576
	2	0.0023997	0.0064179	0.0000796	712.694	91.789	-94.576
	3	0.0023997	0.0061950	0.0000796	687.940	91.789	-94.576
COMBO 5	1	0.0038435	0.0073784	0.0005557	819.355	128.852	-112.616
	2	0.0038435	0.0066560	0.0005557	739.130	128.852	-112.616
	3	0.0038435	0.0051000	0.0005557	566.336	128.852	-112.616
COMBO 6	1	0.0031171	0.0070771	0.0010199	785.895	155.963	-81.764
	2	0.0031171	0.0057513	0.0010199	638.664	155.963	-81.764
	3	0.0031171	0.0028956	0.0010199	321.552	155.963	-81.764

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0040972	0.0045865	0.0001520	509.321	156.042	-160.024
	2	0.0040972	0.0043890	0.0001520	487.383	156.042	-160.024
	3	0.0040972	0.0039635	0.0001520	440.133	156.042	-160.024
COMBO 2	1	0.0041538	0.0045945	0.0002049	510.209	156.042	-157.623
	2	0.0041538	0.0043282	0.0002049	480.632	156.042	-157.623
	3	0.0041538	0.0037545	0.0002049	416.927	156.042	-157.623
COMBO 3	1	0.0021385	0.0039313	0.0005084	436.565	118.901	-77.123
	2	0.0021385	0.0032705	0.0005084	363.178	118.901	-77.123
	3	0.0021385	0.0018471	0.0005084	205.113	118.901	-77.123
COMBO 4	1	0.0042625	0.0099806	0.0003065	1108.320	156.042	-153.011
	2	0.0042625	0.0095822	0.0003065	1064.073	156.042	-153.011
	3	0.0042625	0.0087240	0.0003065	968.773	156.042	-153.011
COMBO 5	1	0.0061686	0.0101775	0.0009527	1130.177	204.223	-175.228
	2	0.0061686	0.0089390	0.0009527	992.649	204.223	-175.228
	3	0.0061686	0.0062715	0.0009527	696.436	204.223	-175.228
COMBO 6	1	0.0031171	0.0070771	0.0010199	785.895	155.963	-81.764
	2	0.0031171	0.0057513	0.0010199	638.664	155.963	-81.764
	3	0.0031171	0.0028956	0.0010199	321.552	155.963	-81.764

▣ 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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.800	0	342.706	91.789	-99.016	5
	2	0.500	0	345.339	91.789	-99.016	5
	3	-2.300	0	351.011	91.789	-99.016	5
	계			5195.277	1376.838	-1574.169	15
COMBO 2	1	1.800	0	342.706	91.789	-99.016	5
	2	0.500	0	345.339	91.789	-99.016	5
	3	-2.300	0	351.011	91.789	-99.016	5
	계			5195.277	1376.838	-1574.169	15
COMBO 3	1	1.800	0	436.565	118.901	-77.123	5
	2	0.500	0	363.178	118.901	-77.123	5
	3	-2.300	0	205.113	118.901	-77.123	5
	계			5024.277	1783.512	1321.385	15
COMBO 4	1	1.800	0	724.187	91.789	-94.576	5
	2	0.500	0	712.694	91.789	-94.576	5
	3	-2.300	0	687.940	91.789	-94.576	5
	계			10624.104	1376.838	-1030.538	15
COMBO 5	1	1.800	0	819.355	128.852	-112.616	5
	2	0.500	0	739.130	128.852	-112.616	5
	3	-2.300	0	566.336	128.852	-112.616	5
	계			10624.104	1932.777	1019.914	15
COMBO 6	1	1.800	0	785.895	155.963	-81.764	5
	2	0.500	0	638.664	155.963	-81.764	5
	3	-2.300	0	321.552	155.963	-81.764	5
	계			8730.558	2339.451	3745.409	15

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.800	0	509.321	156.042	-160.024	5
	2	0.500	0	487.383	156.042	-160.024	5
	3	-2.300	0	440.133	156.042	-160.024	5
	계			7184.188	2340.625	-1659.547	15
COMBO 2	1	1.800	0	510.209	156.042	-157.623	5
	2	0.500	0	480.632	156.042	-157.623	5
	3	-2.300	0	416.927	156.042	-157.623	5
	계			7038.838	2340.625	-1365.535	15
COMBO 3	1	1.800	0	436.565	118.901	-77.123	5
	2	0.500	0	363.178	118.901	-77.123	5
	3	-2.300	0	205.113	118.901	-77.123	5
	계			5024.277	1783.512	1321.385	15
COMBO 4	1	1.800	0	1108.320	156.042	-153.011	5
	2	0.500	0	1064.073	156.042	-153.011	5
	3	-2.300	0	968.773	156.042	-153.011	5
	계			15705.827	2340.625	-800.997	15
COMBO 5	1	1.800	0	1130.177	204.223	-175.228	5
	2	0.500	0	992.649	204.223	-175.228	5
	3	-2.300	0	696.436	204.223	-175.228	5
	계			14096.313	3063.345	2015.773	15
COMBO 6	1	1.800	0	785.895	155.963	-81.764	5
	2	0.500	0	638.664	155.963	-81.764	5
	3	-2.300	0	321.552	155.963	-81.764	5
	계			8730.558	2339.451	3745.409	15

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)

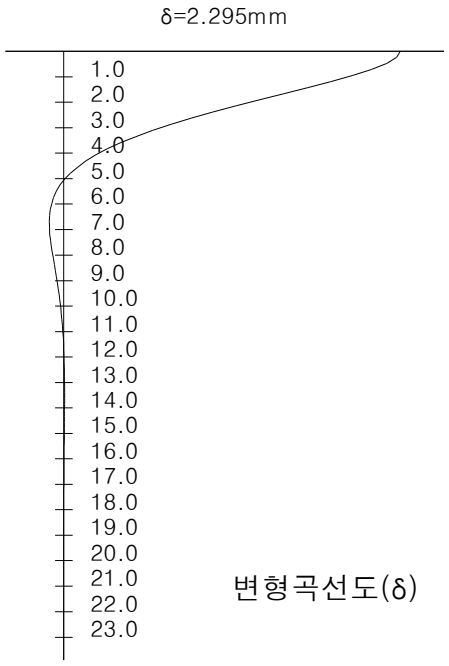
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : 99.016 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.295 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.295 mm

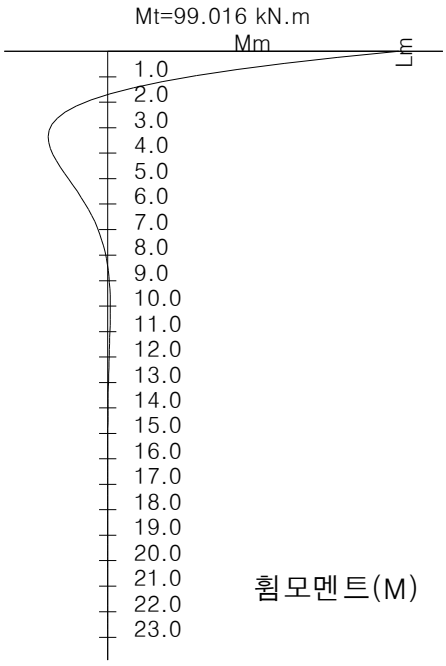
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	99.016	-91.789	2.295	
1.593	3.235	-32.297	1.553	
3.187	-20.068	-1.855	0.567	
4.780	-14.743	5.987	0.046	
6.373	-5.770	4.599	-0.096	
7.967	-0.704	1.861	-0.077	
9.560	0.809	0.263	-0.032	
11.153	0.724	-0.236	-0.005	
12.747	0.323	-0.224	0.004	
14.340	0.062	-0.103	0.004	
15.933	-0.029	-0.022	0.002	
17.527	-0.035	0.008	0.000	
19.120	-0.017	0.011	0.000	
20.713	-0.004	0.006	0.000	
22.307	0.001	0.001	0.000	
23.900	0.002	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㈏ COMBO 2 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

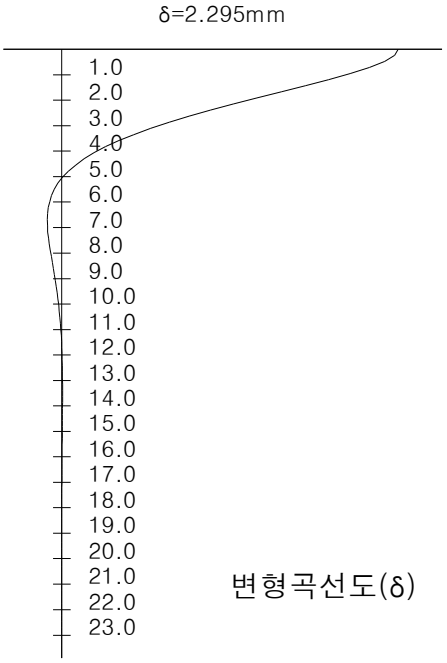
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : 99.016 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.295 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.295 mm

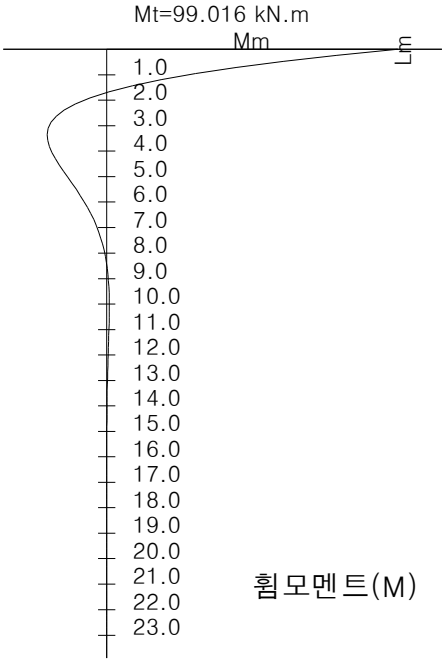
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	99.016	-91.789	2.295	
1.593	3.235	-32.297	1.553	
3.187	-20.068	-1.855	0.567	
4.780	-14.743	5.987	0.046	
6.373	-5.770	4.599	-0.096	
7.967	-0.704	1.861	-0.077	
9.560	0.809	0.263	-0.032	
11.153	0.724	-0.236	-0.005	
12.747	0.323	-0.224	0.004	
14.340	0.062	-0.103	0.004	
15.933	-0.029	-0.022	0.002	
17.527	-0.035	0.008	0.000	
19.120	-0.017	0.011	0.000	
20.713	-0.004	0.006	0.000	
22.307	0.001	0.001	0.000	
23.900	0.002	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6)

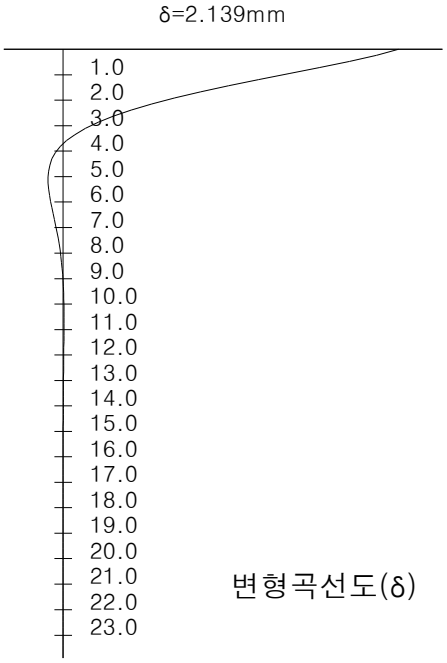
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.303 kN.m, 2.317 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.139 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.139 mm

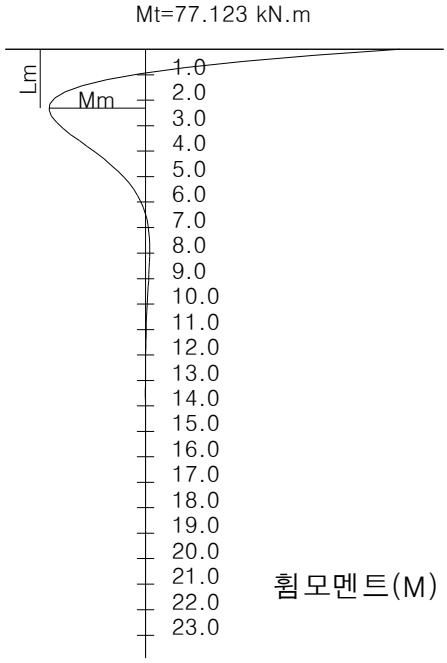
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	77.123	-118.901	2.139	
1.593	-22.920	-19.872	0.933	
3.187	-24.247	9.582	0.118	
4.780	-8.433	8.099	-0.095	
6.373	-0.252	2.499	-0.067	
7.967	1.262	-0.076	-0.018	
9.560	0.677	-0.450	0.002	
11.153	0.133	-0.214	0.004	
12.747	-0.045	-0.034	0.002	
14.340	-0.044	0.018	0.000	
15.933	-0.015	0.015	0.000	
17.527	0.000	0.004	0.000	
19.120	0.002	0.000	0.000	
20.713	0.001	-0.001	0.000	
22.307	0.000	0.000	0.000	
23.900	0.000	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)

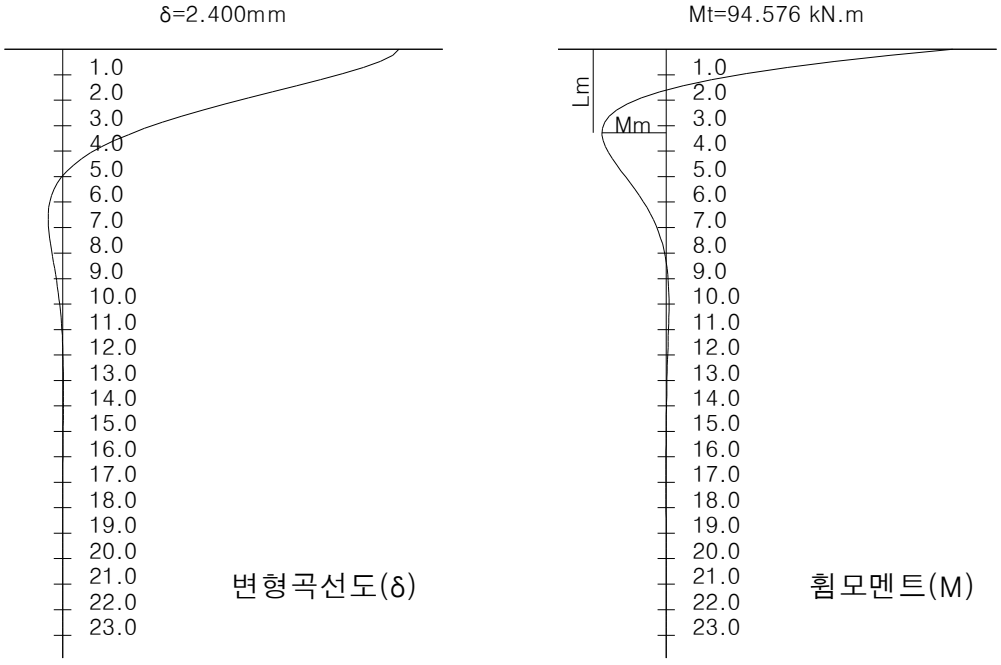
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.190 kN.m, 3.282 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.400 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.400 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	94.576	-91.789	2.400	
1.593	0.256	-30.961	1.555	
3.187	-21.147	-0.922	0.545	
4.780	-14.824	6.337	0.030	
6.373	-5.583	4.633	-0.102	
7.967	-0.556	1.806	-0.078	
9.560	0.871	0.217	-0.031	
11.153	0.733	-0.256	-0.004	
12.747	0.316	-0.228	0.004	
14.340	0.055	-0.101	0.004	
15.933	-0.033	-0.019	0.002	
17.527	-0.035	0.009	0.000	
19.120	-0.017	0.011	0.000	
20.713	-0.004	0.005	0.000	
22.307	0.001	0.001	0.000	
23.900	0.002	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

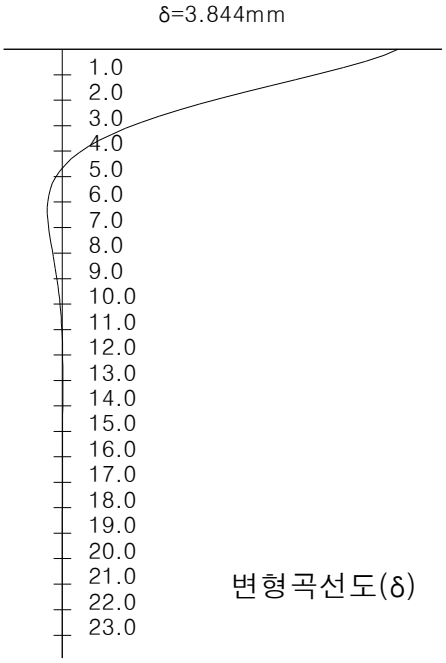
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -34.907 kN.m, 2.973 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.844 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.844 mm

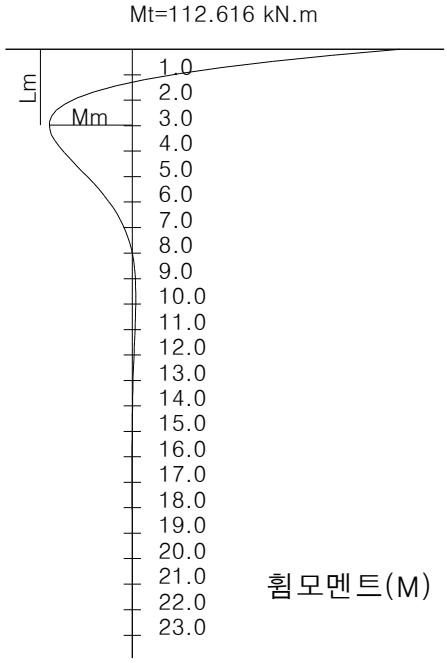
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	112.616	-128.852	3.844	
1.593	-13.160	-37.400	2.196	
3.187	-34.583	2.939	0.667	
4.780	-21.181	10.485	-0.030	
6.373	-6.993	6.659	-0.171	
7.967	-0.107	2.286	-0.113	
9.560	1.502	0.094	-0.040	
11.153	1.073	-0.449	-0.003	
12.747	0.411	-0.335	0.007	
14.340	0.045	-0.133	0.006	
15.933	-0.061	-0.017	0.002	
17.527	-0.053	0.018	0.000	
19.120	-0.023	0.016	0.000	
20.713	-0.004	0.007	0.000	
22.307	0.002	0.001	0.000	
23.900	0.003	-0.001	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉮ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6+8+11)

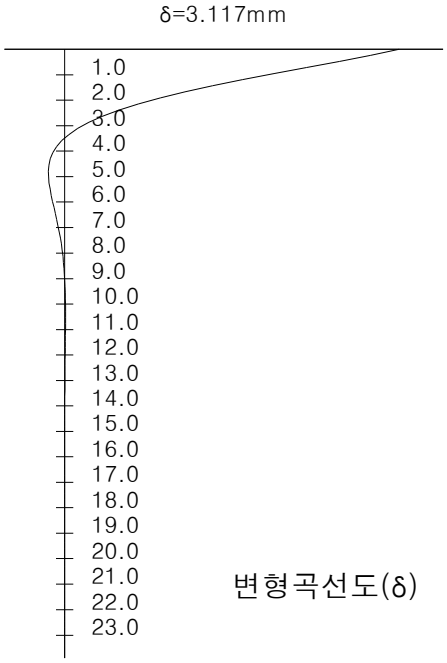
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.501 kN.m, 2.093 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.117 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.117 mm

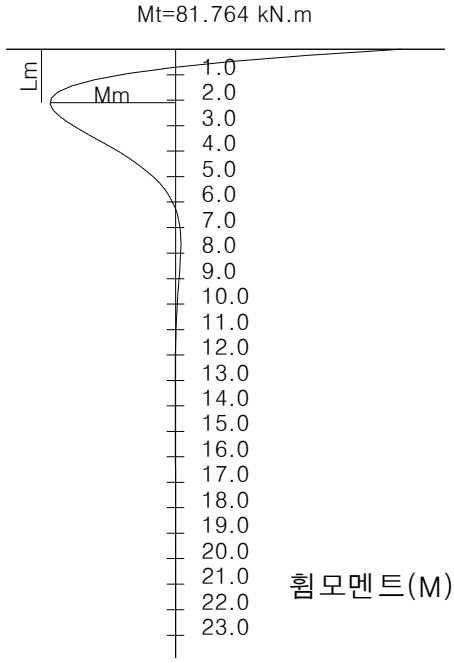
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	81.764	-155.963	3.117	
1.593	-41.125	-19.076	1.203	
3.187	-34.178	16.089	0.092	
4.780	-10.435	11.244	-0.152	
6.373	0.376	3.011	-0.092	
7.967	1.909	-0.336	-0.021	
9.560	0.899	-0.665	0.004	
11.153	0.138	-0.280	0.006	
12.747	-0.078	-0.031	0.002	
14.340	-0.062	0.030	0.000	
15.933	-0.018	0.020	0.000	
17.527	0.001	0.005	0.000	
19.120	0.004	-0.001	0.000	
20.713	0.002	-0.001	0.000	
22.307	0.000	-0.001	0.000	
23.900	0.000	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)

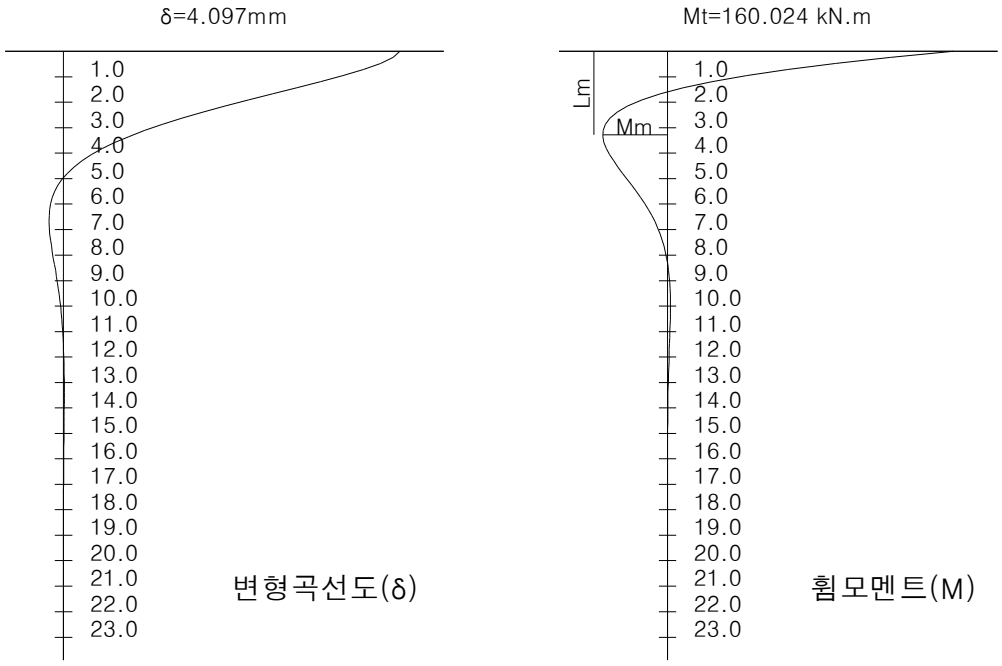
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.193 kN.m, 3.272 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.097 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.097 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	160.024	-156.042	4.097	
1.593	-0.071	-52.406	2.645	
3.187	-36.133	-1.409	0.923	
4.780	-25.215	10.833	0.048	
6.373	-9.460	7.882	-0.175	
7.967	-0.920	3.061	-0.133	
9.560	1.491	0.360	-0.053	
11.153	1.248	-0.439	-0.007	
12.747	0.536	-0.388	0.007	
14.340	0.092	-0.172	0.007	
15.933	-0.056	-0.033	0.003	
17.527	-0.060	0.016	0.001	
19.120	-0.029	0.019	0.000	
20.713	-0.007	0.009	0.000	
22.307	0.002	0.002	0.000	
23.900	0.003	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 2 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

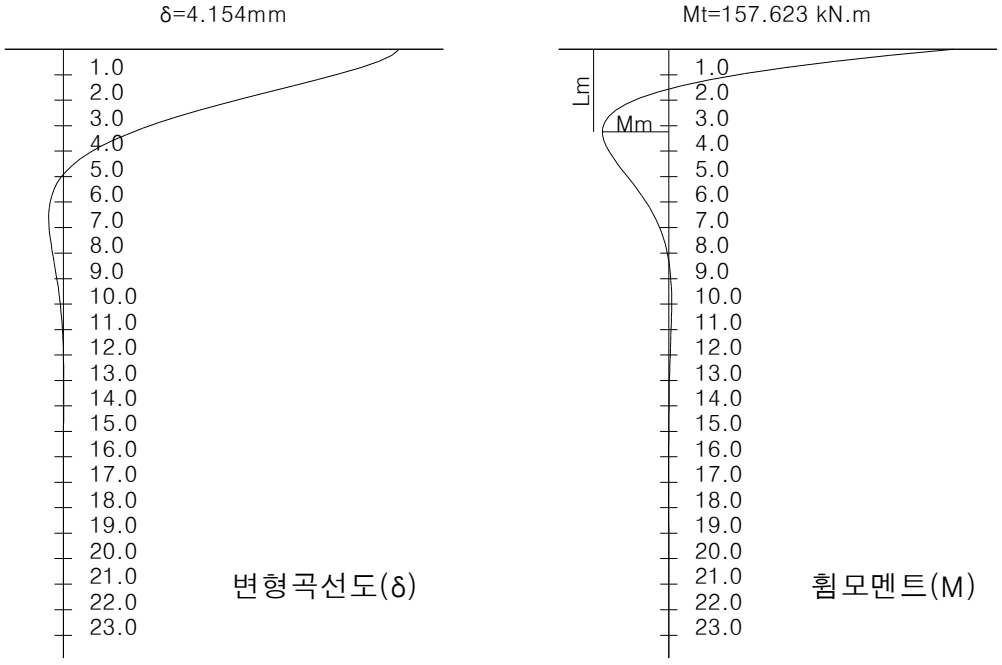
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.742 kN.m, 3.242 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.154 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.154 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	157.623	-156.042	4.154	
1.593	-1.683	-51.683	2.646	
3.187	-36.717	-0.904	0.911	
4.780	-25.260	11.023	0.040	
6.373	-9.359	7.901	-0.178	
7.967	-0.840	3.032	-0.133	
9.560	1.524	0.335	-0.053	
11.153	1.254	-0.449	-0.007	
12.747	0.532	-0.389	0.007	
14.340	0.089	-0.171	0.007	
15.933	-0.058	-0.031	0.003	
17.527	-0.060	0.017	0.001	
19.120	-0.029	0.019	0.000	
20.713	-0.007	0.009	0.000	
22.307	0.002	0.002	0.000	
23.900	0.003	-0.001	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6)

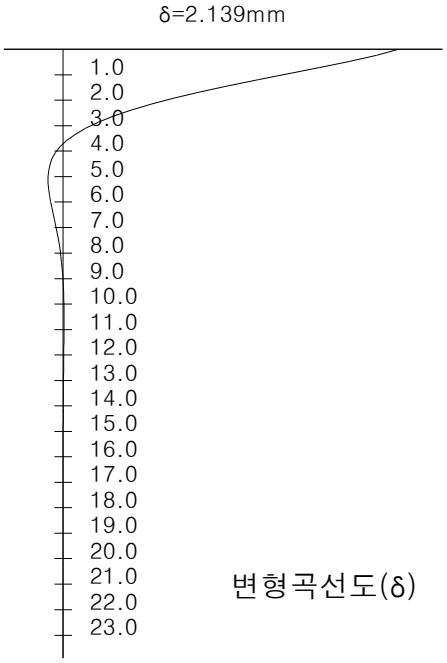
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.303 kN.m, 2.317 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.139 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.139 mm

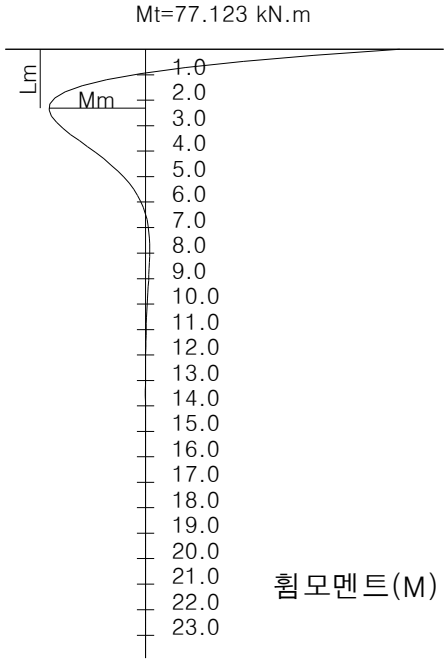
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	77.123	-118.901	2.139	
1.593	-22.920	-19.872	0.933	
3.187	-24.247	9.582	0.118	
4.780	-8.433	8.099	-0.095	
6.373	-0.252	2.499	-0.067	
7.967	1.262	-0.076	-0.018	
9.560	0.677	-0.450	0.002	
11.153	0.133	-0.214	0.004	
12.747	-0.045	-0.034	0.002	
14.340	-0.044	0.018	0.000	
15.933	-0.015	0.015	0.000	
17.527	0.000	0.004	0.000	
19.120	0.002	0.000	0.000	
20.713	0.001	-0.001	0.000	
22.307	0.000	0.000	0.000	
23.900	0.000	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

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

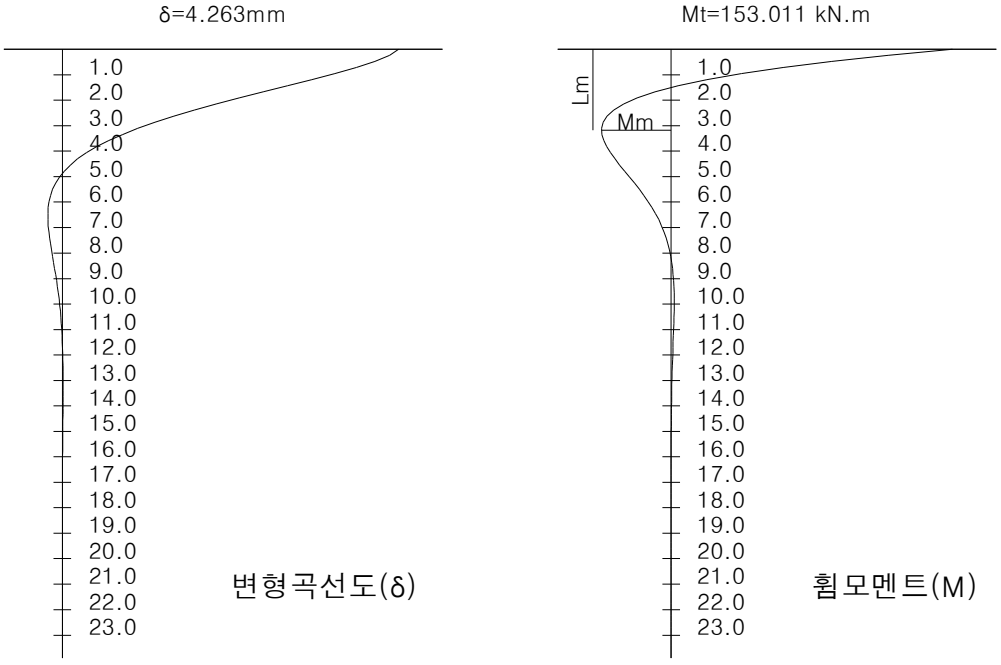
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.838 kN.m, 3.183 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.263 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.263 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	153.011	-156.042	4.263	
1.593	-4.777	-50.296	2.649	
3.187	-37.838	0.065	0.889	
4.780	-25.345	11.386	0.023	
6.373	-9.166	7.936	-0.184	
7.967	-0.685	2.974	-0.134	
9.560	1.588	0.287	-0.052	
11.153	1.264	-0.470	-0.006	
12.747	0.524	-0.393	0.008	
14.340	0.081	-0.168	0.007	
15.933	-0.062	-0.029	0.003	
17.527	-0.061	0.018	0.001	
19.120	-0.029	0.019	0.000	
20.713	-0.006	0.009	0.000	
22.307	0.002	0.002	0.000	
23.900	0.003	-0.001	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

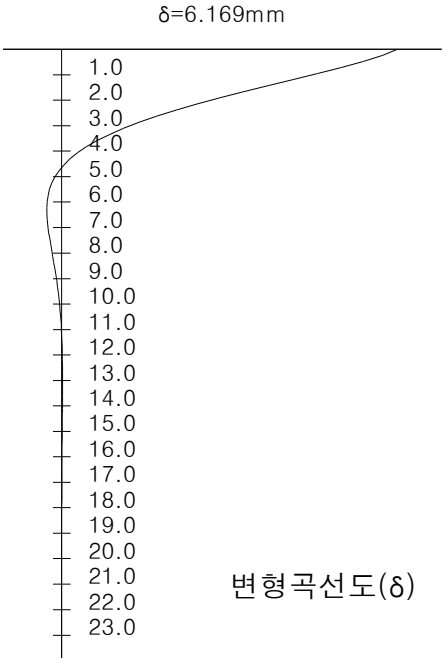
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -56.283 kN.m, 2.943 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.169 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.169 mm

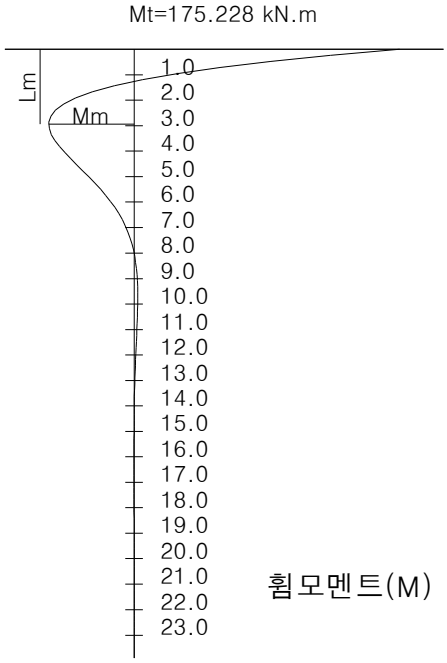
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	175.228	-204.223	6.169	
1.593	-23.046	-58.295	3.483	
3.187	-55.605	5.343	1.041	
4.780	-33.631	16.876	-0.058	
6.373	-10.946	10.579	-0.276	
7.967	-0.060	3.582	-0.179	
9.560	2.426	0.116	-0.063	
11.153	1.708	-0.727	-0.004	
12.747	0.645	-0.534	0.012	
14.340	0.066	-0.209	0.009	
15.933	-0.100	-0.025	0.004	
17.527	-0.084	0.029	0.001	
19.120	-0.036	0.026	-0.001	
20.713	-0.006	0.012	0.000	
22.307	0.004	0.002	0.000	
23.900	0.004	-0.001	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉮ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)

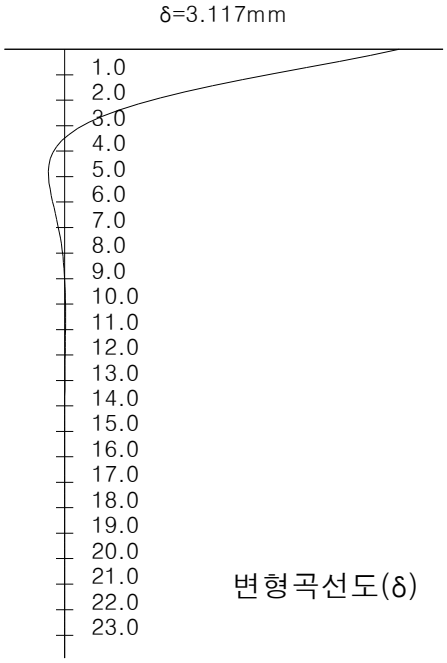
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.501 kN.m, 2.093 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.117 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.117 mm

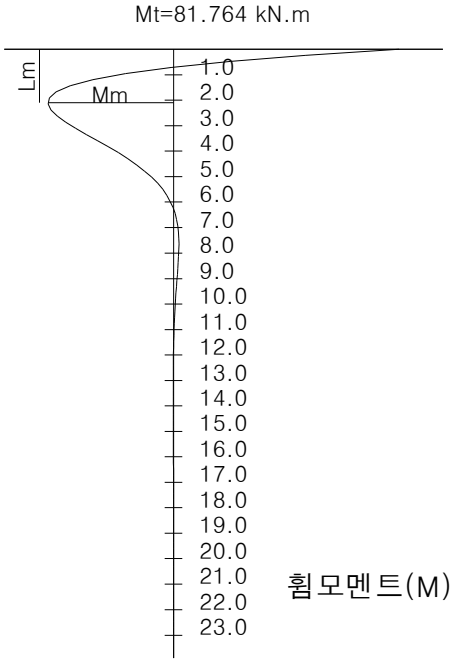
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	81.764	-155.963	3.117	
1.593	-41.125	-19.076	1.203	
3.187	-34.178	16.089	0.092	
4.780	-10.435	11.244	-0.152	
6.373	0.376	3.011	-0.092	
7.967	1.909	-0.336	-0.021	
9.560	0.899	-0.665	0.004	
11.153	0.138	-0.280	0.006	
12.747	-0.078	-0.031	0.002	
14.340	-0.062	0.030	0.000	
15.933	-0.018	0.020	0.000	
17.527	0.001	0.005	0.000	
19.120	0.004	-0.001	0.000	
20.713	0.002	-0.001	0.000	
22.307	0.000	-0.001	0.000	
23.900	0.000	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19829.146	35191.054	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	297437.2	527865.8
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	1665706.3	1665706.3
Aya,Aay	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i + K_2 \sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	4874967.2	4874967.2
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		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0046290	0.0031190	-0.0003229	중+활하중+토압(1
	COMBO 2	0.0046290	0.0031190	-0.0003229	하중+토압+온도하
	COMBO 3	0.0033787	0.0030163	0.0002711	중+토압+지진하중
	COMBO 4	0.0046290	0.0063781	-0.0002114	활하중+토압(1+3
	COMBO 5	0.0064981	0.0063781	0.0002092	+토압+온도하중(
	COMBO 6	0.0044319	0.0052414	0.0007683	토압+지진하중(2+
계수하중	COMBO 1	0.0078693	0.0043130	-0.0003404	+활하중+토압(1+
	COMBO 2	0.0078693	0.0042257	-0.0002801	하중+토압+온도하
	COMBO 3	0.0033787	0.0030163	0.0002711	중+토압+지진하중
	COMBO 4	0.0078693	0.0094289	-0.0001643	활하중+토압(1+3+5
	COMBO 5	0.0102991	0.0084627	0.0004135	토압+온도하중(1+
	COMBO 6	0.0044319	0.0052414	0.0007683	토압+지진하중(2+

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.498 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

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

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

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

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0046290	0.0025377	-0.0003229	281.807	91.789	0.000
	2	0.0046290	0.0029575	-0.0003229	328.423	91.789	0.000
	3	0.0046290	0.0038617	-0.0003229	428.825	91.789	0.000
COMBO 2	1	0.0046290	0.0025377	-0.0003229	281.807	91.789	0.000
	2	0.0046290	0.0029575	-0.0003229	328.423	91.789	0.000
	3	0.0046290	0.0038617	-0.0003229	428.825	91.789	0.000
COMBO 3	1	0.0033787	0.0035042	0.0002711	389.132	118.901	0.000
	2	0.0033787	0.0031518	0.0002711	350.002	118.901	0.000
	3	0.0033787	0.0023929	0.0002711	265.722	118.901	0.000
COMBO 4	1	0.0046290	0.0059976	-0.0002114	666.019	91.789	0.000
	2	0.0046290	0.0062724	-0.0002114	696.536	91.789	0.000
	3	0.0046290	0.0068643	-0.0002114	762.265	91.789	0.000
COMBO 5	1	0.0064981	0.0067547	0.0002092	750.092	128.852	0.000
	2	0.0064981	0.0064827	0.0002092	719.890	128.852	0.000
	3	0.0064981	0.0058969	0.0002092	654.838	128.852	0.000
COMBO 6	1	0.0044319	0.0066243	0.0007683	735.608	155.963	0.000
	2	0.0044319	0.0056255	0.0007683	624.696	155.963	0.000
	3	0.0044319	0.0034743	0.0007683	385.808	155.963	0.000

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0078693	0.0037002	-0.0003404	410.901	156.042	0.000
	2	0.0078693	0.0041428	-0.0003404	460.044	156.042	0.000
	3	0.0078693	0.0050960	-0.0003404	565.893	156.042	0.000
COMBO 2	1	0.0078693	0.0037215	-0.0002801	413.266	156.042	0.000
	2	0.0078693	0.0040857	-0.0002801	453.703	156.042	0.000
	3	0.0078693	0.0048700	-0.0002801	540.799	156.042	0.000
COMBO 3	1	0.0033787	0.0035042	0.0002711	389.132	118.901	0.000
	2	0.0033787	0.0031518	0.0002711	350.002	118.901	0.000
	3	0.0033787	0.0023929	0.0002711	265.722	118.901	0.000
COMBO 4	1	0.0078693	0.0091332	-0.0001643	1014.212	156.042	0.000
	2	0.0078693	0.0093468	-0.0001643	1037.932	156.042	0.000
	3	0.0078693	0.0098068	-0.0001643	1089.021	156.042	0.000
COMBO 5	1	0.0102991	0.0092070	0.0004135	1022.405	204.223	0.000
	2	0.0102991	0.0086694	0.0004135	962.713	204.223	0.000
	3	0.0102991	0.0075116	0.0004135	834.144	204.223	0.000
COMBO 6	1	0.0044319	0.0066243	0.0007683	735.608	155.963	0.000
	2	0.0044319	0.0056255	0.0007683	624.696	155.963	0.000
	3	0.0044319	0.0034743	0.0007683	385.808	155.963	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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.800	0	281.807	91.789	0.000	5
	2	0.500	0	328.423	91.789	0.000	5
	3	-2.300	0	428.825	91.789	0.000	5
	계			5195.277	1376.838	0.000	15
COMBO 2	1	1.800	0	281.807	91.789	0.000	5
	2	0.500	0	328.423	91.789	0.000	5
	3	-2.300	0	428.825	91.789	0.000	5
	계			5195.277	1376.838	0.000	15
COMBO 3	1	1.800	0	389.132	118.901	0.000	5
	2	0.500	0	350.002	118.901	0.000	5
	3	-2.300	0	265.722	118.901	0.000	5
	계			5024.277	1783.512	0.000	15
COMBO 4	1	1.800	0	666.019	91.789	0.000	5
	2	0.500	0	696.536	91.789	0.000	5
	3	-2.300	0	762.265	91.789	0.000	5
	계			10624.104	1376.838	0.000	15
COMBO 5	1	1.800	0	750.092	128.852	0.000	5
	2	0.500	0	719.890	128.852	0.000	5
	3	-2.300	0	654.838	128.852	0.000	5
	계			10624.104	1932.777	0.000	15
COMBO 6	1	1.800	0	735.608	155.963	0.000	5
	2	0.500	0	624.696	155.963	0.000	5
	3	-2.300	0	385.808	155.963	0.000	5
	계			8730.558	2339.451	0.000	15

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.800	0	410.901	156.042	0.000	5
	2	0.500	0	460.044	156.042	0.000	5
	3	-2.300	0	565.893	156.042	0.000	5
	계			7184.188	2340.625	0.000	15
COMBO 2	1	1.800	0	413.266	156.042	0.000	5
	2	0.500	0	453.703	156.042	0.000	5
	3	-2.300	0	540.799	156.042	0.000	5
	계			7038.838	2340.625	0.000	15
COMBO 3	1	1.800	0	389.132	118.901	0.000	5
	2	0.500	0	350.002	118.901	0.000	5
	3	-2.300	0	265.722	118.901	0.000	5
	계			5024.277	1783.512	0.000	15
COMBO 4	1	1.800	0	1014.212	156.042	0.000	5
	2	0.500	0	1037.932	156.042	0.000	5
	3	-2.300	0	1089.021	156.042	0.000	5
	계			15705.827	2340.625	0.000	15
COMBO 5	1	1.800	0	1022.405	204.223	0.000	5
	2	0.500	0	962.713	204.223	0.000	5
	3	-2.300	0	834.144	204.223	0.000	5
	계			14096.313	3063.345	0.000	15
COMBO 6	1	1.800	0	735.608	155.963	0.000	5
	2	0.500	0	624.696	155.963	0.000	5
	3	-2.300	0	385.808	155.963	0.000	5
	계			8730.558	2339.451	0.000	15

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)

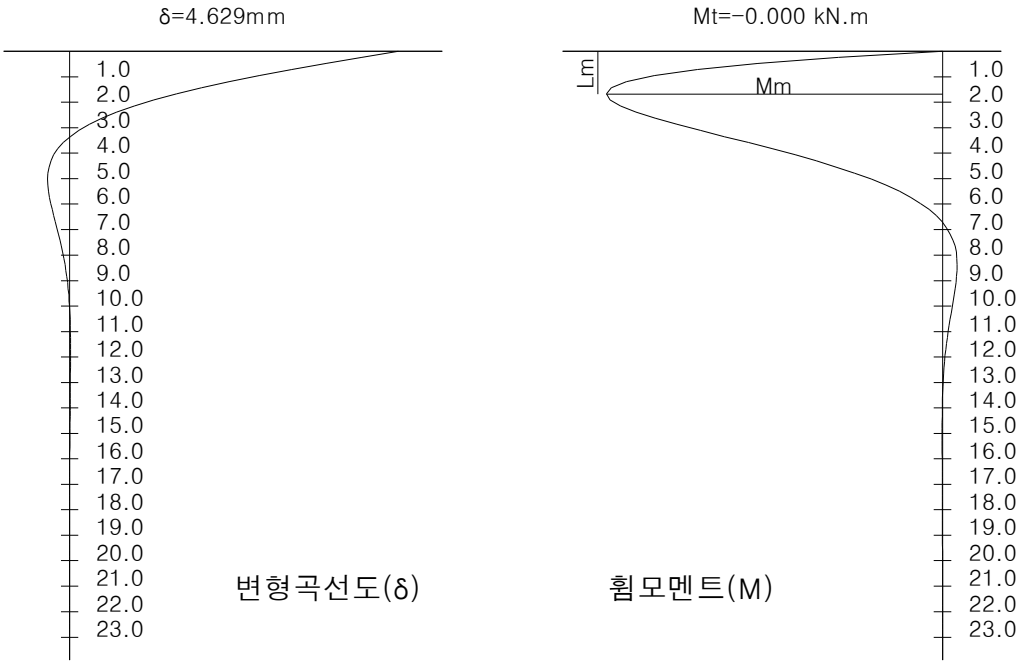
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -63.311 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.629 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.629 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-91.789	4.629	
1.593	-63.204	-2.505	1.616	
3.187	-44.134	18.948	0.085	
4.780	-16.567	13.796	-0.305	
6.373	-1.617	5.361	-0.232	
7.967	2.607	0.633	-0.093	
9.560	2.185	-0.767	-0.013	
11.153	0.938	-0.678	0.012	
12.747	0.162	-0.301	0.011	
14.340	-0.098	-0.057	0.005	
15.933	-0.105	0.028	0.001	
17.527	-0.051	0.032	0.000	
19.120	-0.012	0.016	-0.001	
20.713	0.003	0.004	0.000	
22.307	0.005	-0.001	0.000	
23.900	0.003	-0.001	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

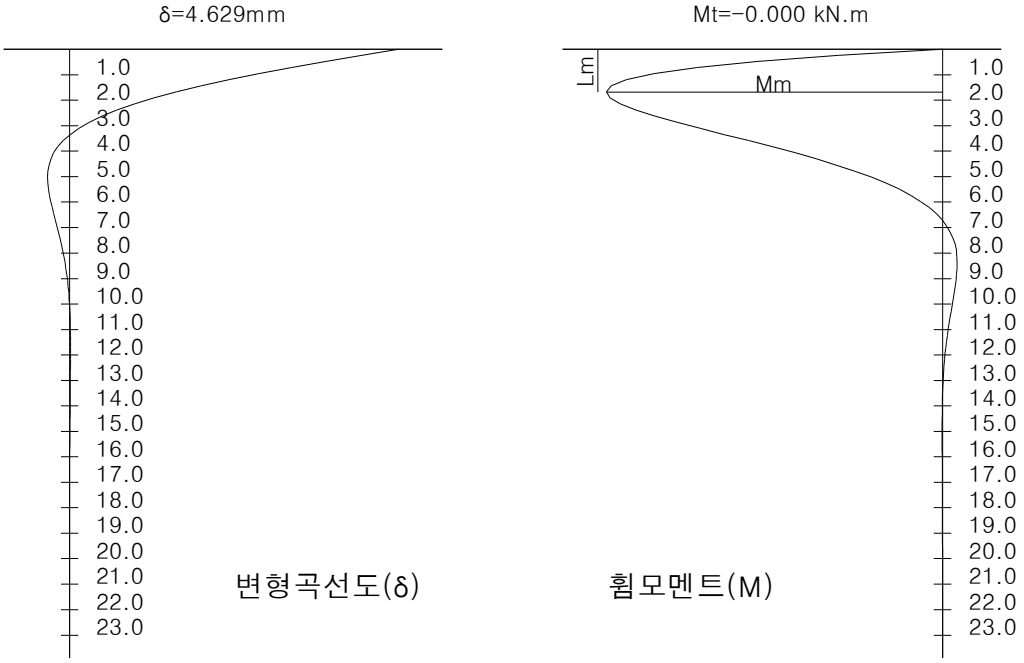
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -63.311 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.629 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.629 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-91.789	4.629	
1.593	-63.204	-2.505	1.616	
3.187	-44.134	18.948	0.085	
4.780	-16.567	13.796	-0.305	
6.373	-1.617	5.361	-0.232	
7.967	2.607	0.633	-0.093	
9.560	2.185	-0.767	-0.013	
11.153	0.938	-0.678	0.012	
12.747	0.162	-0.301	0.011	
14.340	-0.098	-0.057	0.005	
15.933	-0.105	0.028	0.001	
17.527	-0.051	0.032	0.000	
19.120	-0.012	0.016	-0.001	
20.713	0.003	0.004	0.000	
22.307	0.005	-0.001	0.000	
23.900	0.003	-0.001	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6)

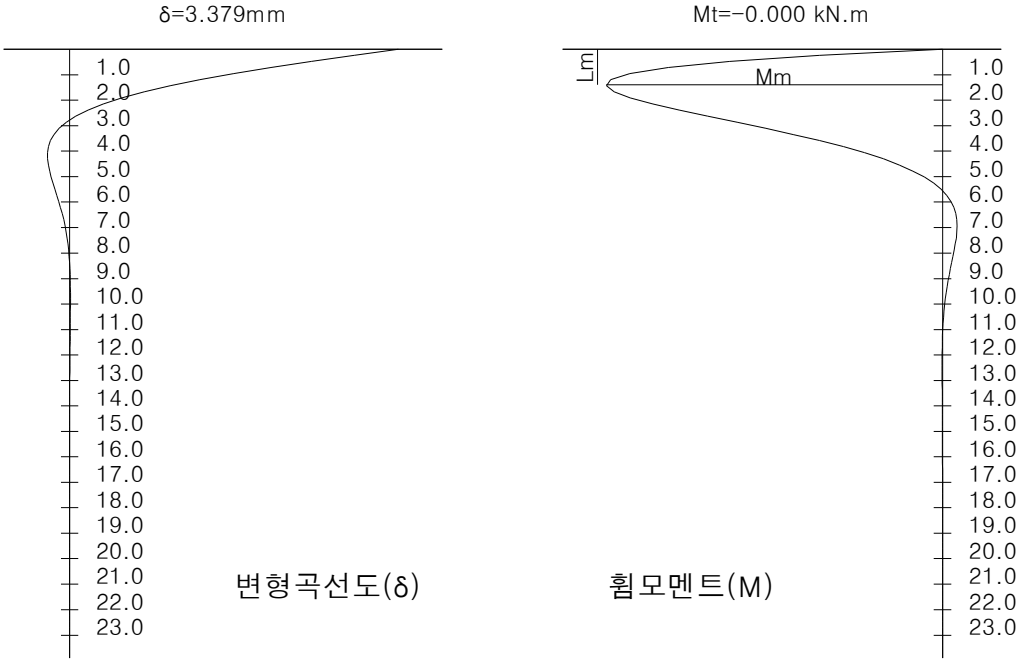
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -67.738 kN.m, 1.388 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.379 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.379 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-118.901	3.379	
1.593	-66.891	7.918	0.851	
3.187	-33.683	23.576	-0.128	
4.780	-5.941	10.567	-0.205	
6.373	2.558	1.437	-0.082	
7.967	2.267	-1.017	-0.008	
9.560	0.720	-0.749	0.010	
11.153	-0.011	-0.210	0.006	
12.747	-0.124	0.018	0.002	
14.340	-0.061	0.044	0.000	
15.933	-0.010	0.019	0.000	
17.527	0.005	0.002	0.000	
19.120	0.004	-0.002	0.000	
20.713	0.001	-0.001	0.000	
22.307	0.000	0.000	0.000	
23.900	0.000	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)

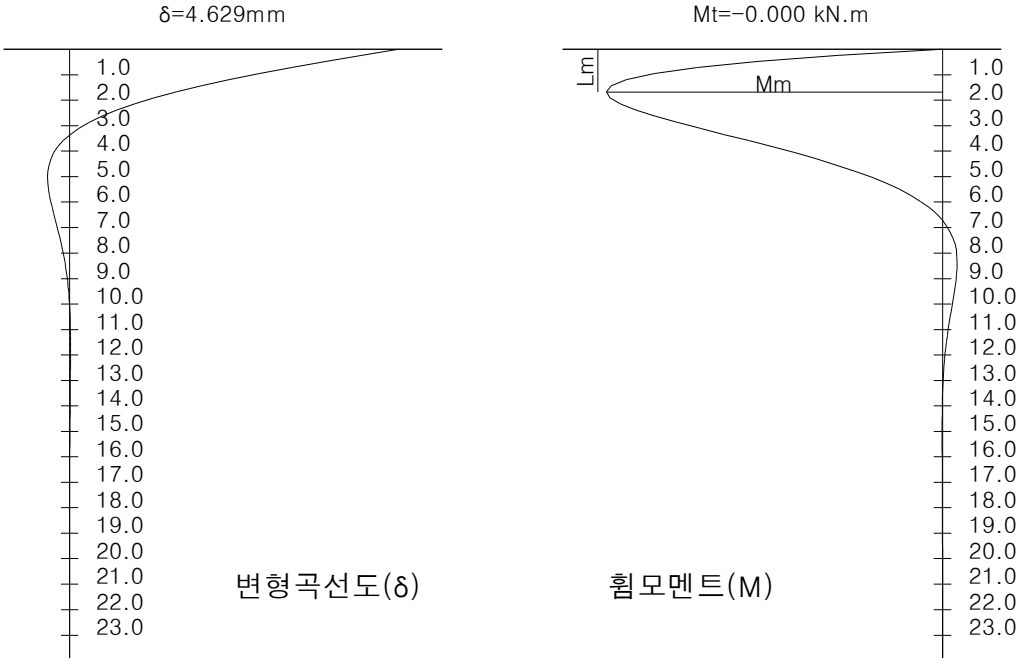
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -63.311 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.629 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.629 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-91.789	4.629	
1.593	-63.204	-2.505	1.616	
3.187	-44.134	18.948	0.085	
4.780	-16.567	13.796	-0.305	
6.373	-1.617	5.361	-0.232	
7.967	2.607	0.633	-0.093	
9.560	2.185	-0.767	-0.013	
11.153	0.938	-0.678	0.012	
12.747	0.162	-0.301	0.011	
14.340	-0.098	-0.057	0.005	
15.933	-0.105	0.028	0.001	
17.527	-0.051	0.032	0.000	
19.120	-0.012	0.016	-0.001	
20.713	0.003	0.004	0.000	
22.307	0.005	-0.001	0.000	
23.900	0.003	-0.001	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

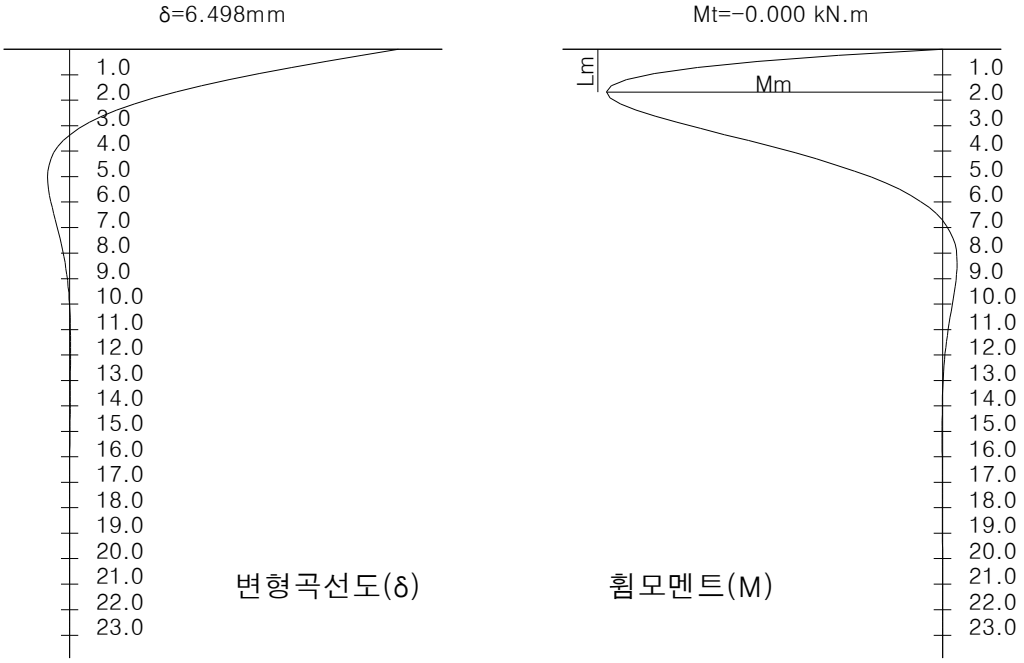
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -88.875 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.498 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.498 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-128.852	6.498	
1.593	-88.724	-3.517	2.269	
3.187	-61.955	26.599	0.119	
4.780	-23.256	19.367	-0.429	
6.373	-2.269	7.526	-0.326	
7.967	3.659	0.888	-0.131	
9.560	3.067	-1.077	-0.018	
11.153	1.316	-0.952	0.017	
12.747	0.228	-0.422	0.016	
14.340	-0.138	-0.080	0.007	
15.933	-0.148	0.039	0.002	
17.527	-0.072	0.045	-0.001	
19.120	-0.017	0.023	-0.001	
20.713	0.004	0.006	0.000	
22.307	0.007	-0.001	0.000	
23.900	0.004	-0.002	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6+8+11)

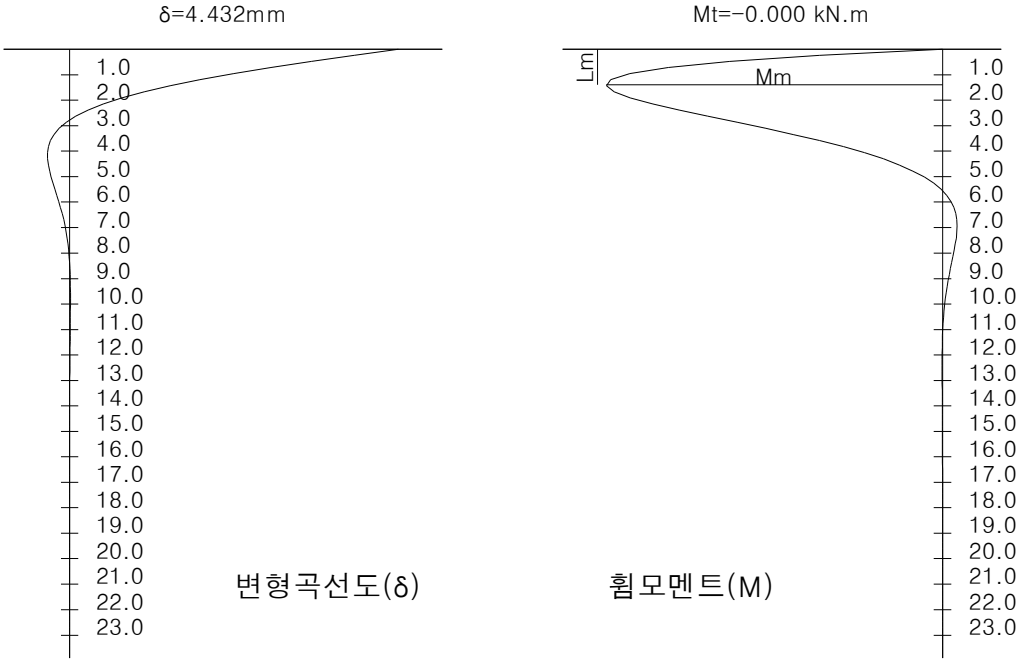
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -88.853 kN.m, 1.388 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.432 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.432 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-155.963	4.432	
1.593	-87.742	10.386	1.116	
3.187	-44.182	30.924	-0.168	
4.780	-7.792	13.861	-0.269	
6.373	3.355	1.885	-0.108	
7.967	2.973	-1.334	-0.010	
9.560	0.944	-0.982	0.013	
11.153	-0.014	-0.275	0.008	
12.747	-0.163	0.023	0.002	
14.340	-0.080	0.057	0.000	
15.933	-0.013	0.025	-0.001	
17.527	0.006	0.003	0.000	
19.120	0.005	-0.003	0.000	
20.713	0.002	-0.002	0.000	
22.307	0.000	0.000	0.000	
23.900	0.000	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)

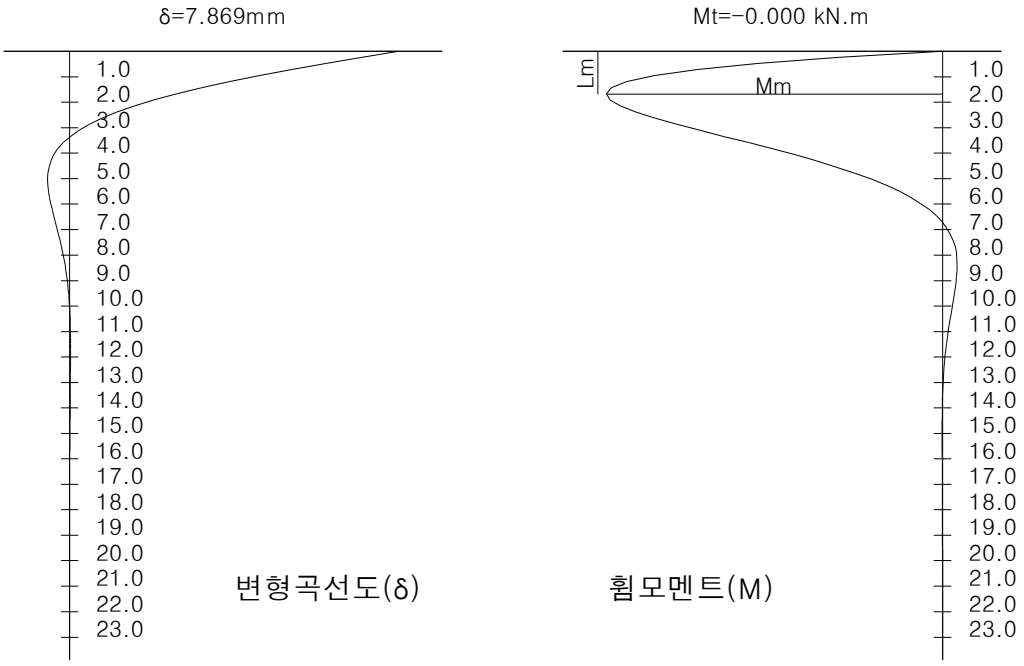
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -107.629 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.869 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.869 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-156.042	7.869	
1.593	-107.447	-4.259	2.748	
3.187	-75.028	32.212	0.144	
4.780	-28.163	23.453	-0.519	
6.373	-2.748	9.114	-0.395	
7.967	4.432	1.076	-0.159	
9.560	3.714	-1.304	-0.022	
11.153	1.594	-1.153	0.021	
12.747	0.276	-0.511	0.019	
14.340	-0.167	-0.097	0.009	
15.933	-0.179	0.048	0.002	
17.527	-0.087	0.055	-0.001	
19.120	-0.021	0.028	-0.001	
20.713	0.005	0.007	-0.001	
22.307	0.008	-0.001	0.000	
23.900	0.005	-0.003	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

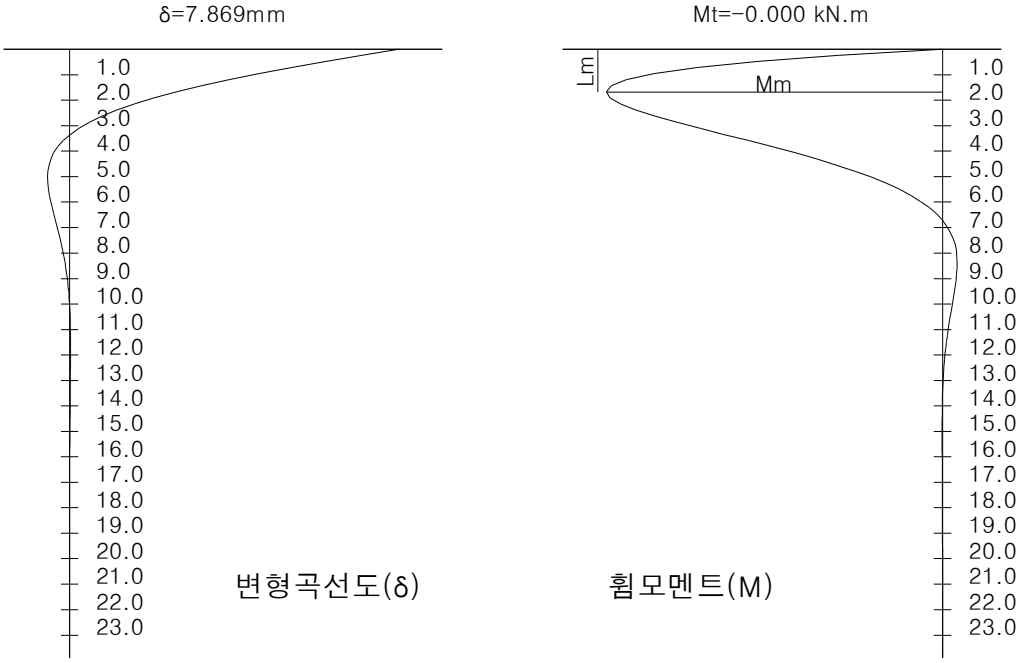
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -107.629 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.869 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.869 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-156.042	7.869	
1.593	-107.447	-4.259	2.748	
3.187	-75.028	32.212	0.144	
4.780	-28.163	23.453	-0.519	
6.373	-2.748	9.114	-0.395	
7.967	4.432	1.076	-0.159	
9.560	3.714	-1.304	-0.022	
11.153	1.594	-1.153	0.021	
12.747	0.276	-0.511	0.019	
14.340	-0.167	-0.097	0.009	
15.933	-0.179	0.048	0.002	
17.527	-0.087	0.055	-0.001	
19.120	-0.021	0.028	-0.001	
20.713	0.005	0.007	-0.001	
22.307	0.008	-0.001	0.000	
23.900	0.005	-0.003	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6)

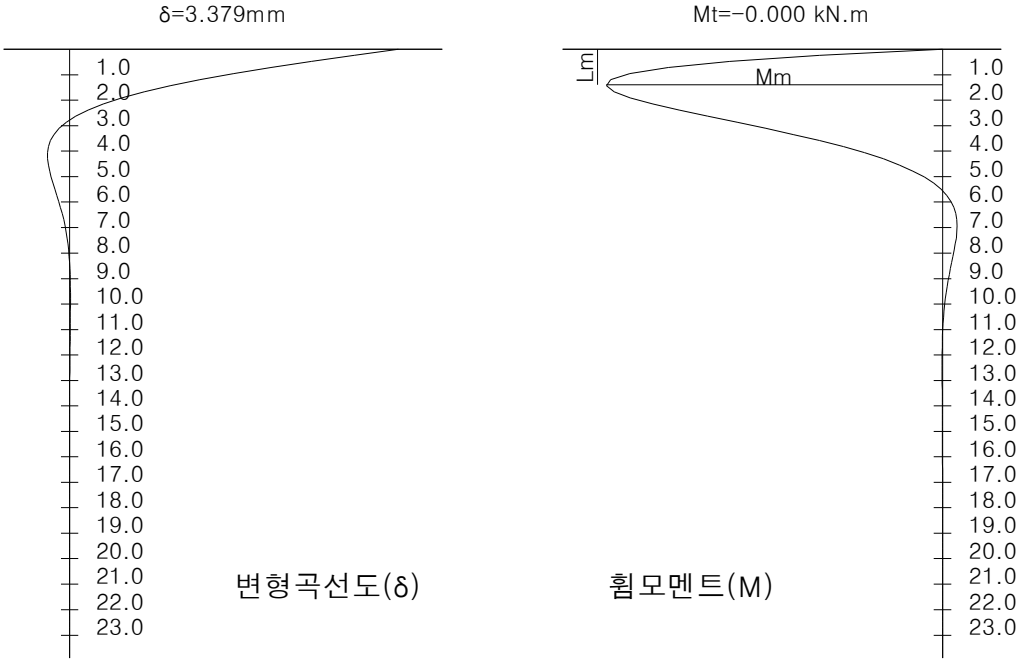
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -67.738 kN.m, 1.388 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.379 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.379 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-118.901	3.379	
1.593	-66.891	7.918	0.851	
3.187	-33.683	23.576	-0.128	
4.780	-5.941	10.567	-0.205	
6.373	2.558	1.437	-0.082	
7.967	2.267	-1.017	-0.008	
9.560	0.720	-0.749	0.010	
11.153	-0.011	-0.210	0.006	
12.747	-0.124	0.018	0.002	
14.340	-0.061	0.044	0.000	
15.933	-0.010	0.019	0.000	
17.527	0.005	0.002	0.000	
19.120	0.004	-0.002	0.000	
20.713	0.001	-0.001	0.000	
22.307	0.000	0.000	0.000	
23.900	0.000	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

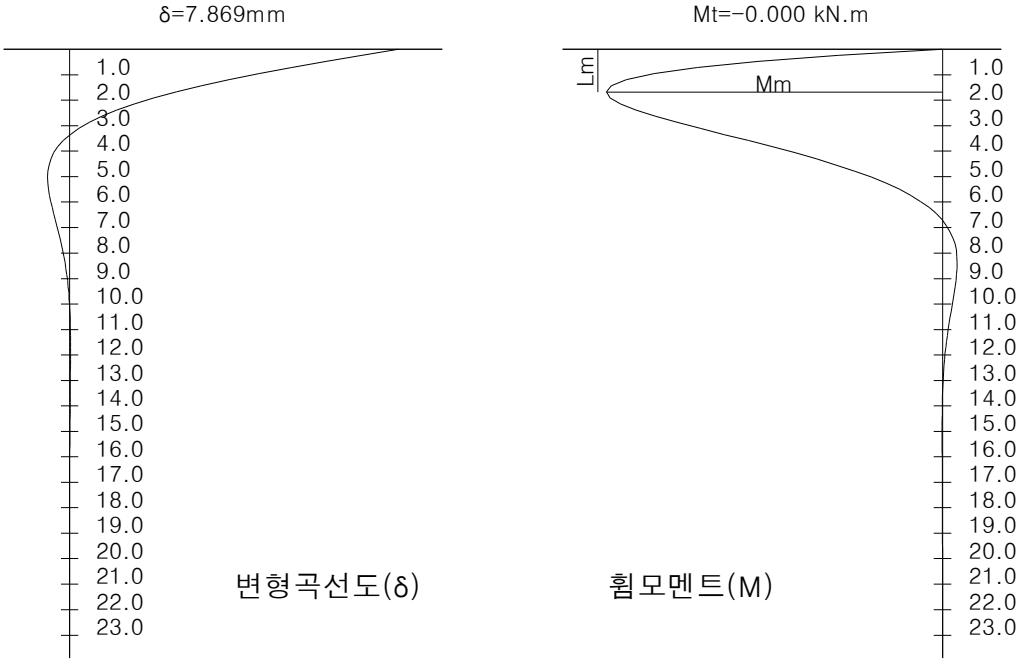
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -107.629 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.869 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.869 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-156.042	7.869	
1.593	-107.447	-4.259	2.748	
3.187	-75.028	32.212	0.144	
4.780	-28.163	23.453	-0.519	
6.373	-2.748	9.114	-0.395	
7.967	4.432	1.076	-0.159	
9.560	3.714	-1.304	-0.022	
11.153	1.594	-1.153	0.021	
12.747	0.276	-0.511	0.019	
14.340	-0.167	-0.097	0.009	
15.933	-0.179	0.048	0.002	
17.527	-0.087	0.055	-0.001	
19.120	-0.021	0.028	-0.001	
20.713	0.005	0.007	-0.001	
22.307	0.008	-0.001	0.000	
23.900	0.005	-0.003	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

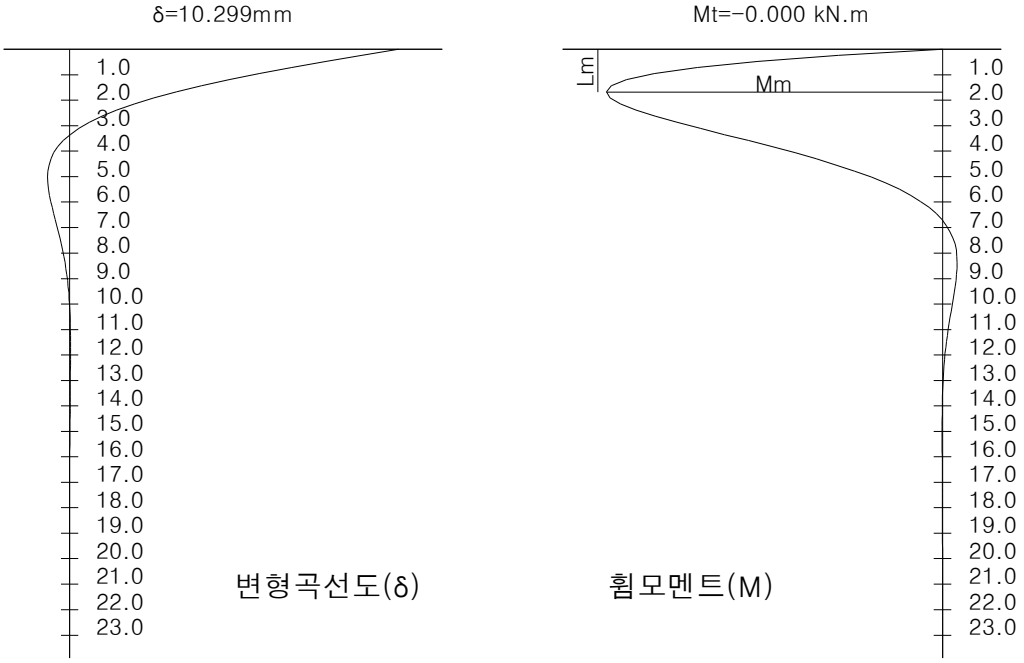
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -140.862 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.299 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.299 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-204.223	10.299	
1.593	-140.623	-5.574	3.596	
3.187	-98.195	42.158	0.189	
4.780	-36.860	30.695	-0.679	
6.373	-3.597	11.928	-0.517	
7.967	5.800	1.408	-0.208	
9.560	4.861	-1.707	-0.029	
11.153	2.087	-1.509	0.027	
12.747	0.361	-0.669	0.025	
14.340	-0.218	-0.127	0.012	
15.933	-0.234	0.062	0.002	
17.527	-0.114	0.072	-0.001	
19.120	-0.027	0.036	-0.001	
20.713	0.007	0.009	-0.001	
22.307	0.011	-0.002	0.000	
23.900	0.006	-0.003	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)

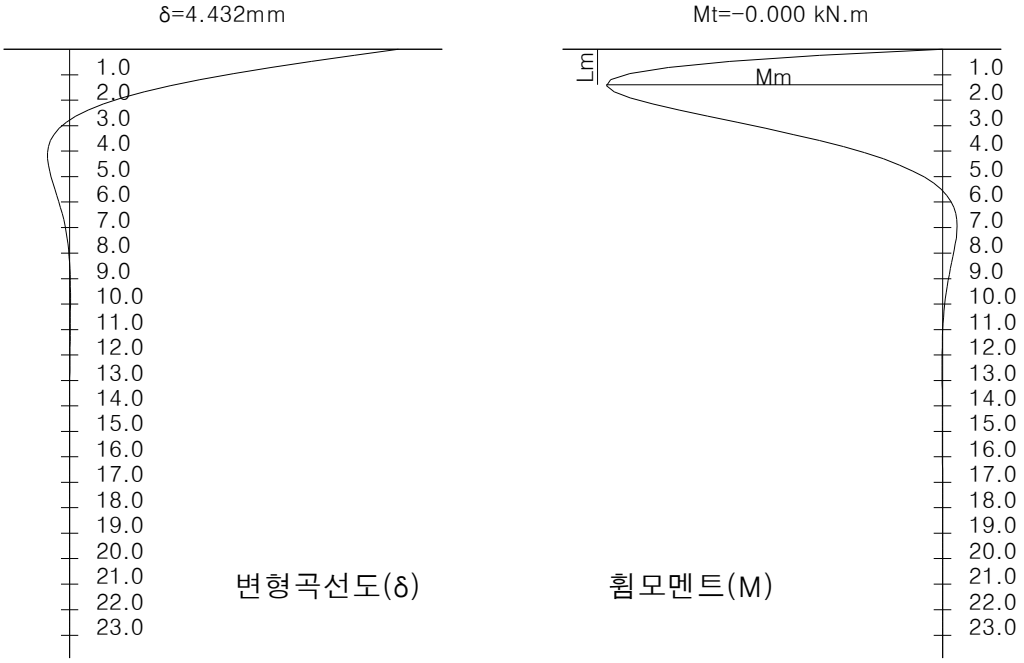
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -88.853 kN.m, 1.388 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.432 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.432 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-155.963	4.432	
1.593	-87.742	10.386	1.116	
3.187	-44.182	30.924	-0.168	
4.780	-7.792	13.861	-0.269	
6.373	3.355	1.885	-0.108	
7.967	2.973	-1.334	-0.010	
9.560	0.944	-0.982	0.013	
11.153	-0.014	-0.275	0.008	
12.747	-0.163	0.023	0.002	
14.340	-0.080	0.057	0.000	
15.933	-0.013	0.025	-0.001	
17.527	0.006	0.003	0.000	
19.120	0.005	-0.003	0.000	
20.713	0.002	-0.002	0.000	
22.307	0.000	0.000	0.000	
23.900	0.000	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

말뚝의 선단면적 $Ap = \pi \times (0.508)^2 / 4 = 0.1995\ m^2$

$Ra = r/n \times (Ru - Ws) + Ws - W$

$Ru = qd \times Ap + U \times \sum(Li \times fi)$; $qd = 300 \times N$

$= 300 \times 30 \times 0.1995 + 1138.189$

$= 2933.722\ kN$

말뚝의 주면장 $U = \pi \times 0.504 = 1.583\ m^2$

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.583	50.000	사질토	4.500	100.000	712.513
1.583	50.000	사질토	2.688	100.000	425.649
계	-	-	-	-	1138.189

사질토 : $f = 2.0 \times N$ ($\leq$ 100.0)

점성토 : $f = 8.0 \times N$ ($\leq$ 100.0)

$N \leq 2$ 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

Ra1 = 1/3.0 x 2933.722 = 977.907 kN (평상시)

Ra2 = 1/2.0 x 2933.722 = 1466.861 kN (지진시)

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 6.4981$ mm O.K

지진시 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 4.4319$ mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

$Pa = 1/n \times Pu + W$; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

Pa1 = 1 / 3 x 1138.189 + 0.00(= 379.396 kN (평상시)

Pa2 = 1 / 2 x 1138.189 + 0.00(= 569.094 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	351.011	342.706	379.396	O.K
	HINGE	428.825	281.807	379.396	O.K
COMBO 2	FIX	351.011	342.706	379.396	O.K
	HINGE	428.825	281.807	379.396	O.K
COMBO 3	FIX	436.565	205.113	569.094	O.K
	HINGE	389.132	265.722	569.094	O.K
COMBO 4	FIX	724.187	687.940	379.396	O.K
	HINGE	762.265	666.019	379.396	O.K
COMBO 5	FIX	819.355	566.336	379.396	O.K
	HINGE	750.092	654.838	379.396	O.K
COMBO 6	FIX	785.895	321.552	569.094	O.K
	HINGE	735.608	385.808	569.094	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 : 24.00 m

이음개소수 : 1 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 5.00%

장경비 (L/D) = 23.90/0.508 = 47.047 < 100 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 5.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

fsa = 133.000 MPa (평상시)

= 199.500 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	351.011	99.016	75.721	133.000	O.K
	HINGE	428.825	63.311	61.586	133.000	O.K
COMBO 2	FIX	351.011	99.016	75.721	133.000	O.K
	HINGE	428.825	63.311	61.586	133.000	O.K
COMBO 3	FIX	436.565	77.123	69.492	199.500	O.K
	HINGE	389.132	67.738	61.402	199.500	O.K
COMBO 4	FIX	724.187	94.576	97.385	133.000	O.K
	HINGE	762.265	63.311	83.071	133.000	O.K
COMBO 5	FIX	819.355	112.616	113.192	133.000	O.K
	HINGE	750.092	88.875	95.997	133.000	O.K
COMBO 6	FIX	785.895	81.764	94.490	199.500	O.K
	HINGE	735.608	88.853	95.051	199.500	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 76.00 MPa (평상시)

= 114.00 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

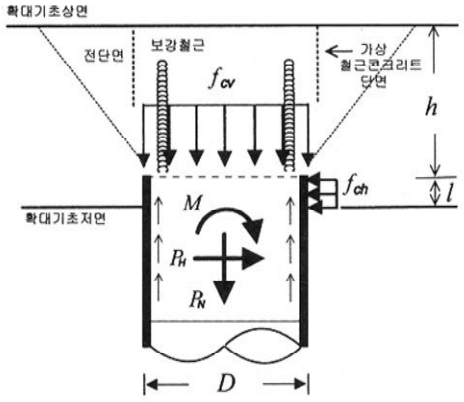
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 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	91.789	11.826	76.000	O.K
	HINGE	91.789	11.826	76.000	O.K
COMBO 2	FIX	91.789	11.826	76.000	O.K
	HINGE	91.789	11.826	76.000	O.K
COMBO 3	FIX	118.901	15.319	114.000	O.K
	HINGE	118.901	15.319	114.000	O.K
COMBO 4	FIX	91.789	11.826	76.000	O.K
	HINGE	91.789	11.826	76.000	O.K
COMBO 5	FIX	128.852	16.601	76.000	O.K
	HINGE	128.852	16.601	76.000	O.K
COMBO 6	FIX	155.963	20.094	114.000	O.K
	HINGE	155.963	20.094	114.000	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 = 819354.9 / (π/4 x 508 ²)
= 4.043 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 785895.4 / (π/4 x 508 ²)
= 3.877 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 819354.9 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.147 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 785895.4 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.141 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 = 128851.800 / (508 x 100)
= 2.536 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 155963.400 / (508 x 100)
= 3.070 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

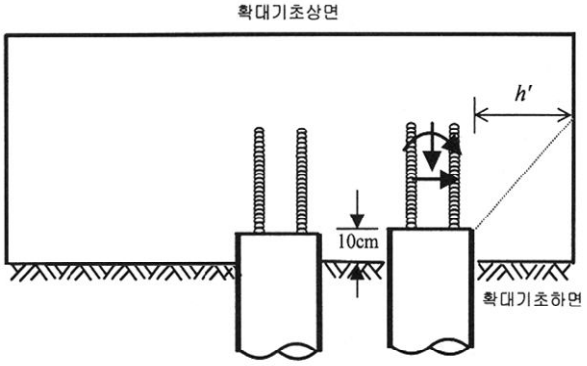
τh = 128851.800 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.217 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 155963.400 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.263 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa\ 1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

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 = 1130176.964 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)

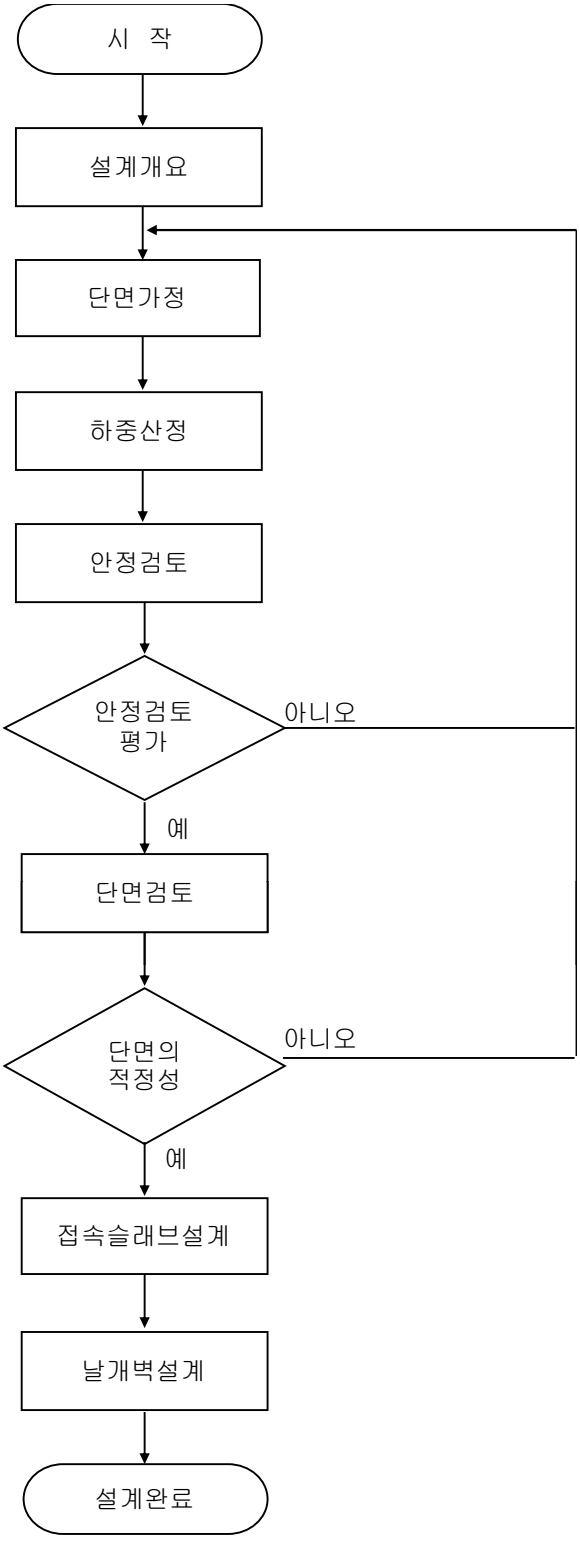
* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √24.0 x 4894.6 x 1050)

= 6713994.455 N ≥ PNmax = 1130176.964 N ∴ O.K

종점 교대

▣ 설계단계 흐름도


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

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	1693.939	439.578	O.K
	활동에 대한 안정	326.208	168.282	O.K
	지지력에 대한 안정	600	378.191	O.K
지진시	전도에 대한 안정	1628.339	753.693	O.K
	활동에 대한 안정	316.608	212.392	O.K
	지지력에 대한 안정	900	401.115	O.K

■ 단면 휨 설계

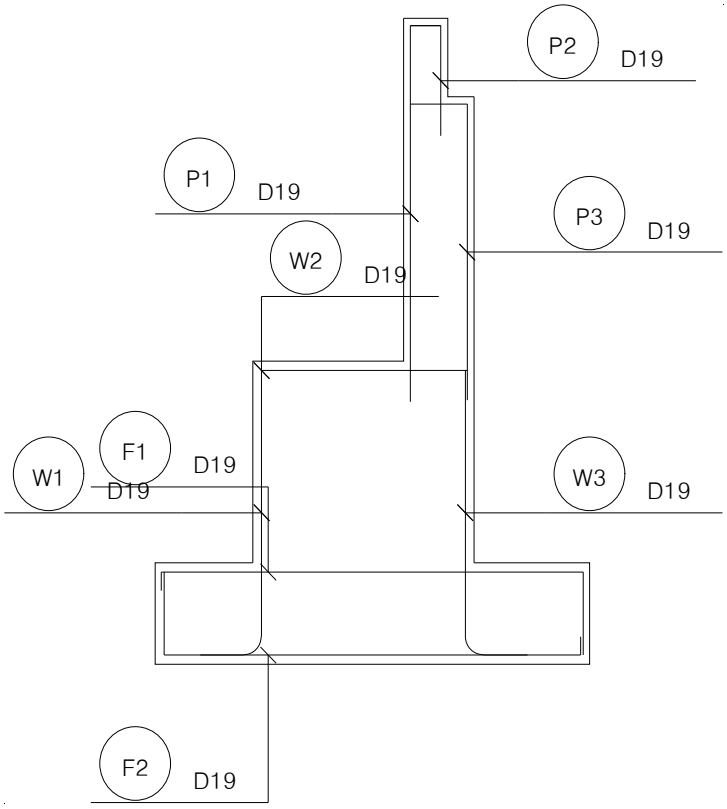
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1100	100	1094.29	2292	276.798	574.61	2.076	O.K
후면저판		1100	100	465.814	2292	118.376	574.61	4.854	O.K
벽체 (H=6.296)		2500	100	1095.88	2292	668.424	1392.854	2.084	O.K
흉벽		800	80	1372.73	2292	248.5	410.961	1.654	O.K
좌측날개벽	D(T=600 mm)	600	80	970.658	2292	126.943	294.069	2.317	O.K
	A(T=600 mm)	600	80	2561.75	3096.8	327.383	392.654	1.199	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	1130.16	2292	147.465	294.069	1.994	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	1494.35	2292	193.964	294.069	1.516	O.K
우측날개벽	D(T=600 mm)	600	80	936.789	2292	122.573	294.069	2.399	O.K
	A(T=600 mm)	600	80	2235.26	3096.8	287.027	392.654	1.368	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	741.197	2292	97.253	294.069	3.024	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	1120.37	2292	146.207	294.069	2.011	O.K

■ 사용성 검토

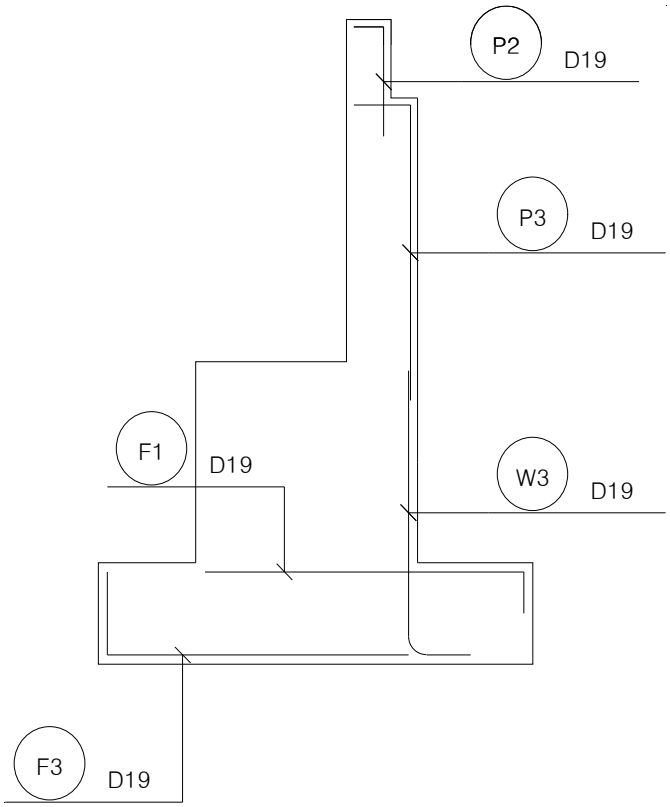
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		90.985	150	125	639.273	O.K
후면저판		29.889	150	125	2107.804	O.K
벽체 (H=6.296)		82.504	150	125	728.244	O.K
흉벽		94.962	150	125	653.029	O.K
좌측날개벽	D(T=600 mm)	67.92	150	125	927.567	O.K
	A(T=600 mm)	131.162	150	125	427.905	O.K
	B(T=600 mm)	78.9	150	125	798.483	O.K
	C(T=600 mm)	103.779	150	125	582.578	O.K
우측날개벽	D(T=600 mm)	65.581	150	125	960.637	O.K
	A(T=600 mm)	114.993	150	125	512.322	O.K
	B(T=600 mm)	52.034	150	125	1210.742	O.K
	C(T=600 mm)	78.227	150	125	805.351	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

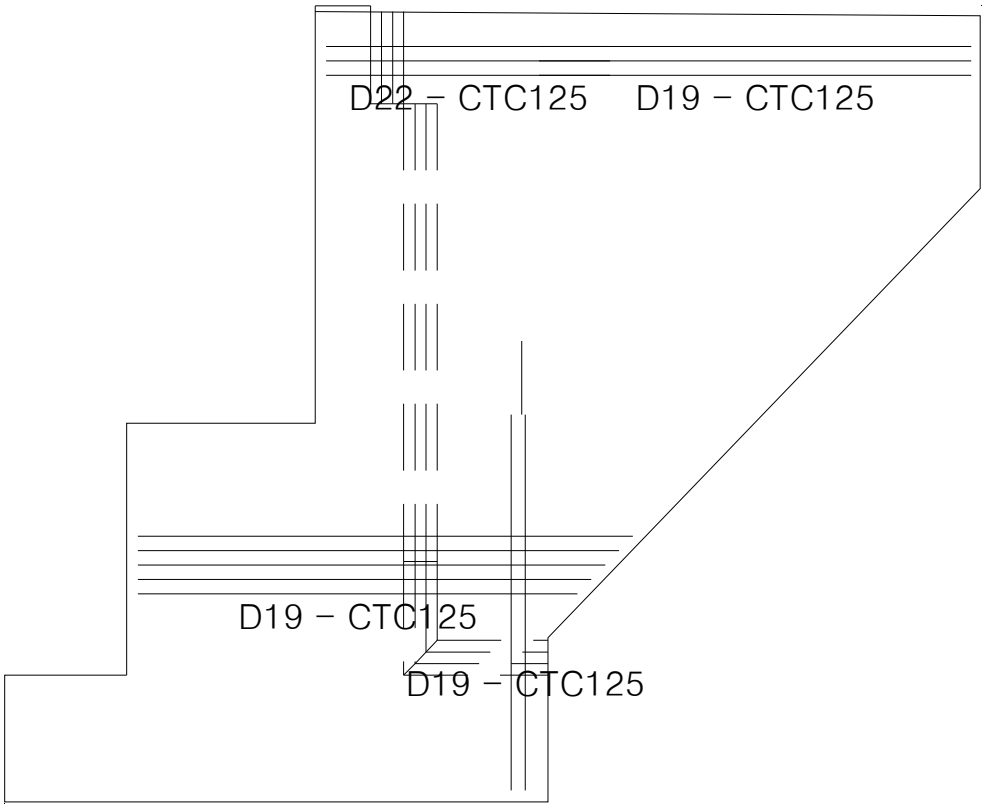


- ② Cycle (CTC = 250)

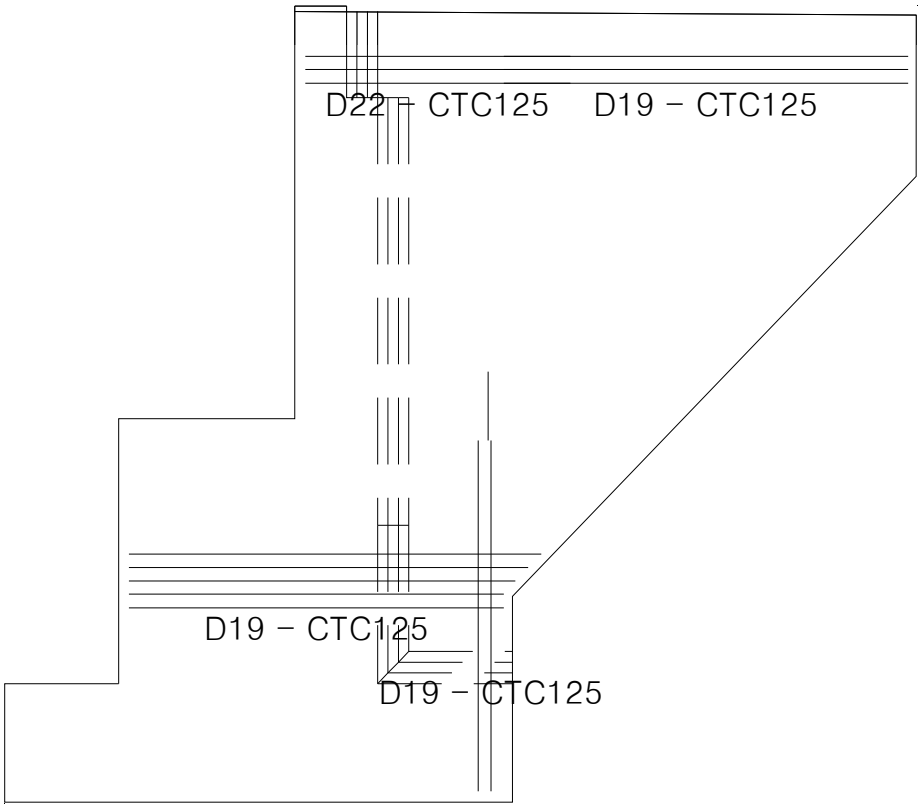


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : STEEL BOX
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 9.000 m
(5) 교 대 총높이 : H = 7.396 m
(6) 기 초 형 식 : 직접기초
(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 = 419.219 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 198.759 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 50.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : Φ2 = 42.386 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 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 = 26636.600 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]

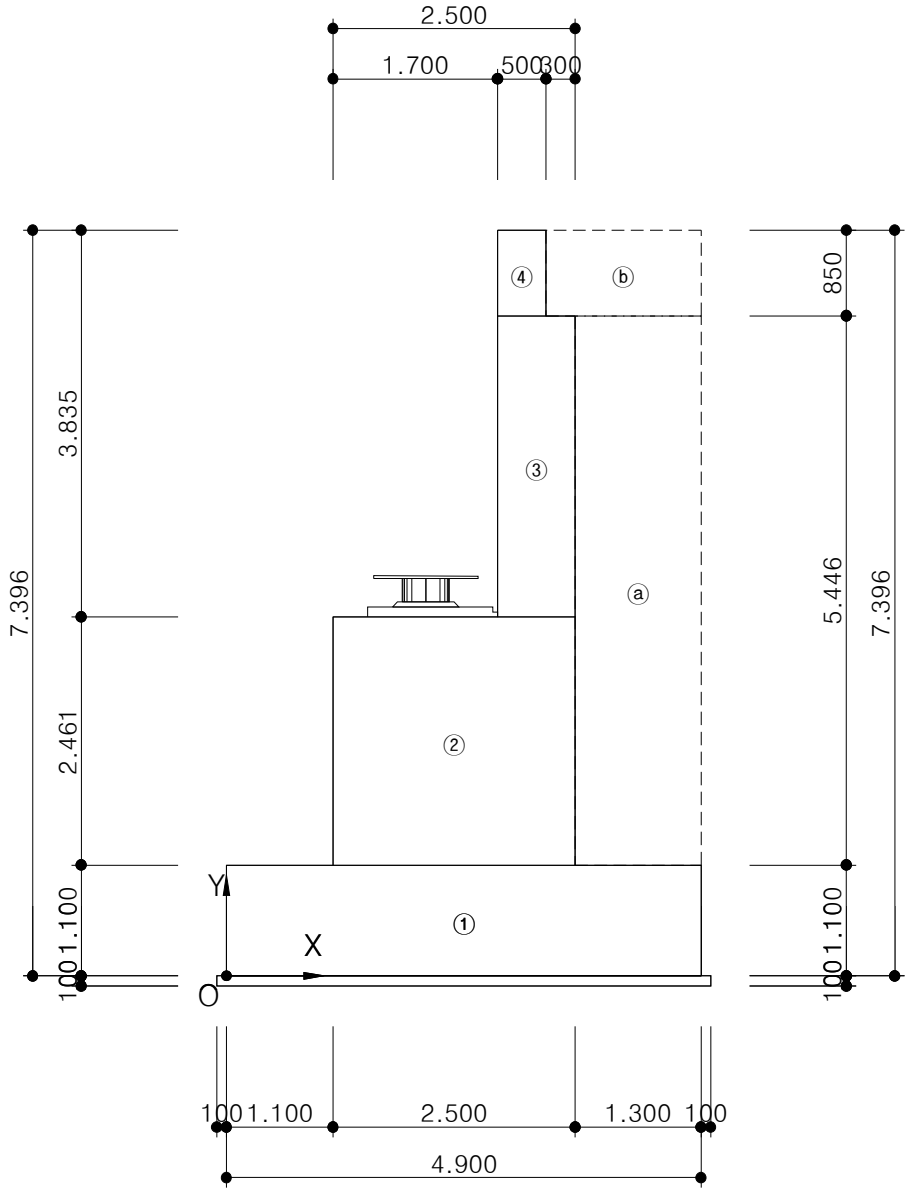
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조기준 : 한국콘크리트학회 (2012)
(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	계
고정하중	1501.432	2271.537	3772.969
활하중	607.709	1181.120	1788.829

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	계
교축방향	162.5	206.69	369.19
직각방향	318.42	319.6	638.02

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 × 1.100	= 5.390	25.000	134.750	10.376
	②	2.500 × 2.461	= 6.152	25.000	153.808	11.843
	③	0.800 × 2.985	= 2.388	25.000	59.701	4.597
	④	0.500 × 0.850	= 0.425	25.000	10.625	0.818
	소계		= 14.355		358.884	27.634
뒷채움재	ⓐ	1.300 × 5.446	= 7.080	20.000	141.596	10.903
	ⓑ	1.600 × 0.850	= 1.360	20.000	27.200	2.094
	소계		= 8.440		168.796	12.997
총 계					527.680	40.631

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	0.550	330.138	5.707
	②	2.350	2.330	361.449	27.600
	③	3.200	5.053	191.045	23.231
	④	3.050	6.971	32.406	5.703
	소 계			915.037	62.241
뒷채움재	ⓐ	4.250	3.823	601.783	41.682
	ⓑ	4.100	6.971	111.520	14.600
	소 계			713.303	56.282
총 계				1628.340	118.523

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 915.037 / 358.884 = 2.550 m
  Y = 62.241 / 27.634 = 2.252 m
- 뒷채움재 : X = 713.303 / 168.796 = 4.226 m
  Y = 56.282 / 12.997 = 4.330 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

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

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

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

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

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

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

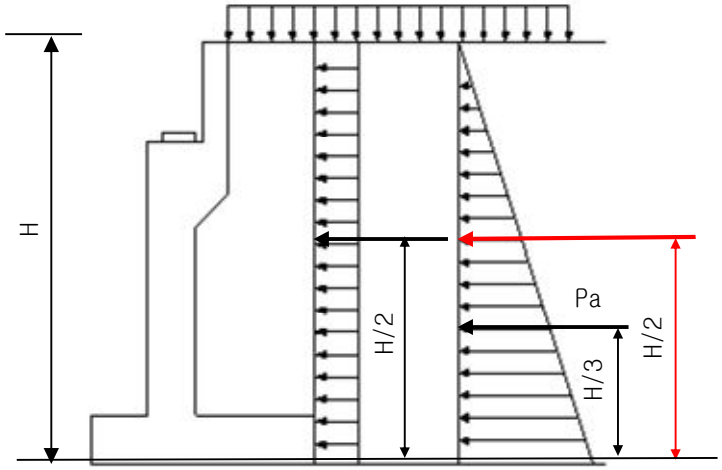
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

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

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



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 7.396 m)

Pa = 1/2 x Ka x ɣ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 7.396² x cos(0.000)

= 148.239 kN

y = H / 3 = 2.465 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.396 m)

Pae = 1/2 x Kae x ɣ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.396² x cos(0.000)

= 171.761 kN

y = H / 2 = 3.698 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.296 m)

Pa = 1/2 x Ka x ɣ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 6.296² x cos(11.667 + 0.000)

= 97.440 kN

y = H / 3 = 2.099 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.296 m)

Pae = 1/2 x Kae x ɣ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.296² x cos(0.000 + 0.000)

= 124.468 kN

y = H / 2 = 3.148 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

  Rd = 3772.969 ÷ 9.000 = 419.219 kN/m

- 활하중반력

  Rl = 1788.829 ÷ 9.000 = 198.759 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

Ph = Rd x μs x sinθ (μs = 가동받침의 마찰계수)

= 419.219 x 0.150 x sin90.0

= 62.883 kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

- 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

F1 = Fm1 + Fm2

Fm1 = Rd x Kh x $\cos^2$ θ

Fm2 = Rd x Kh x $\sin^2$ θ (Kh x sinθ ≤ μs 일 때)

Rd x μs x sinθ (Kh x sinθ > μs 일 때)

F1 = 419.219 x 0.154 x $\cos^2$ 90.0 + 419.219 x 0.150 x sin90.0

= 62.883 kN/m

- 교량받침에 작용하는 지진시 수평력

F2 = 70.891 x cos90.0 + 41.021 x sin90.0

= 41.021 kN/m

F1 > F2 이므로, 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력은

Fm = 62.883 kN/m

Kh : 설계수평진도 = 0.154 x 1.000 = 0.154 (가속도계수 x 지반계수)

Rd : 생각하고 있는 하부구조에 작용하는 지진시의 상부로 부터의 연직반력 (kN)

μs : 가동받침의 마찰계수

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 1.600 = 16.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 7.396 m)

Pa1 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

= 0.271 x 10.000 x 7.396 x cos0.000

= 20.043 kN

y = H / 2 = 3.698 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 6.296 m)

Pa2 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

= 0.251 x 10.000 x 6.296 x cos11.667

= 15.476 kN

y = H / 2 = 3.148 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	358.884	-	2.550	2.252	915.036	-
2. 교대구체(지진시	358.884	27.634	2.550	2.252	915.036	62.241
3. 뒷채움재(평상시	168.796	-	4.226	4.330	713.303	-
4. 뒷채움재(지진시	168.796	12.997	4.226	4.330	713.303	56.281
5. 배면토압(평상시	-	148.239	-	2.465	-	365.459
6. 배면토압(지진시	-	171.761	-	3.698	-	635.172
7. 뒷채움 상재하중	16.000	20.043	4.100	3.698	65.600	74.119
8. 상부 고정하중	419.219	-	2.070	-	867.783	-
9. 상부활하중	198.759	-	2.070	-	411.431	-
10. 교량받침마찰력	-	62.883	-	4.011	-	252.219
11. 상부관성력	-	62.883	-	4.011	-	252.219

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)	543.680	168.282	1693.939	439.578
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	543.680	168.282	1693.939	439.578
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	527.680	212.392	1628.339	753.694
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	1161.658	168.282	2973.153	439.578
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1161.658	231.165	2973.153	691.797
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+8+11)	946.899	275.275	2496.122	1005.913

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. [도.설(2008) 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	1693.939	439.578	543.680	3.854	0.143	0.817	O.K
COMB 2	1693.939	439.578	543.680	3.854	0.143	0.817	O.K
COMB 3	1628.339	753.694	527.680	2.160	0.792	1.633	O.K
COMB 4	2973.153	439.578	1161.658	6.764	0.269	0.817	O.K
COMB 5	2973.153	691.797	1161.658	4.298	0.486	0.817	O.K
COMB 6	2496.122	1005.913	946.899	2.481	0.876	1.633	O.K

註) B : 기초의 폭원 (4.900 m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V
註) B : 기초의 폭원 (4.900 m), 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.
  [도.설(2008) 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	543.680	326.208	168.282	1.938	1.500	O.K
COMB 2	543.680	326.208	168.282	1.938	1.500	O.K
COMB 3	527.680	316.608	212.392	1.491	1.200	O.K
COMB 4	1161.658	696.995	168.282	4.142	1.500	O.K
COMB 5	1161.658	696.995	231.165	3.015	1.500	O.K
COMB 6	946.899	568.139	275.275	2.064	1.200	O.K

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

4) 지지력에 대한 안정

- 직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한[
  [도.설(2008) 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비 고
COMB 1	543.680	1254.361	0.143	130.361	91.549	600.000	O.K
COMB 2	543.680	1254.361	0.143	130.361	91.549	600.000	O.K
COMB 3	527.680	874.645	0.792	212.189	3.191	900.000	O.K
COMB 4	1161.658	2533.575	0.269	315.162	158.984	600.000	O.K
COMB 5	1161.658	2281.356	0.486	378.191	95.955	600.000	O.K
COMB 6	946.899	1490.209	0.876	401.115	0.000	900.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (4.900m), 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

5) 기초 중앙작용력 산정

① 기초중앙에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

$e = B/2 - \sum M/\sum V$

$Mc = V \times e$

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)	4893.120	15245.451	3956.202	698.895
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	4893.120	15245.451	3956.202	698.895
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	4749.120	14655.051	6783.246	3763.539
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	10454.922	26758.377	3956.202	2812.384
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	10454.922	26758.377	6226.173	5082.355
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+8+11)	8522.091	22465.098	9053.217	7467.242

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭 9.000 m)을 고려한 결과값임.

③ 지반의 허용연직지지력 : Hansen식 사용

$Qu = A' [c\ Nc\ sc\ dc\ ic\ gc\ bc + q\ Nq\ sq\ dq\ iq\ gq\ bq + 1/2\ r1\ B'\ Nr\ sr\ dr\ ir\ gr\ br]$

$\phi=0$ 일때, $Qu = A' [5.14c\ (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]$

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m^2)

A' : 유효재하면적(m^2)

q : 상재하중(kN/m^2), $q = r2 \times Df$

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/m^3)
다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), $B' = B - 2eB$

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수

sc,sq,sr,sc' : 기초의 형상계수

dc,dq,dr,dc' : 기초의 근입깊이계수

ic,iq,ir,ic' : 하중의 경사계수

gc,gq,gr,gc' : 지반계수

bc,bq,br,bc' : 기초저면 경사계수

註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.
si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

c = 0.000 kN/m² r1 = 20.000 kN/m³ r2 = 20.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 4.900 m q = 20.000 kN/m²

Φ = 15 + √15N = 42.386 , N = 50

Nq = exp(πtanΦ) tan² (45+Φ/2) = 90.360

Nc = (Nq-1) cotΦ = 97.909

Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ = 122.336

sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.502

sc' = 0.2 B/L = 0.109

sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.497

sr = 1 - 0.4 B/L = 0.782

dc = 1 + 0.4k = 1.082, D/B > 1 : k=tan-1(D/B) , D/B ≤ 1 : k=D/B (rad)

dc' = 0.4k = 0.082

dq = 1 + 2tanΦ(1-sinΦ)² k = 1.040

dr = 1.000

gc = 1 - β/147 = 1.000

gc' = β/147 = 0.000

gq = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

gr = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

구 분	eB	B'	A'	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
COMB 1	0.143	4.614	41.529	300165.721	600	3
COMB 2	0.143	4.614	41.529	300165.721	600	3
COMB 3	0.792	3.315	29.836	178551.623	900	2
COMB 4	0.269	4.362	39.258	274271.309	600	3
COMB 5	0.486	3.928	35.350	232278.132	600	3
COMB 6	0.876	3.148	28.328	164989.106	900	2

註) Qa = Qu/A'/SF, 『도로교 표준시방서, 1996년』p622 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도.설(2008) 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)

= 466666.667 x (√ (4.900 x 9.000) / 0.3)⁻¾ = 45726.990 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 140000.000 = 466666.667 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 9.000 m)

B : 확대기초의 폭 (= 4.900 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26636584.056 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.100 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

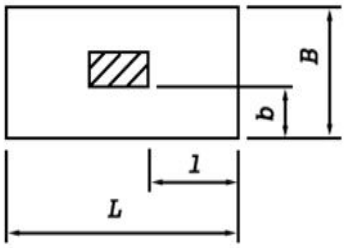
β = ⁴ √ [(3 x 45726.990) / (26636584.056 x 1.100³)] = 0.249 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = MAX(l,b) = MAX(0.000, 1.300) = 1.300

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.450, 뒷굽기준으로 검토

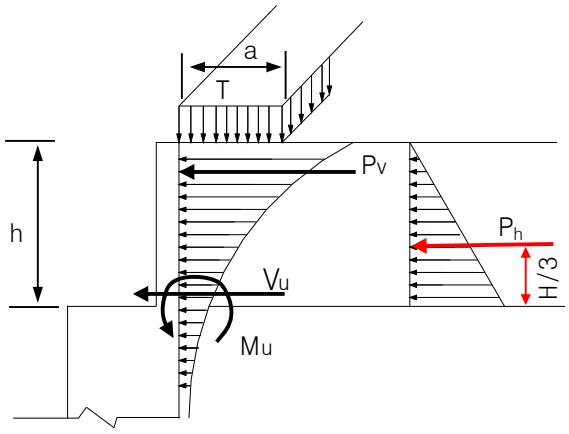


βλ = 0.249 x 1.300 = 0.324 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (3.835 - 0.36) = 99.959 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 3.835^2 x cos11.667 = 36.154 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.835 x 36.154 = 46.218 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 36.154 = 110.361 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 99.959 + 1.70 x 46.218 = 248.500 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.985 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 4.597 kN

p2 = 0.850 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.818 kN

Pw = 4.597 + 0.818 = 5.415 kN

Mw = 4.597 x 2.985/2 + 0.818 x (2.985 + 0.850/2) = 9.651 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 3.835^2 x cos0.000 = 46.182 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 3.835 x 46.182 = 88.556 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 5.415 + 1.00 x 46.182 = 51.598 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 9.651 + 1.00 x 88.556 = 98.208 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	110.361	248.500	
지진시	51.598	98.208	
설계단면력	110.361	248.500	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.296 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	17.258	2.176	-	1.000	17.258	37.549
2. 배면토압(평상시)	97.440	2.099	1.700	-	165.648	347.640
3. 배면토압(지진시)	124.468	3.148	-	1.000	124.468	391.825
4. 뒷채움 상재하중	15.476	3.148	1.700	-	26.309	82.821
5. 교량받침마찰력	62.883	2.911	1.300	-	81.748	237.962
6. 상부관성력	62.883	2.911	-	1.000	62.883	183.048

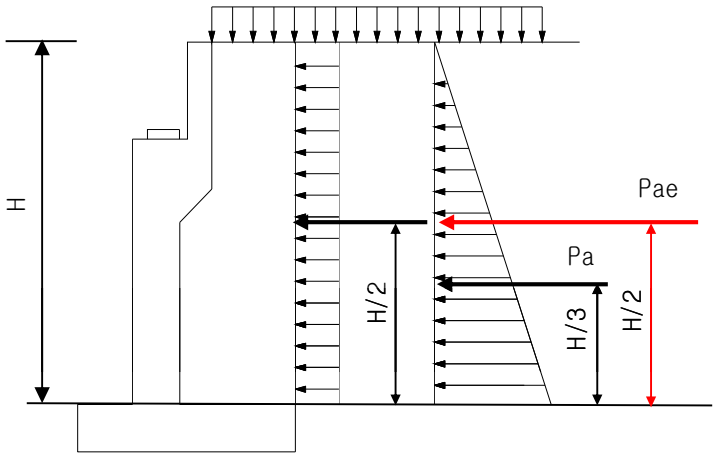
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

  : 검토위치(H = 1.100 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

  Ho = ∑(H② ~ H④) = 17.258 kN

  Mo = ∑[H② x (y② - 1.100) ~ H④ x (y④ - 1.100)] = 37.549 kN.m

  y = Mo / Ho = 37.549 / 17.258 = 2.176



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 6.296 m)	273.705	668.423	
지진시(H = 6.296 m)	204.609	612.422	
설계단면력	273.705	668.424	

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	358.884	-	2.550	2.252	915.036	-
2. 교대구체(지진시	358.884	27.634	2.550	2.252	915.036	62.241
3. 뒷채움재(평상시	168.796	-	4.226	4.330	713.303	-
4. 뒷채움재(지진시	168.796	12.997	4.226	4.330	713.303	56.281
5. 배면토압(평상시	-	148.239	-	2.465	-	365.459
6. 배면토압(지진시	-	171.761	-	3.698	-	635.172
7. 토압의 연직분력	21.723	-	4.467	-	97.029	-
8. 뒷채움 상재하중	16.000	20.043	4.100	3.698	65.600	74.119
9. 상부 고정하중	419.219	-	2.070	-	867.783	-
10. 상부활하중	198.759	-	2.070	-	411.431	-
11. 교량받침마찰력	-	62.883	-	4.011	-	252.219
12. 상부관성력	-	62.883	-	4.011	-	252.219

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)	757.313	286.079	2422.830	747.283
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	743.713	286.079	2367.070	747.283
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	527.680	212.392	1628.339	753.694
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1729.630	286.079	4435.525	747.283
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1547.085	367.827	4030.048	1075.167
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)	946.899	275.275	2496.122	1005.913

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

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

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN/m²)	Qmin(kN/m²)	X(m)
COMB 1	757.313	1675.549	0.238	199.502	109.605	6.637
COMB 2	743.713	1619.789	0.272	202.334	101.222	6.534
COMB 3	527.680	874.646	0.792	212.189	3.191	4.973
COMB 4	1729.630	3688.244	0.318	490.266	215.706	6.397
COMB 5	1547.084	2954.883	0.540	524.513	106.950	5.730
COMB 6	946.899	1490.210	0.876	401.115	0.000	4.721

註) B : 기초의 폭원 (4.900m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

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

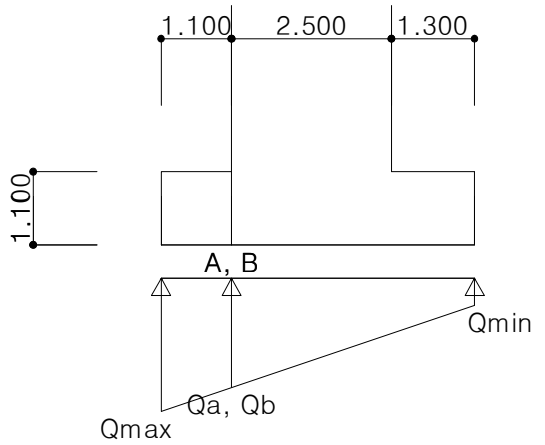
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3,4,5

- 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 = 1.100 x 1.100 x 25.000 = 30.250 kN

Ma = 1.100 x 1.100 x 25.000 x 1.100 / 2 = 16.638 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 1.100 + (Qmax - Qb) / 2 x 1.100

Ma = Qa x 1.100² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.100² x 2/3

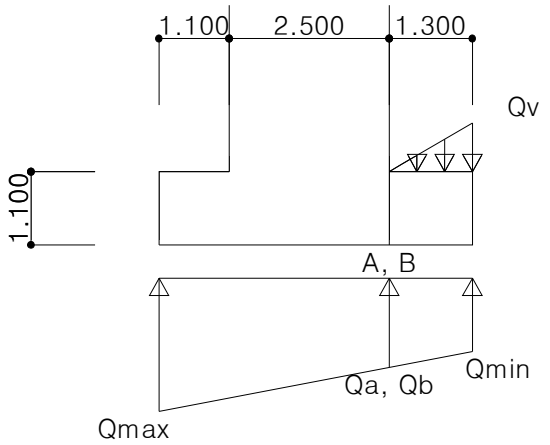
- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN/m²)	Qb(kN/m²)	Vb(kN/m²)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	199.502	179.321	179.321	208.353	116.629	169.028	95
COMB 2	202.334	179.636	179.636	210.083	117.835	170.758	96.206
COMB 3	212.189	165.271	165.271	207.603	118.912	177.353	102.275
COMB 4	490.266	428.630	428.630	505.392	284.181	466.067	262.552
COMB 5	524.513	430.774	430.774	525.408	298.426	486.083	276.798
COMB 6	401.115	307.661	307.661	389.827	223.828	359.577	207.19

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
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

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.100 x 1.300 x 25.000 = 35.750 kN
Ma = 1.100 x 1.300 x 25.000 x 1.300 / 2 = 23.238 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 168.796 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 168.796 kN
Ma = 168.796 x (4.226 - 3.600) = 105.637 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.300 = 13.000 kN
Ma = 10.000 x 1.300 x 1.300 / 2 = 8.450 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 6.296^2 x sin11.667

= 21.723 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 21.723 / 1.300

= 33.420 kN

Vb = 33.420 x 1.300 / 2 = 21.723 kN

Ma = 33.420 x 1.300 x 1.300 / 3 = 18.827 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,3,4,5,

Vb = Qmin x 1.300 + (Qb - Qmin) / 2 x 1.300

Ma = Qmin x 1.300^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 1.300^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 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/m^2)	Qb(kN/m^2)	Vb(kN/m^2)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	109.605	133.455	133.455	157.990	99.334	172.799	118.376
COMB 2	101.222	128.048	128.048	149.026	93.089	170.713	117.439
COMB 3	3.191	58.639	58.639	40.189	18.314	164.357	110.561
COMB 4	215.706	288.548	288.548	327.765	202.789	3.024	14.921
COMB 5	106.950	217.732	217.732	211.043	121.576	108.695	88.951
COMB 6	0.000	95.266	95.266	53.413	19.965	151.133	108.91

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

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

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	1100.00	1000.00	100.00	276.80	486.08

* 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 (1000.00 - 39.654) / 39.654 = 0.07265

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1094.286 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.095]

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 = 0.00229

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 (1000.00 - a/2) = 574.610 kN.m

≥ Mu (= 276.798 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.076]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1000.00 = 653.197 kN

≥ Vu (= 486.083 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1100.0 x 1000.0 = 1650.000 ㎟ < 3820.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1100.0 x 1000.0 = 2200.000 ㎟ < 3820.000 ㎟

(3820.000 / 1.000) = 3820.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 150 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

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	1100.00	1000.00	100.00	118.38	172.80

* 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 (1000.00 - 39.654) / 39.654 = 0.07265

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 465.814 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.920]

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 = 0.00229

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 (1000.00 - a/2) = 574.610 kN.m

≥ Mu (= 118.376 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.854]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1000.00 = 653.197 kN

≥ Vu (= 172.799 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1100.0 x 1000.0 = 1650.000 ㎟ < 3820.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1100.0 x 1000.0 = 2200.000 ㎟ < 3820.000 ㎟

(3820.000 / 1.000) = 3820.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 150 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 (H=6.296)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2500.00	2400.00	100.00	668.42	273.71

* 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 (2400.00 - 39.654) / 39.654 = 0.17857

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1095.875 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.091]

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 = 0.00096

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 (2400.00 - a/2) = 1392.854 kN.m

≥ Mu (= 668.424 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.084]

* 전단에 대한 검토 (d = 2400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

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

≥ Vu (= 273.705 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 300 = 2865.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2500.0 x 1000.0 = 3750.000 ㎟ > 2865.000 ㎟

(2865.000 / 1.000) = 2865.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 300 = 2865.000 ㎟

필요철근량 : 0.0025 x 2500.0 x 1000.0 = 6250.000 ㎟ > 2865.000 ㎟

(2865.000 / 1.000) = 2865.000 ㎟ > (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	248.50	110.36

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1372.731 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.670]

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 (= 248.500 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.654]

* 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 (= 110.361 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 300 = 2865.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 300 = 2865.000 ㎟

필요철근량 : 0.0025 x 800.0 x 1000.0 = 2000.000 ㎟ < 2865.000 ㎟

(2865.000 / 1.000) = 2865.000 ㎟ > (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

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (3.835 - 0.36) = 99.959 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 3.835^2 x cos11.667 = 36.154 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.835 x 36.154 = 46.218 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 36.154 = 64.918 kN

Ms = 99.959 + 46.218 = 146.177 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.296 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	17.258	2.176	-	1.000	17.258	37.549
2. 배면토압(평상시)	97.440	2.099	1.000	-	97.440	204.494
3. 배면토압(지진시)	124.468	3.148	-	1.000	124.468	391.825
4. 뒷채움 상재하중	15.476	3.148	1.000	-	15.476	48.718
5. 교량받침마찰력	62.883	2.911	1.000	-	62.883	183.048
6. 상부관성력	62.883	2.911	-	1.000	62.883	183.048

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

  : 검토위치(H = 1.100 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

  Ho = ∑(H② ~ H④) = 17.258 kN

  Mo = ∑[H② x (y② - 1.100) ~ H④ x (y④ - 1.100)] = 37.549 kN.m

  y = Mo / Ho = 37.549 / 17.258 = 2.176

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	175.799	436.260	

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)	565.403	168.282	1790.968	439.578
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	565.403	168.282	1790.968	439.578
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	527.680	212.392	1628.339	753.693
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1183.381	168.282	3070.183	439.578
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1183.381	231.165	3070.183	691.797
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)	946.899	275.275	2496.122	1005.913

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/m²)	Qmin(kN/m²)	X(m)
COMB 1	565.403	1351.391	0.060	123.846	106.930	7.170
COMB 2	565.403	1351.391	0.060	123.846	106.930	7.170
COMB 3	527.680	874.646	0.792	212.189	3.191	4.973
COMB 4	1183.381	2630.605	0.227	308.648	174.365	6.669
COMB 5	1183.381	2378.386	0.440	371.676	111.336	6.029
COMB 6	946.899	1490.210	0.876	401.115	0.000	4.721

註) B : 기초의 폭원 (4.900m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

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

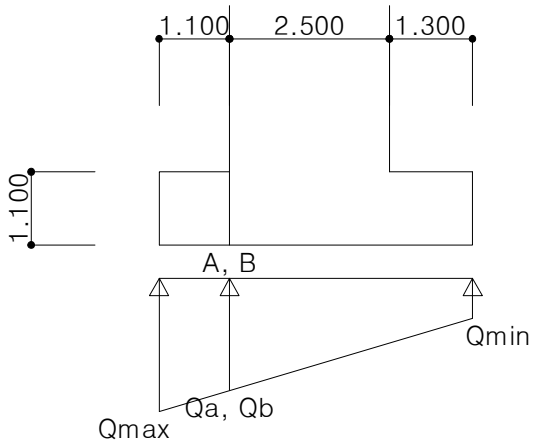
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3,4,5

- 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 = 1.100 x 1.100 x 25.000 = 30.250 kN

Ma = 1.100 x 1.100 x 25.000 x 1.100 / 2 = 16.638 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 1.100 + (Qmax - Qb) / 2 x 1.100

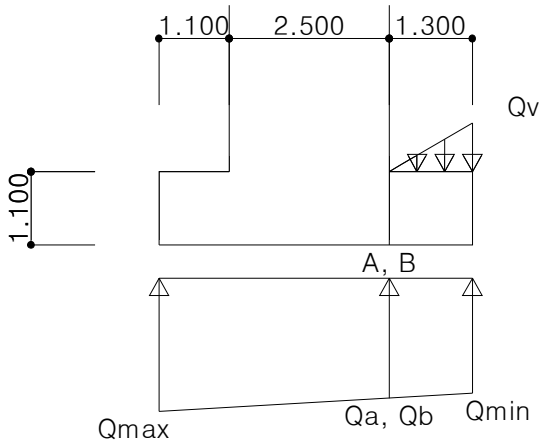
Ma = Qa x 1.100² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.100² x 2/3

- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN/m²)	Qb(kN/m²)	Vb(kN/m²)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	123.846	120.049	120.049	134.142	74.161	103.892	57.524
COMB 2	123.846	120.049	120.049	134.142	74.161	103.892	57.524
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	308.648	278.503	278.503	322.933	180.653	292.683	164.015
COMB 5	371.676	313.233	313.233	376.700	213.078	346.450	196.441
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 1.300 + (Qb - Qmin) / 2 x 1.300

Ma = Qmin x 1.300² / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 1.300² / 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/m²)	Qb(kN/m²)	Vb(kN/m²)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	106.930	111.418	111.418	141.927	91.62	97.342	64.531
COMB 2	106.930	111.418	111.418	141.927	91.62	97.342	64.531
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	174.365	209.991	209.991	249.831	157.373	10.562	-1.222
COMB 5	111.336	180.406	180.406	189.633	113.534	49.636	42.618
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)] = 196.441 x 1000000 / [2292.000 x (1000.000 - 174.039/3)]
= 90.985 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(8x2292.000)]
= 174.039 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 90.99) - 2.5 x 90.50 = 639.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 90.99) = 692.42 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 639.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 639.27 mm) ∴ O.K

② 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 64.531 x 1000000 / [2292.000 x (1000.000 - 174.039/3)]
= 29.889 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(8x2292.000)]
= 174.039 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 29.89) - 2.5 x 90.50 = 2408.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 29.89) = 2107.80 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2107.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2107.80 mm) ∴ O.K

③ 벽체 (H=6.296)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 436.260 x 1000000 / [2292.000 x (2400.000 - 278.900/3)]
= 82.504 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2400.0/(8x2292.000)]
= 278.900 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 82.50) - 2.5 x 90.50 = 728.24 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 82.50) = 763.60 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 728.24 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 728.24 mm) ∴ O.K

④ 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 146.177 x 1000000 / [2292.000 x (720.000 - 145.188/3)]
= 94.962 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(8x2292.000)]
= 145.188 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

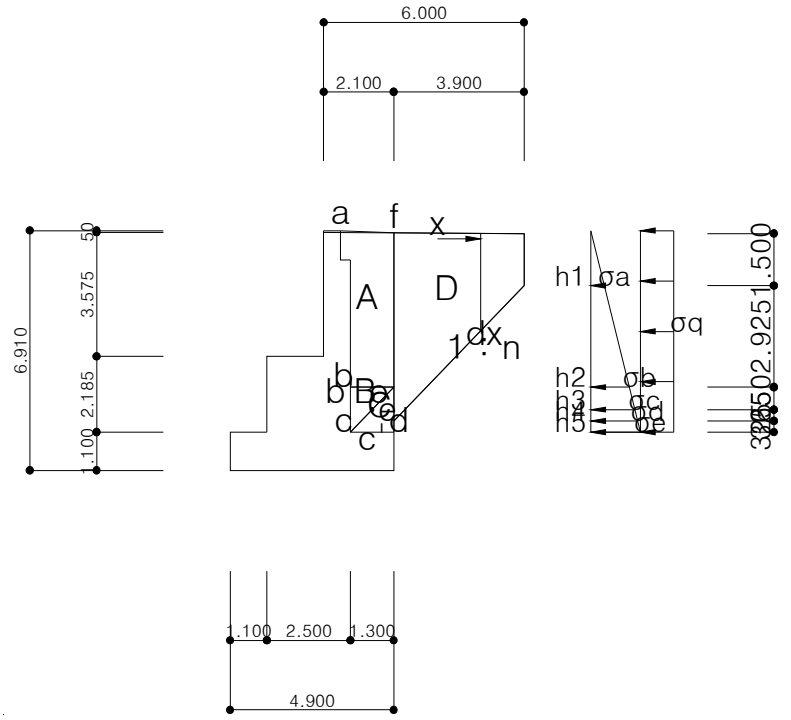
Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 94.96) - 2.5 x 70.50 = 653.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 94.96) = 663.42 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 653.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 653.03 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

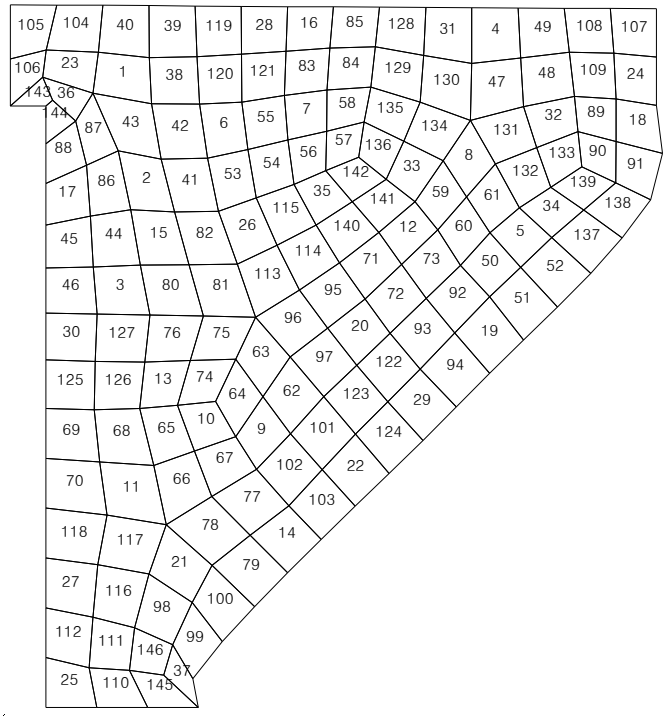


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	126.943	327.383	147.465	193.964
전단력(kN)	92.853	332.577	179.352	273.397

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	74.672	192.578	86.744	114.096
전단력(kN)	54.619	195.633	105.501	160.822

(2) 철근량 검토

① D(T=600 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	600.00	520.00	80.00	126.94	92.85

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 970.658 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.361]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 126.943 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.317]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 92.853 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=600 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	600.00	520.00	80.00	327.38	332.58

* 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 (520.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02612

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2561.748 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.209]

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 = 0.00596

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 (520.00 - a/2) = 392.654 kN.m

≥ Mu (= 327.383 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.199]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 332.577 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=600 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	600.00	520.00	80.00	147.47	179.35

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1130.161 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.028]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 147.465 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.994]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 179.352 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=600 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	600.00	520.00	80.00	193.96	273.40

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1494.348 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.534]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 193.964 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.516]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 273.397 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 74.672 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 120.968/3)]
= 67.920 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x2292.000)]
= 120.968 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 / 67.92) - 2.5 x 70.50 = 983.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 67.92) = 927.57 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 927.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 927.57 mm) ∴ O.K

② A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 192.578 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 137.642/3)]
= 131.162 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x3096.800/1000.0 + 8x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x3096.800)]
= 137.642 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 131.16) - 2.5 x 69.00 = 427.90 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 131.16) = 480.32 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 427.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 427.90 mm) ∴ O.K

③ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 86.744 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 120.968/3)]
= 78.900 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x2292.000)]
= 120.968 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 / 78.90) - 2.5 x 70.50 = 821.85 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 78.90) = 798.48 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 798.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 798.48 mm) ∴ O.K

④ C(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 114.096 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 120.968/3)]
= 103.779 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x2292.000)]
= 120.968 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

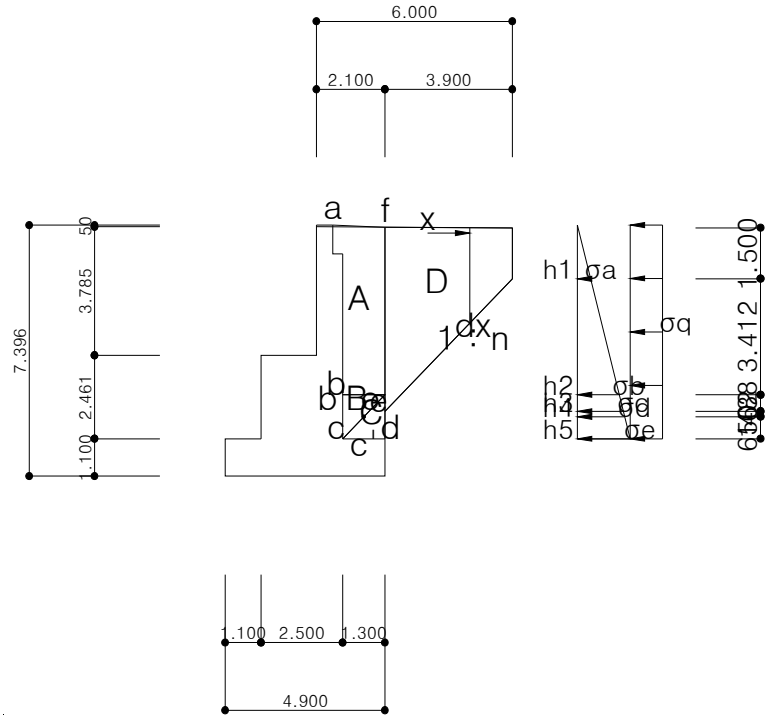
Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.78) - 2.5 x 70.50 = 582.58 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 103.78) = 607.06 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 582.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 582.58 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

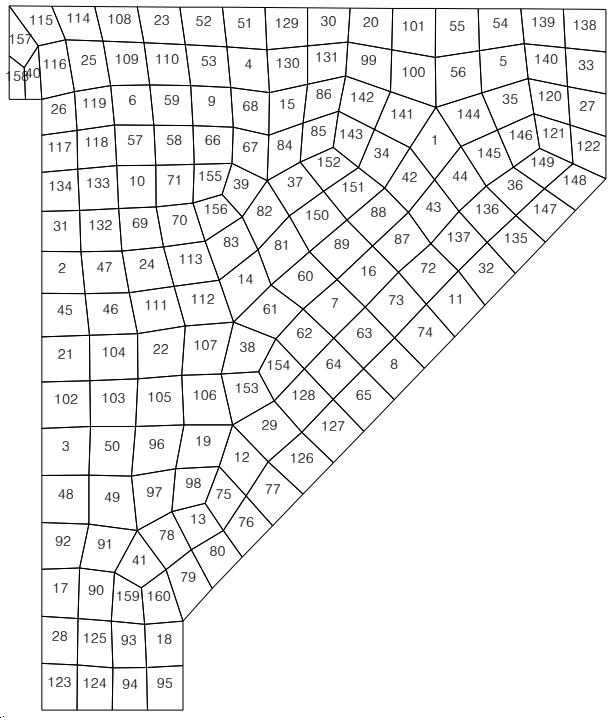


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	122.573	287.027	97.253	146.207
전단력(kN)	91.882	161.65	107.816	112.225

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	72.102	168.839	57.207	86.004
전단력(kN)	54.048	95.088	63.421	66.015

(2) 철근량 검토

① D(T=600 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	600.00	520.00	80.00	122.57	91.88

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 936.789 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.447]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 122.573 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.399]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 91.882 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=600 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	600.00	520.00	80.00	287.03	161.65

* 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 (520.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02612

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2235.257 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.385]

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 = 0.00596

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 (520.00 - a/2) = 392.654 kN.m

≥ Mu (= 287.027 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.368]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 161.650 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=600 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	600.00	520.00	80.00	97.25	107.82

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 741.197 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.092]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 97.253 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.024]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 107.816 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=600 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	600.00	520.00	80.00	146.21	112.23

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1120.365 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.046]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 146.207 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.011]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 112.225 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 72.102 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 120.968/3)]
= 65.581 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x2292.000)]
= 120.968 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 / 65.58) - 2.5 x 70.50 = 1024.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 65.58) = 960.64 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 960.64 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 960.64 mm) ∴ O.K

② A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 168.839 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 137.642/3)]
= 114.993 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x3096.800/1000.0 + 8x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x3096.800)]
= 137.642 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 114.99) - 2.5 x 69.00 = 512.32 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 114.99) = 547.86 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 512.32 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 512.32 mm) ∴ O.K

③ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 57.207 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 120.968/3)]

= 52.034 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x2292.000)]

= 120.968 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 / 52.03) - 2.5 x 70.50 = 1337.18 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 52.03) = 1210.74 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1210.74 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1210.74 mm) ∴ O.K

④ C(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 86.004 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 120.968/3)]

= 78.227 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x2292.000)]

= 120.968 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 / 78.23) - 2.5 x 70.50 = 830.44 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 78.23) = 805.35 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 805.35 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 805.35 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 7.000 = 4.9 m

- 등분포 고정하중

W1 = 23.000 x 0.050 = 1.150 kN/m ; 접속판위의 포장

W2 = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

Wd = 1.150 + 11.250 = 12.400 kN/m

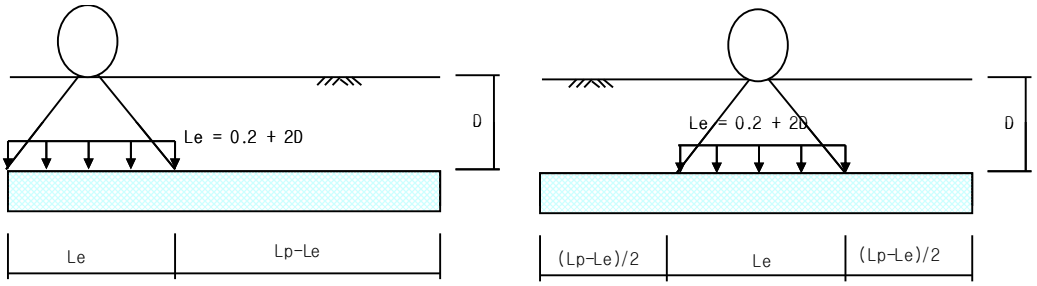
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.400 x 4.900 / 2 = 30.380 kN/m

Md = 12.400 x 4.900^2 / 8 = 37.216 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) / [3.000 x (0.200 + 2D)]

= 2 x 96.000 x (1 + 0.300) / [3.000 x (0.200 + 2 x 0.050)]

= 277.333 kN/m^2

Vl = Ps x Le - (Ps x Le^2) / (2 x Lp)

= 277.333 x 0.300 - (277.333 x 0.300^2) / (2 x 4.900)

= 80.653 kN

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

= 277.333 x 4.900/2 x 0.300/2 - 277.333 x 0.300/2 x 0.300/4

= 98.800 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = (1.30 x Vd + 2.15 x Vl)

= 1.30 x 30.380 + 2.15 x 80.653

= 212.898 kN

Mu = (1.30 x Md + 2.15 x Ml)

= 1.30 x 37 + 2.15 x 99

= 260.800 kN.m

2) 단면력 검토

* 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	260.80	212.90

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

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

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01283

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2935.415 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.381]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.01096

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (370.00 - a/2) = 351.648 kN.m

≥ Mu (= 260.800 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.348]

* 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 (= 212.898 kN) , 전단보강 불필요.

3) 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 136.016 \times 1000000 / [4053.600 \times (370.000 - 125.840/3)]$

$= 102.283$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -8x4053.600/1000.0 + 8x4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x370.0/(8x4053.600)]}$

$= 125.840$ 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 / 102.28) - 2.5 x 67.50 = 601.17 mm

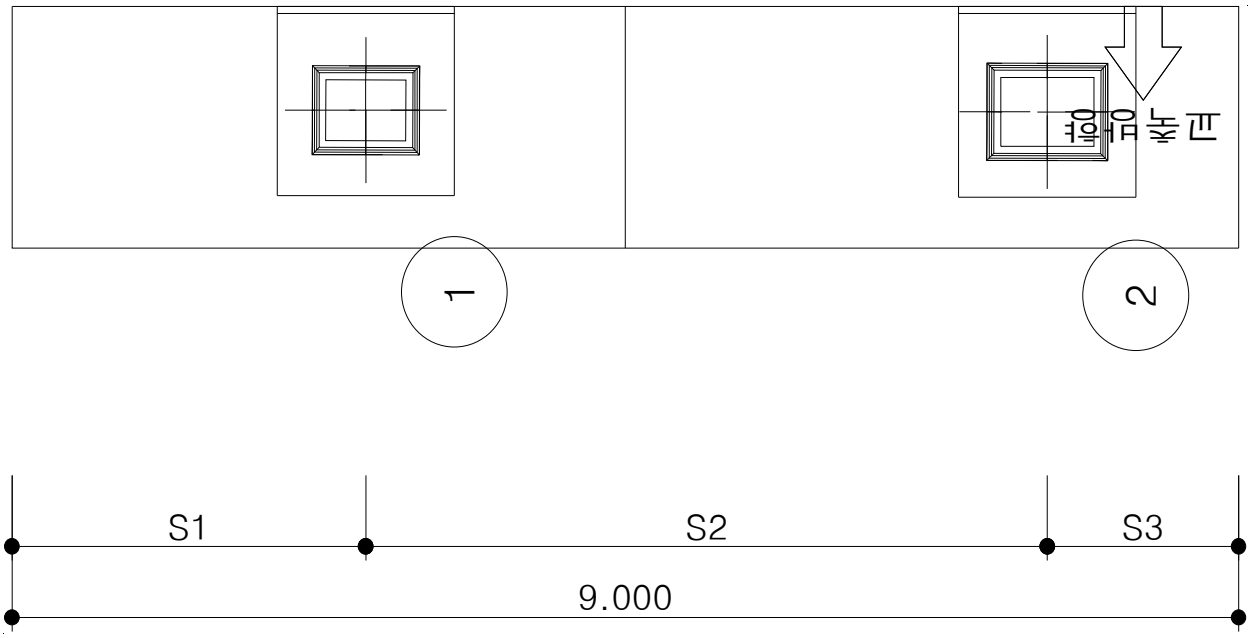
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 102.28) = 615.94 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 601.17 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 601.17 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 82.000 = 610.000 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	610.000	427.000	587.000	756.500	O.K
2	610.000	485.000	685.000	715.500	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

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

$= (200 + 1.67 \times 257.000 + 6.66 \times 15.750) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2)$

= 734.085 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1700 - 180 - 50 = 1470 mm ≥ 734 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	3000.000	2473.811	O.K	493.000	398.025	O.K
SHOE 2	4000.000	3581.482	O.K	470.000	399.500	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	2473.811	195.839	299.267	1557.000	2481.550	
2	3581.482	296.287	300.376	1643.000	1888.900	

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	4521.122	8516.200	O.K	5293.527	7742.000	O.K
2	6433.410	8516.200	O.K	6515.393	8516.200	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1305.593	6303.000	O.K	1995.113	6303.000	O.K
2	1975.250	6303.000	O.K	2002.506	6303.000	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 3581.482 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 2271.537 x 0.150 / 1.15 = 296.287 kN

  Hx2 = 258.362 / 1.33 = 194.258 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 296.287 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 9.000 / 0.000 = 0.000 [8≤B/D]

  W1 = 2.4 x 0.000 = 0.000 kN/m² < 6.0 이므로

  Hy1 = 6.000 x 82.000 / 2 / 2EA / 1.25 = 98.400 kN

  Hy2 = 399.500 / 1.33 = 300.376 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 300.376 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 485.000 mm ` b1y = 685.000 mm

b2x = 958.000 mm b2y = 1403.900 mm

bcx = 2 x b2x = 1916.000 mm < 5 x b1x = 2425.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2807.800 mm < 5 x b1y = 3425.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 485.000/1916.000) x 3581.482 x 10^3 /150.000

= 4458.160 mm²

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

= 1/4 x (1 - 685.000/2807.800) x 3581.482 x 10^3 /150.000

= 4512.887 mm²

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 296.287 x 10^3 / 150.000

= 1975.250 mm²

Asy2 = Hy/fsa

= 300.376 x 10^3 / 150.000

= 2002.506 mm²

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 485.000 + 1403.900 = 1888.900 ㎜

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 685.000 + 958.000 = 1643.000 ㎜

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 4512.887 + 2002.506 = 6515.393 ㎟

  Bxo = 1888.900 ㎜ 범위내에서 D22 - 22 EA

  As = 387.100 x 22 = 8516.200 ㎟ ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 4458.160 + 1975.250 = 6433.410 ㎟

  Byo = 1643.000 ㎜ 범위내에서 D22 - 22 EA

  As = 387.100 x 22 = 8516.200 ㎟ ∴ O.K

(3) 받침 콘크리트 제원 산정

① 교축방향

전면길이 (받침전면에서의 길이를 기준으로 한다.) 결정값(Lbx1) = 370.0 ㎜

최대가능길이 Lbx,max1 = 370.0 ㎜

지압저항길이 b3x = ha x 2 + 100㎜ = 95 x 2 + 100 = 290 ㎜

* b2중 최대값을 사용하되 최대가능길이는 초과할 수 없다.

배면길이 (받침전면에서의 길이를 기준으로 한다.) 결정값(Lbx1) = 800.0 ㎜

최대가능길이 Lbx,max1 = 800.0 ㎜

지압저항길이 b3x = ha x 2 + 100㎜ = 95 x 2 + 100 = 290 ㎜

받침콘크리트 제원

배면길이 + 받침길이 + 전면길이 =

800 + 1330 + 370.0 = 2500 ㎜

코핑제원 코핑폭 = 2500 ㎜

배면길이 + 받침길이 + 전면길이 =

800.0 + 1330 + 370.0 = 2500 ㎜

② 교축직각방향

내측받침(받침전면에서의 길이를 기준으로 한다.) 결정값(Lbx1) = 754 ㎜

최대가능길이 Lbx,max1 = 754 ㎜

지압저항길이 b3x = ha x 2 + 100㎜ = 95 x 2 + 100 = 290 ㎜

* b2중 최대값을 사용하되 최대가능길이는 초과할 수 없다.

받침콘크리트 제원

좌측길이 + 받침길이 + 우측길이 =

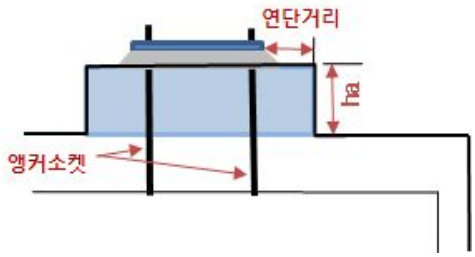
754 + 1300 + 754.0 = 2808 ㎜

코핑제원 코핑폭 = 2500 ㎜

좌측길이 + 받침길이 + 우측길이(받침중심간거리)

754.0 + 1300 + 754.0 = 2808 ㎜

(4) 지압검토



1) 지압에 대한 검토

받침 콘크리트의 연단거리가 받침 콘크리트 높이(ha)의 2배 이상이면 지압에 대한 검토는 생략한다.

받침콘크리트 높이(ha) = 95 mm

교축방향 연단거리 = Min(370 , 800) = 370 mm

> 95 x 2 = 190.0 mm **지압에 대한 검토가 필요없음**

교축직각방향 연단거리 = Min(754 , 754) = 754 mm

> 95 x 2 = 190.0 mm **지압에 대한 검토가 필요없음**

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 300.376 x 10^3 / 150.000 = 2002.506 mm^2

사용철근 : D19 - 22 EA

As = 286.500 x 22 = 6303 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 296.287 x 10^3 / 150.000 = 1975.250 mm^2

사용철근 : D19 - 22 EA

As = 286.500 x 22 = 6303 mm^2 ∴ O.K

교각 P1

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

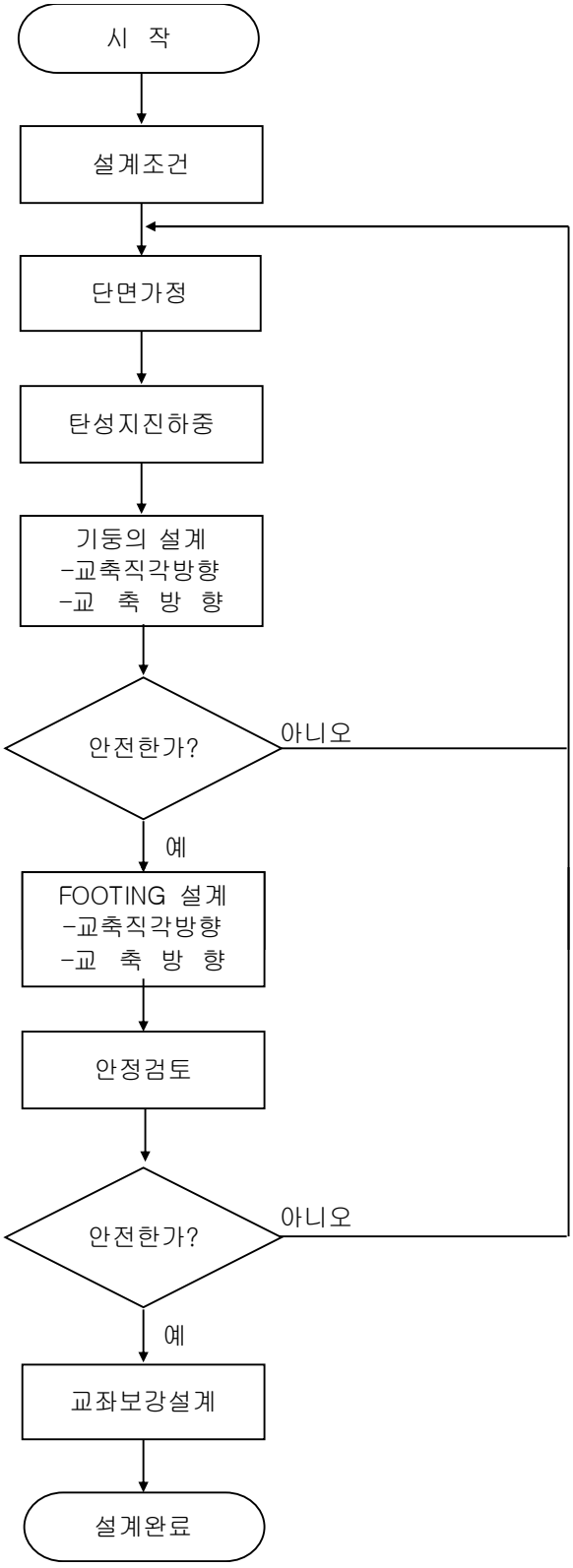
9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(뚫림) 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)	108139.303	14975.234	7.22	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	14580.580	1069.209	13.64	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	700.000	473.802	1.48	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	108139.303	27240.520	3.97	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	14580.580	1506.900	9.68	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1050.000	538.636	1.95	1.00	O.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	108139.303	30859.783	3.50	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	14580.580	1680.797	8.67	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	700.000	569.440	1.23	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	108139.303	23468.499	4.61	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	14580.580	1653.878	8.82	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1050.000	506.532	2.07	1.00	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.013	31940.246	109835.241	3.439	O.K
	모멘트최대	0.013	23445.333	56279.895	2.400	O.K
	탄성설계	0.013	18756.267	60951.064	3.250	O.K
	편심최대	0.013	17818.453	48185.584	2.704	O.K
교축직각방향	축력최대	0.013	31940.246	109835.241	3.439	O.K
	모멘트최대	0.013	24383.147	41089.573	1.685	O.K
	탄성설계	0.013	18756.267	75807.145	4.042	O.K
	편심최대	0.013	16880.640	28910.404	1.713	O.K
합성부재력	축력최대	0.013	31940.246	109835.241	3.439	O.K
	모멘트최대	0.013	23445.333	33915.639	1.447	O.K
	탄성설계	0.013	18756.267	68277.129	3.640	O.K
	편심최대	0.013	17818.453	23304.493	1.308	O.K
	모멘트최대	0.013	24383.147	41026.726	1.683	O.K
	편심최대	0.013	16880.640	28855.427	1.709	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	3000.0	100.0	32411.707	39710.000	-	-	1.225	O.K
	우측내민보	3000.0	100.0	26356.650	39710.000	-	-	1.507	O.K
	좌측내민보수	3200.0	100.0	932.288	10733.800	981.773	11199.633	11.408	O.K
	우측내민보수	3200.0	100.0	671.565	10733.800	707.385	11199.633	15.832	O.K
	교량받침1	2437.5	100.0	272.775	39710.000	212.082	29424.375	138.741	O.K
	교량받침2	2713.5	376.0	314.324	39710.000	244.374	29424.375	120.407	O.K
기초	교축방향	2800.0	100.0	19883.291	35975.700	18121.244	32594.814	1.799	O.K
	교직-지점부	2800.0	100.0	24495.636	35975.700	22287.232	32594.814	1.462	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	119.006	180.000	128.000	451.729	O.K
	우측내민보	111.071	180.000	128.000	499.006	O.K
	좌측내민보수평	30.727	180.000	187.500	2050.324	O.K
	우측내민보수평	22.139	180.000	187.500	2845.627	O.K
	교량받침1	21.173	180.000	128.000	2975.468	O.K
	교량받침2	25.375	180.000	128.000	2203.449	O.K
기초	교축방향	175.269	180.000	125.352	230.558	O.K
	교직-지점부	204.660	180.000	125.352	166.035	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 : STEEL BOX
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 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]

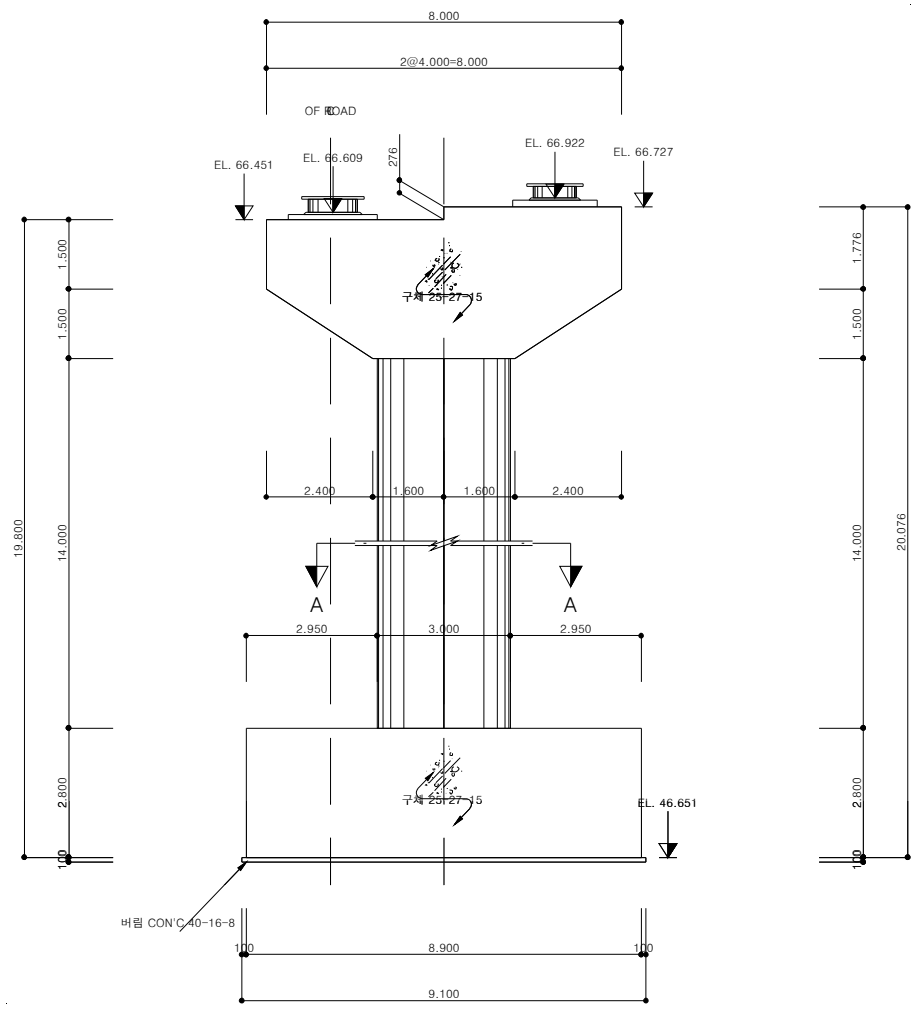
3.5 설 계 방 법

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) 콘크리트구조기준 : 한국콘크리트학회 (2012)

4. 단 면 가 정


8.000
2@4.000=8.000
EL. 66.451
EL. 66.609
276
EL. 66.922
EL. 66.727
1.500
1.500
14.000
2.800
100
19.800
1.776
20.076
2.400
1.600
1.600
2.400
A
A
2.950
3.000
2.950
EL. 46.651
버림 CON'C 40-16-8
100
8.900
100
9.100

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	8422.943	1521.240	1740.680	316.156
2	5741.303	1993.690	1.060	1523.250
계	14164.246	3514.930	1741.740	1839.406

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 9.000 / 4.990 = 1.804 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (9.000 / 4.990)] x 4.990 = 18.160 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 18.16 kN/m

P1 = 18.160 x (82.000 + 93.000) / 2 x sin90.0

= 1589 kN

작용위치 h = 4.990/2 + 0.500 + 0.750 = 3.745 m

작용모멘트 My = Ph x h = 1589.000 x 3.745 = 5950.805 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.000 x 3.200 = 28.8 kN

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 64.516 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500.000 N/m의
풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

Ph = 1.500 x (82.000 + 93.000)/2 x sin90.0 = 131.25 kN

작용위치 h = 4.527 + 1.500 + 0.750 = 6.777 m

작용모멘트 My = Ph x h = 131.250 x 6.777 = 889.469 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 0.000012 x 25.0 x 46.500 = 0.01395 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 3.97608 x 1EA x 0.01395 / 17.000³ x sin90.0

= 941.696 kN

② 교량받침에 의한 수평력

상부고정하중 : Vd = 14164.246 kN

교량받침마찰계수 : μ = 0.150

Ph = μ x W = 14164.246 x 0.150 x sin90.0

= 2124.637 kN

☞ 수평력은 ①,②중 작은값 941.696 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 941.696 x (0.500 + 1.500/2) = 1177.12 kN.m

5.5 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

(Ig 적용)

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥 상단	경우 1	기둥 1	1488.000	4790.600	0.041	772.100	2344.700	0.0209
	경우 2	기둥 1	645.600	2089.200	0.0177	1596.000	5411.700	0.045
기둥 하단	경우 1	기둥 1	1506.900	23021.200	0	839.400	11996.200	0
	경우 2	기둥 1	782.600	9969.800	0	1758.900	25365.100	0

5.6 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									1.00
SVB02	1.00		1.00								1.00
SVB03	1.00			1.00							1.00
SVB04	1.00				1.00						1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB22	1.00								1.00		1.00
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축(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

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.7 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									1.30
ULB02	1.30		2.15								1.30
ULB03	1.30			2.15							1.30
ULB04	1.30				1.30						1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.25			1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.25			1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.25			1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.25			1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.25			1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25
ULB22	1.00								1.00		1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

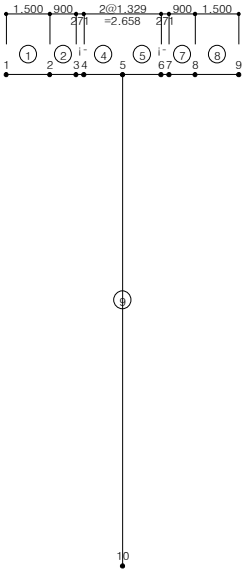
5.8 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.25			1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.25			1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.25			1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.25			1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.25			1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0	16.25	6	5.329	16.25
2	1.5	16.25	7	5.6	16.25
3	2.4	16.25	8	6.5	16.25
4	2.671	16.25	9	8	16.25
5	4	16.25	10	4	0

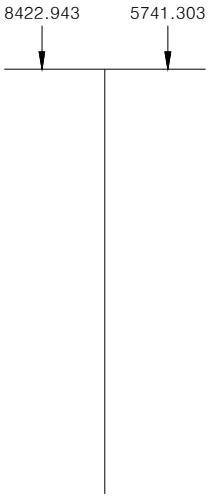
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	3.200	1.500	4.800	4.096000	0.900000	1
②	3.200	1.776	5.683	4.849664	1.493818	9
③	3.200	2.438	7.802	6.657365	3.864291	2
④	3.200	2.714	8.685	7.411029	5.330872	8
⑤	3.200	3.000	9.600	8.192000	7.200000	3, 4
⑥	3.200	3.276	10.483	8.945664	9.375629	5~7
⑦	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥상단
⑧	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥하단

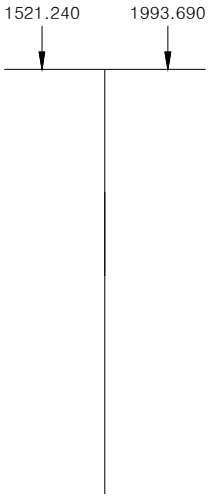
6.4 하중재하도

1) 연직하중

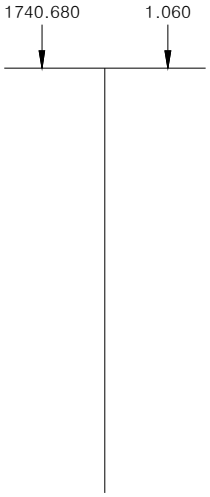
① 고정하중 (D)



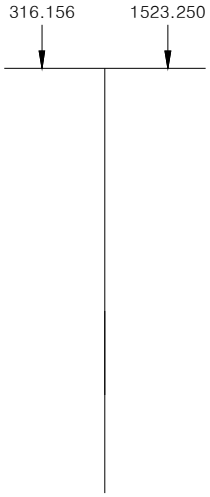
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



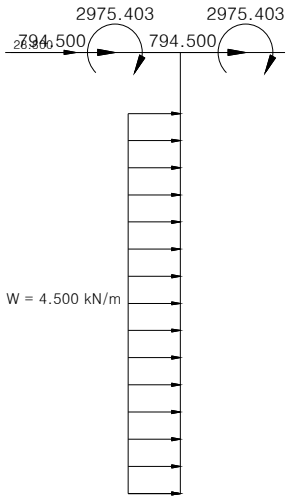
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

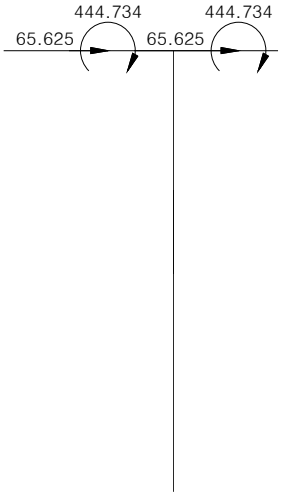
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 1589.000/2EA = 794.500 kN

M = 5950.805/2EA = 2975.403 kN

㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

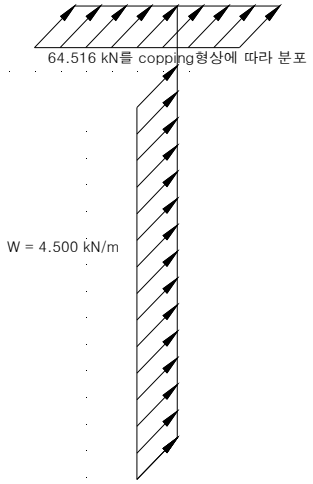


P = 131.250/2EA = 65.625 kN

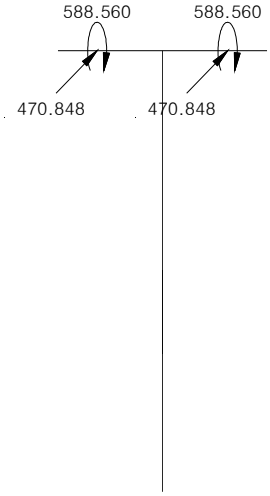
M = 889.469/2EA = 444.734 kN

② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉯ 온도하중 (G-L01) : P = 941.696 / 2EA = 470.848 kN M = 1177.120 / 2EA = 588.560 kN.m



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-16282.264	-6527.460	0.000	-18756.267	-6527.460	0.000	
L1	-3514.930	1181.125	0.000	-3514.930	1181.125	0.000	
L2	-1741.740	-4349.050	0.000	-1741.740	-4349.050	0.000	
L3	-1839.406	3017.735	0.000	-1839.406	3017.735	0.000	
W-TR	0.000	9590.850	-1617.800	0.000	32681.011	-1680.797	
WL	0.000	1184.781	-131.250	0.000	3022.281	-131.250	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	5411.700	1596.000	0.000	25365.100	1758.900	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-16282.264	0.000	0.000	-18756.267	0.000	0.000	
L1	-3514.930	0.000	0.000	-3514.930	0.000	0.000	
L2	-1741.740	0.000	0.000	-1741.740	0.000	0.000	
L3	-1839.406	0.000	0.000	-1839.406	0.000	0.000	
W-LO	0.000	-145.160	64.516	0.000	-1489.339	127.513	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	-3295.936	941.696	0.000	-16479.680	941.696	
E-LO	0.000	4790.600	1488.000	0.000	23021.200	1506.900	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-10450.013	8920.028	-7388.575	-6297.364	
L1	-1781.372	1521.240	-2334.611	-1993.690	
L2	-2038.336	1740.680	-1.241	-1.060	
L3	-370.219	316.156	-1783.726	-1523.250	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	2975.400	0.000	-2975.400	0.000	
WL	444.734	0.000	-444.734	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	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-163.140	8659.220	-187.980	-6010.700
L1	0.000	1521.240	0.000	-1993.690
L2	0.000	1740.680	0.000	-1.060
L3	0.000	316.156	0.000	-1523.250
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	2975.400	0.000	-2975.400	0.000
WL	444.734	0.000	-444.734	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

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-19797.194	-5346.335	0.000	-22271.197	-5346.335	0.000	
SV002	-18024.004	-10876.510	0.000	-20498.007	-10876.510	0.000	
SV003	-18121.670	-3509.725	0.000	-20595.673	-3509.725	0.000	
SV004	-16282.264	3063.390	-1617.800	-18756.267	26153.551	-1680.797	
SV005	-19797.194	633.870	-940.150	-22271.197	14016.451	-971.649	
SV006	-18024.004	-4896.304	-940.150	-20498.007	8486.276	-971.649	
SV007	-18121.670	2470.481	-940.150	-20595.673	15853.061	-971.649	
SV008	-19797.194	-5346.335	0.000	-22271.197	-5346.335	0.000	
SV009	-19797.194	-5346.335	0.000	-22271.197	-5346.335	0.000	
SV010	-18024.004	-10876.510	0.000	-20498.007	-10876.510	0.000	
SV011	-18024.004	-10876.510	0.000	-20498.007	-10876.510	0.000	
SV012	-18121.670	-3509.725	0.000	-20595.673	-3509.725	0.000	
SV013	-18121.670	-3509.725	0.000	-20595.673	-3509.725	0.000	
SV014	-16282.264	3063.390	-1617.800	-18756.267	26153.551	-1680.797	
SV015	-16282.264	3063.390	-1617.800	-18756.267	26153.551	-1680.797	
SV016	-19797.194	633.870	-940.150	-22271.197	14016.451	-971.649	
SV017	-19797.194	633.870	-940.150	-22271.197	14016.451	-971.649	
SV018	-18024.004	-4896.304	-940.150	-20498.007	8486.276	-971.649	
SV019	-18024.004	-4896.304	-940.150	-20498.007	8486.276	-971.649	
SV020	-18121.670	2470.481	-940.150	-20595.673	15853.061	-971.649	
SV021	-18121.670	2470.481	-940.150	-20595.673	15853.061	-971.649	
SV022	-16282.264	-1115.760	1596.000	-18756.267	18837.640	1758.900	
SV023	-19797.194	-5346.335	0.000	-22271.197	-5346.335	0.000	
SV024	-18024.004	-10876.510	0.000	-20498.007	-10876.510	0.000	
SV025	-18121.670	-3509.725	0.000	-20595.673	-3509.725	0.000	
SV026	-16282.264	3063.390	-1617.800	-18756.267	26153.551	-1680.797	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-19797.194	0.000	0.000	-22271.197	0.000	0.000	
SVB02	-18024.004	0.000	0.000	-20498.007	0.000	0.000	
SVB03	-18121.670	0.000	0.000	-20595.673	0.000	0.000	
SVB04	-16282.264	-145.160	64.516	-18756.267	-1489.339	127.513	
SVB05	-19797.194	-72.580	32.258	-22271.197	-744.670	63.756	
SVB06	-18024.004	-72.580	32.258	-20498.007	-744.670	63.756	
SVB07	-18121.670	-72.580	32.258	-20595.673	-744.670	63.756	
SVB08	-19797.194	-3295.936	941.696	-22271.197	-16479.680	941.696	
SVB09	-19797.194	3295.936	-941.696	-22271.197	16479.680	-941.696	
SVB10	-18024.004	-3295.936	941.696	-20498.007	-16479.680	941.696	
SVB11	-18024.004	3295.936	-941.696	-20498.007	16479.680	-941.696	
SVB12	-18121.670	-3295.936	941.696	-20595.673	-16479.680	941.696	
SVB13	-18121.670	3295.936	-941.696	-20595.673	16479.680	-941.696	
SVB14	-16282.264	-3441.096	1006.212	-18756.267	-17969.019	1069.209	
SVB15	-16282.264	3150.776	-877.180	-18756.267	14990.341	-814.183	
SVB16	-19797.194	-3368.516	973.954	-22271.197	-17224.350	1005.452	
SVB17	-19797.194	3223.356	-909.438	-22271.197	15735.010	-877.940	
SVB18	-18024.004	-3368.516	973.954	-20498.007	-17224.350	1005.452	
SVB19	-18024.004	3223.356	-909.438	-20498.007	15735.010	-877.940	
SVB20	-18121.670	-3368.516	973.954	-20595.673	-17224.350	1005.452	
SVB21	-18121.670	3223.356	-909.438	-20595.673	15735.010	-877.940	
SVB22	-16282.264	4790.600	1488.000	-18756.267	23021.200	1506.900	
SVB23	-19797.194	0.000	0.000	-22271.197	0.000	0.000	
SVB24	-18024.004	0.000	0.000	-20498.007	0.000	0.000	
SVB25	-18121.670	0.000	0.000	-20595.673	0.000	0.000	
SVB26	-16282.264	-145.160	64.516	-18756.267	-1489.339	127.513	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-12231.386	10441.268	-9723.186	-8291.054	
SV002	-12488.350	10660.708	-7389.816	-6298.424	
SV003	-10820.232	9236.184	-9172.301	-7820.614	
SV004	-7474.613	8920.028	-10363.975	-6297.364	
SV005	-10298.952	10441.268	-11655.620	-8291.054	
SV006	-10555.916	10660.708	-9322.250	-6298.424	
SV007	-8887.798	9236.184	-11104.735	-7820.614	
SV008	-12231.386	10441.268	-9723.186	-8291.054	
SV009	-12231.386	10441.268	-9723.186	-8291.054	
SV010	-12488.350	10660.708	-7389.816	-6298.424	
SV011	-12488.350	10660.708	-7389.816	-6298.424	
SV012	-10820.232	9236.184	-9172.301	-7820.614	
SV013	-10820.232	9236.184	-9172.301	-7820.614	
SV014	-7474.613	8920.028	-10363.975	-6297.364	
SV015	-7474.613	8920.028	-10363.975	-6297.364	
SV016	-10298.952	10441.268	-11655.620	-8291.054	
SV017	-10298.952	10441.268	-11655.620	-8291.054	
SV018	-10555.916	10660.708	-9322.250	-6298.424	
SV019	-10555.916	10660.708	-9322.250	-6298.424	
SV020	-8887.798	9236.184	-11104.735	-7820.614	
SV021	-8887.798	9236.184	-11104.735	-7820.614	
SV022	-10450.013	8920.028	-7388.575	-6297.364	
SV023	-12231.386	10441.268	-9723.186	-8291.054	
SV024	-12488.350	10660.708	-7389.816	-6298.424	
SV025	-10820.232	9236.184	-9172.301	-7820.614	
SV026	-7474.613	8920.028	-10363.975	-6297.364	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-163.140	10180.460	-187.980	-8004.390
SV002	-163.140	10399.900	-187.980	-6011.760
SV003	-163.140	8975.376	-187.980	-7533.950
SV004	2812.260	8659.220	-3163.380	-6010.700
SV005	1769.294	10180.460	-2120.414	-8004.390
SV006	1769.294	10399.900	-2120.414	-6011.760
SV007	1769.294	8975.376	-2120.414	-7533.950
SV008	-163.140	10180.460	-187.980	-8004.390
SV009	-163.140	10180.460	-187.980	-8004.390
SV010	-163.140	10399.900	-187.980	-6011.760
SV011	-163.140	10399.900	-187.980	-6011.760
SV012	-163.140	8975.376	-187.980	-7533.950
SV013	-163.140	8975.376	-187.980	-7533.950
SV014	2812.260	8659.220	-3163.380	-6010.700
SV015	2812.260	8659.220	-3163.380	-6010.700
SV016	1769.294	10180.460	-2120.414	-8004.390
SV017	1769.294	10180.460	-2120.414	-8004.390
SV018	1769.294	10399.900	-2120.414	-6011.760
SV019	1769.294	10399.900	-2120.414	-6011.760
SV020	1769.294	8975.376	-2120.414	-7533.950
SV021	1769.294	8975.376	-2120.414	-7533.950
SV022	-163.140	8659.220	-187.980	-6010.700
SV023	-163.140	10180.460	-187.980	-8004.390
SV024	-163.140	10399.900	-187.980	-6011.760
SV025	-163.140	8975.376	-187.980	-7533.950
SV026	2812.260	8659.220	-3163.380	-6010.700

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-28724.042	-5946.279	0.000	-31940.246	-5946.279	0.000	
UL002	-24911.684	-17836.156	0.000	-28127.888	-17836.156	0.000	
UL003	-25121.666	-1997.568	0.000	-28337.870	-1997.568	0.000	
UL004	-21166.943	3982.407	-2103.140	-24383.147	33999.616	-2185.036	
UL005	-25736.352	824.032	-1222.195	-28952.556	18221.386	-1263.143	
UL006	-23431.205	-6365.196	-1222.195	-26647.409	11032.159	-1263.143	
UL007	-23558.171	3211.625	-1222.195	-26774.374	20608.979	-1263.143	
UL008	-25736.352	-6950.236	0.000	-28952.556	-6950.236	0.000	
UL009	-25736.352	-6950.236	0.000	-28952.556	-6950.236	0.000	
UL010	-23431.205	-14139.463	0.000	-26647.409	-14139.463	0.000	
UL011	-23431.205	-14139.463	0.000	-26647.409	-14139.463	0.000	
UL012	-23558.171	-4562.643	0.000	-26774.374	-4562.643	0.000	
UL013	-23558.171	-4562.643	0.000	-26774.374	-4562.643	0.000	
UL014	-20352.830	3829.238	-2022.250	-23445.333	32691.938	-2100.996	
UL015	-20352.830	3829.238	-2022.250	-23445.333	32691.938	-2100.996	
UL016	-24746.492	792.338	-1175.188	-27838.996	17520.564	-1214.561	
UL017	-24746.492	792.338	-1175.188	-27838.996	17520.564	-1214.561	
UL018	-22530.005	-6120.381	-1175.188	-25622.508	10607.845	-1214.561	
UL019	-22530.005	-6120.381	-1175.188	-25622.508	10607.845	-1214.561	
UL020	-22652.087	3088.101	-1175.188	-25744.591	19816.326	-1214.561	
UL021	-22652.087	3088.101	-1175.188	-25744.591	19816.326	-1214.561	
UL022	-16282.264	-1115.760	1596.000	-18756.267	18837.640	1758.900	
UL023	-25736.352	-6950.236	0.000	-28952.556	-6950.236	0.000	
UL024	-23431.205	-14139.463	0.000	-26647.409	-14139.463	0.000	
UL025	-23558.171	-4562.643	0.000	-26774.374	-4562.643	0.000	
UL026	-19538.716	3676.068	-1941.360	-22507.520	31384.261	-2016.957	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-23839.363	-3988.041	0.000	-26313.366	-3988.041	0.000	
UE002	-20027.005	-15877.918	0.000	-22501.008	-15877.918	0.000	
UE003	-20236.987	-39.330	0.000	-22710.990	-39.330	0.000	
UE004	-16282.264	5940.645	-2103.140	-18756.267	35957.854	-2185.036	
UE005	-20851.673	2782.270	-1222.195	-23325.676	20179.624	-1263.143	
UE006	-18546.526	-4406.958	-1222.195	-21020.529	12990.397	-1263.143	
UE007	-18673.491	5169.863	-1222.195	-21147.494	22567.217	-1263.143	
UE008	-20851.673	-4991.998	0.000	-23325.676	-4991.998	0.000	
UE009	-20851.673	-4991.998	0.000	-23325.676	-4991.998	0.000	
UE010	-18546.526	-12181.225	0.000	-21020.529	-12181.225	0.000	
UE011	-18546.526	-12181.225	0.000	-21020.529	-12181.225	0.000	
UE012	-18673.491	-2604.405	0.000	-21147.494	-2604.405	0.000	
UE013	-18673.491	-2604.405	0.000	-21147.494	-2604.405	0.000	
UE014	-15468.150	5787.476	-2022.250	-17818.453	34650.176	-2100.996	
UE015	-15468.150	5787.476	-2022.250	-17818.453	34650.176	-2100.996	
UE016	-19861.813	2750.576	-1175.188	-22212.116	19478.802	-1214.561	
UE017	-19861.813	2750.576	-1175.188	-22212.116	19478.802	-1214.561	
UE018	-17645.325	-4162.143	-1175.188	-19995.628	12566.083	-1214.561	
UE019	-17645.325	-4162.143	-1175.188	-19995.628	12566.083	-1214.561	
UE020	-17767.408	5046.339	-1175.188	-20117.711	21774.564	-1214.561	
UE021	-17767.408	5046.339	-1175.188	-20117.711	21774.564	-1214.561	
UE022	-16282.264	-1115.760	1596.000	-18756.267	18837.640	1758.900	
UE023	-20851.673	-4991.998	0.000	-23325.676	-4991.998	0.000	
UE024	-18546.526	-12181.225	0.000	-21020.529	-12181.225	0.000	
UE025	-18673.491	-2604.405	0.000	-21147.494	-2604.405	0.000	
UE026	-14654.037	5634.306	-1941.360	-16880.640	33342.499	-2016.957	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-28724.042	0.000	0.000	-31940.246	0.000	0.000	
ULB02	-24911.684	0.000	0.000	-28127.888	0.000	0.000	
ULB03	-25121.666	0.000	0.000	-28337.870	0.000	0.000	
ULB04	-21166.943	-188.708	83.870	-24383.147	-1936.141	165.767	
ULB05	-25736.352	-94.354	41.935	-28952.556	-968.070	82.883	
ULB06	-23431.205	-94.354	41.935	-26647.409	-968.070	82.883	
ULB07	-23558.171	-94.354	41.935	-26774.374	-968.070	82.883	
ULB08	-25736.352	-4284.717	1224.205	-28952.556	-21423.584	1224.205	
ULB09	-25736.352	4284.717	-1224.205	-28952.556	21423.584	-1224.205	
ULB10	-23431.205	-4284.717	1224.205	-26647.409	-21423.584	1224.205	
ULB11	-23431.205	4284.717	-1224.205	-26647.409	21423.584	-1224.205	
ULB12	-23558.171	-4284.717	1224.205	-26774.374	-21423.584	1224.205	
ULB13	-23558.171	4284.717	-1224.205	-26774.374	21423.584	-1224.205	
ULB14	-20352.830	-4301.370	1257.764	-23445.333	-22461.274	1336.511	
ULB15	-20352.830	3938.470	-1096.475	-23445.333	18737.926	-1017.729	
ULB16	-24746.492	-4210.645	1217.442	-27838.996	-21530.437	1256.815	
ULB17	-24746.492	4029.195	-1136.798	-27838.996	19668.763	-1097.425	
ULB18	-22530.005	-4210.645	1217.442	-25622.508	-21530.437	1256.815	
ULB19	-22530.005	4029.195	-1136.798	-25622.508	19668.763	-1097.425	
ULB20	-22652.087	-4210.645	1217.442	-25744.591	-21530.437	1256.815	
ULB21	-22652.087	4029.195	-1136.798	-25744.591	19668.763	-1097.425	
ULB22	-16282.264	4790.600	1488.000	-18756.267	23021.200	1506.900	
ULB23	-25736.352	0.000	0.000	-28952.556	0.000	0.000	
ULB24	-23431.205	0.000	0.000	-26647.409	0.000	0.000	
ULB25	-23558.171	0.000	0.000	-26774.374	0.000	0.000	
ULB26	-19538.716	-174.192	77.419	-22507.520	-1787.207	153.015	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-23839.363	0.000	0.000	-26313.366	0.000	0.000	
UEB02	-20027.005	0.000	0.000	-22501.008	0.000	0.000	
UEB03	-20236.987	0.000	0.000	-22710.990	0.000	0.000	
UEB04	-16282.264	-188.708	83.870	-18756.267	-1936.141	165.767	
UEB05	-20851.673	-94.354	41.935	-23325.676	-968.070	82.883	
UEB06	-18546.526	-94.354	41.935	-21020.529	-968.070	82.883	
UEB07	-18673.491	-94.354	41.935	-21147.494	-968.070	82.883	
UEB08	-20851.673	-4284.717	1224.205	-23325.676	-21423.584	1224.205	
UEB09	-20851.673	4284.717	-1224.205	-23325.676	21423.584	-1224.205	
UEB10	-18546.526	-4284.717	1224.205	-21020.529	-21423.584	1224.205	
UEB11	-18546.526	4284.717	-1224.205	-21020.529	21423.584	-1224.205	
UEB12	-18673.491	-4284.717	1224.205	-21147.494	-21423.584	1224.205	
UEB13	-18673.491	4284.717	-1224.205	-21147.494	21423.584	-1224.205	
UEB14	-15468.150	-4301.370	1257.764	-17818.453	-22461.274	1336.511	
UEB15	-15468.150	3938.470	-1096.475	-17818.453	18737.926	-1017.729	
UEB16	-19861.813	-4210.645	1217.442	-22212.116	-21530.437	1256.815	
UEB17	-19861.813	4029.195	-1136.798	-22212.116	19668.763	-1097.425	
UEB18	-17645.325	-4210.645	1217.442	-19995.628	-21530.437	1256.815	
UEB19	-17645.325	4029.195	-1136.798	-19995.628	19668.763	-1097.425	
UEB20	-17767.408	-4210.645	1217.442	-20117.711	-21530.437	1256.815	
UEB21	-17767.408	4029.195	-1136.798	-20117.711	19668.763	-1097.425	
UEB22	-16282.264	4790.600	1488.000	-18756.267	23021.200	1506.900	
UEB23	-20851.673	0.000	0.000	-23325.676	0.000	0.000	
UEB24	-18546.526	0.000	0.000	-21020.529	0.000	0.000	
UEB25	-18673.491	0.000	0.000	-21147.494	0.000	0.000	
UEB26	-14654.037	-174.192	77.419	-16880.640	-1787.207	153.015	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-17414.967	14866.702	-14624.561	-12473.006	
UL002	-17967.441	15338.498	-9607.816	-8188.852	
UL003	-14380.988	12275.772	-13440.158	-11461.560	
UL004	-9716.998	11596.036	-13473.168	-8186.573	
UL005	-13388.637	13573.648	-15152.306	-10778.370	
UL006	-13722.690	13858.920	-12118.925	-8187.951	
UL007	-11554.138	12007.039	-14436.155	-10166.798	
UL008	-15900.801	13573.648	-12640.142	-10778.370	
UL009	-15900.801	13573.648	-12640.142	-10778.370	
UL010	-16234.855	13858.920	-9606.761	-8187.951	
UL011	-16234.855	13858.920	-9606.761	-8187.951	
UL012	-14066.302	12007.039	-11923.991	-10166.798	
UL013	-14066.302	12007.039	-11923.991	-10166.798	
UL014	-9343.267	11150.035	-12954.969	-7871.705	
UL015	-9343.267	11150.035	-12954.969	-7871.705	
UL016	-12873.689	13051.585	-14569.525	-10363.817	
UL017	-12873.689	13051.585	-14569.525	-10363.817	
UL018	-13194.895	13325.885	-11652.813	-7873.030	
UL019	-13194.895	13325.885	-11652.813	-7873.030	
UL020	-11109.748	11545.230	-13880.918	-9775.767	
UL021	-11109.748	11545.230	-13880.918	-9775.767	
UL022	-10450.013	8920.028	-7388.575	-6297.364	
UL023	-15900.801	13573.648	-12640.142	-10778.370	
UL024	-16234.855	13858.920	-9606.761	-8187.951	
UL025	-14066.302	12007.039	-11923.991	-10166.798	
UL026	-8969.536	10704.034	-12436.770	-7556.836	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-212.082	14527.652	-244.374	-12100.343
UL002	-212.082	14999.448	-244.374	-7816.189
UL003	-212.082	11936.721	-244.374	-11088.897
UL004	3655.938	11256.986	-4112.394	-7813.910
UL005	2300.082	13234.598	-2756.538	-10405.707
UL006	2300.082	13519.870	-2756.538	-7815.288
UL007	2300.082	11667.989	-2756.538	-9794.135
UL008	-212.082	13234.598	-244.374	-10405.707
UL009	-212.082	13234.598	-244.374	-10405.707
UL010	-212.082	13519.870	-244.374	-7815.288
UL011	-212.082	13519.870	-244.374	-7815.288
UL012	-212.082	11667.989	-244.374	-9794.135
UL013	-212.082	11667.989	-244.374	-9794.135
UL014	3515.325	10824.025	-3954.225	-7513.375
UL015	3515.325	10824.025	-3954.225	-7513.375
UL016	2211.617	12725.575	-2650.517	-10005.487
UL017	2211.617	12725.575	-2650.517	-10005.487
UL018	2211.618	12999.875	-2650.518	-7514.700
UL019	2211.618	12999.875	-2650.518	-7514.700
UL020	2211.617	11219.220	-2650.517	-9417.437
UL021	2211.617	11219.220	-2650.517	-9417.437
UL022	-163.140	8659.220	-187.980	-6010.700
UL023	-212.082	13234.598	-244.374	-10405.707
UL024	-212.082	13519.870	-244.374	-7815.288
UL025	-212.082	11667.989	-244.374	-9794.135
UL026	3374.712	10391.064	-3796.056	-7212.840

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 4)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

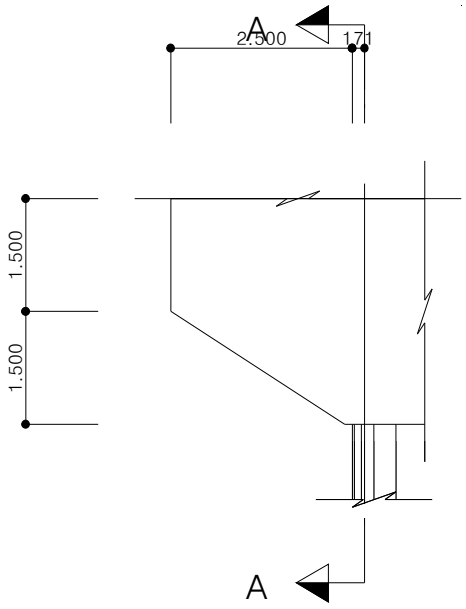
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 3.000^2 / 4 = 7.069\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{7.069} = 2.658\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 15338.498 kN - "ULO-02"

Mu = 17967.441 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 17967.441 / 15338.498 = 1.171 m

d = 3.000 - 0.150 = 2.850 m

a/d = 1.171 / 2.850 = 0.411 ≤ 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)
3200.0	3000.0	2850.0	100.0	2437.3	15338.5

a = 1171.395 mm, d = 2850.000 mm

a / d (= 0.411) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2437.253 mm ≥ 0.5 x 2850.000 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 15338.498 kN

Nuc = 0.20 x 15338.498 = 3067.700 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 17967.441 + 3067.700 x (3.000 - 2.850)

= 18427.596 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 3200.000 x 2850.000 = 49248.000 kN

≤ 5.6 x 3200.000 x 2850.000 = 51072.000 kN

ΦVn_max = 0.80 x 49248.000 = 39398.400 kN ≥ Vu (=15338.498 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)

= 15338498.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 34237.719 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 17967.441 + 3067.700 x (3.000 - 2.850) = 18427.596 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 20638.134 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 15338.498 = 3067.700 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 9586.561 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 32411.707 ㎟

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 3200.000 x 2850.000

= 24624.000 ㎟

Use As = 39710.000 ㎟ (철근도심 150.00 ㎜)

1단 : H32-13.0EA + H32-12.0EA , d1 = 100.00 ㎜

2단 : H32-13.0EA + H32-12.0EA , d2 = 200.00 ㎜

Use As ≥ 32411.707 ㎟ , 24624.000 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (32411.707 - 9586.561)

= 11412.573 ㎟

사용철근량 (1단) : H29 - 6.0 EA = 3854.400 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2850.00 = 1900.00 ㎜구간에 9.0 단 설치

▶ 사용철근량(9.0단) : H29 - 54.00 EA = 34689.600 ㎟ ≥ 11412.573 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.2 < 2d(=5.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.586 m (< d = 2.900 m) L 위험단면 위치

- Vu = 15164.957 kN - "UL0-02

부재번호 : 2 (I단 : 절점2, J단 : 절점3) 부재길이(L) : 0.900 m

Vui = 14999.448 kN (I단), Vuj = 15253.946 kN (J단)

검토위치(Lc) = 2.085 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 14999.448 + (15253.946 - 14999.448)/0.900 x (2.085 - 1.500)

= 15164.957 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	2342.79	2850.00	15164.96	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 3200.00 x 2850.00

= 31592.607 kN ≥ Vu(= 15164.957 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 3200.00 x 2850.00 = 6318.521 kN

< Vu (= 15164.957 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 20644.361 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (20644.361 + 7898.152)

= 22834.010 kN ≥ Vu(= 15164.957 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.500 x 2.671 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 49.360 kN

w2 = 1.500 x (2.671-0.271) / 2 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 22.176 kN

w3 = 1.500 x (2.671-2.400) x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 5.008 kN

Vc = 49.360 + 22.176 + 5.008 = 76.544 kN

Mc = 49.360 x 1.335 + 22.176 x 1.071 + 5.008 x 0.136 = 90.349 kN.m

Vu = 761.250 + 76.544(Vc)

= 837.794 kN

Mu = 761.250 x 1.171 + 90.349(Mc)

= 981.773 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)
3000.00	3200.00	3100.00	100.00	981.77	837.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10733.800 x 400.00 = 4293520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 62.360 mm, c = 62.360 / β1 = 62.360 / 0.85 = 73.365 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3100.00 - 73.365) / 73.365 = 0.12376

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 932.288 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10733.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 11.513]

1단 : H29 - 13.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 10733.8 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 = 0.00115

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) = 62.360 mm

ΦMn = 0.85 x 10733.800 x 400 x (3100.00 - a/2) = 11199.633 kN.m

≥ Mu (= 981.773 kN.m) ∴ O.K [안전률 11.408]

* 전단에 대한 검토 (d = 3100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 3100.00 = 6443.229 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 837.794 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 12488.350 x 1000000 / [39710.000 x (2850.000 - 622.133/3)]
= 119.006 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x39710.000/3200.0 + 7x39710.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x2850.0/(7x39710.000)]
= 622.133 mm

사용철근량 = 39710.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)
2단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 119.01) - 2.5 x 84.00 = 451.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 119.01) = 529.38 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 451.73 mm 를 적용
S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 451.73 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 981.773 x 1000000 / [10733.800 x (3100.000 - 369.808/3)]
= 30.727 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10733.800/3000.0 + 7x10733.800/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x3100.0/(7x10733.800)]
= 369.808 mm

사용철근량 = 10733.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 13.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 10733.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 30.73) - 2.5 x 84.00 = 2352.90 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 30.73) = 2050.32 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2050.32 mm 를 적용
S = 3000.00 / 16.0 EA = 187.50 ≤ Sa (= 2050.32 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 6)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

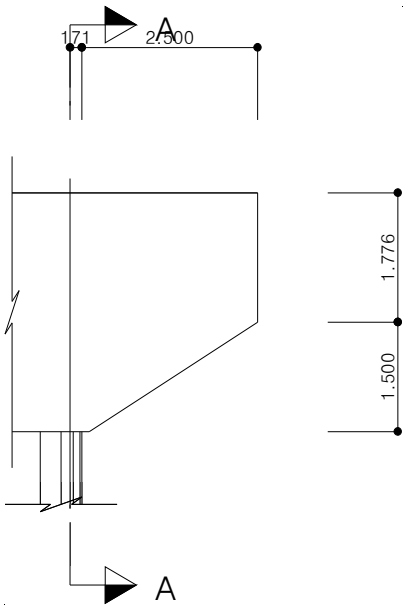
① 기둥의 단면적

A = π x 3.000² / 4 = 7.069 m²

② 치환단면의 한변길이

L = √7.069 = 2.658 m

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 12473.006 kN - "ULO-01, ULO-05"

Mu = 15152.306 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 15152.306 / 12473.006 = 1.215 m

d = 3.000 - 0.150 = 2.850 m

a/d = 1.215 / 2.850 = 0.426 ≤ 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)
3200.0	3000.0	2850.0	100.0	2686.1	12473.0

a = 1214.808 mm, d = 2850.000 mm

a / d (= 0.426) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2686.120 mm ≥ 0.5 x 2850.000 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 12473.006 kN

Nuc = 0.20 x 12473.006 = 2494.601 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 15152.306 + 2494.601 x (3.000 - 2.850)

= 15526.496 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 3200.000 x 2850.000 = 49248.000 kN

≤ 5.6 x 3200.000 x 2850.000 = 51072.000 kN

ΦVn_max = 0.80 x 49248.000 = 39398.400 kN ≥ Vu (=12473.006 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)

= 12473006.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 27841.531 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 15152.306 + 2494.601 x (3.000 - 2.850) = 15526.496 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 17329.566 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 12473.006 = 2494.601 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 7795.629 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 26356.650 ㎟

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 3200.000 x 2850.000

= 24624.000 ㎟

Use As = 39710.000 ㎟ (철근도심 150.00 ㎜)

1단 : H32-13.0EA + H32-12.0EA , d1 = 100.00 ㎜

2단 : H32-13.0EA + H32-12.0EA , d2 = 200.00 ㎜

Use As ≥ 26356.650 ㎟ , 24624.000 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (26356.650 - 7795.629)

= 9280.510 ㎟

사용철근량 (1단) : H29 - 6.0 EA = 3854.400 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2850.00 = 1900.00 ㎜구간에 9.0 단 설치

▶ 사용철근량(9.0단) : H29 - 54.00 EA = 34689.600 ㎟ ≥ 9280.510 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.2 < 2d(=5.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.607 m (< d = 2.900 m) L 위험단면 위치
- Vu = 12275.892 kN - "UL0-01

부재번호 : 7 (I단 : 절점7, J단 : 절점8) 부재길이(L) : 0.900 m

Vui = -12380.675 kN (I단), Vuj = -12100.343 kN (J단)

검토위치(Lc) = 5.936 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -12380.675 + (-12100.343 - -12380.675)/0.900 x (5.936 - 5.600)

= -12275.892 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	2429.62	2850.00	12275.89	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 3200.00 x 2850.00

= 31592.607 kN ≥ Vu(= 12275.892 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 3200.00 x 2850.00 = 6318.521 kN

< Vu (= 12275.892 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 20622.194 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (20622.194 + 7898.152)

= 22816.277 kN ≥ Vu(= 12275.892 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.500 x 2.671 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 49.360 kN

w2 = 1.500 x (2.671-0.271) / 2 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 22.176 kN

w3 = 1.500 x (2.671-2.400) x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 5.008 kN

Vc = 49.360 + 22.176 + 5.008 = 76.544 kN

Mc = 49.360 x 1.335 + 22.176 x 1.071 + 5.008 x 0.136 = 90.349 kN.m

Vu = 526.930 + 76.544(Vc)

= 603.474 kN

Mu = 526.930 x 1.171 + 90.349(Mc)

= 707.385 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3000.00	3200.00	3100.00	100.00	707.39	603.47

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10733.800 x 400.00 = 4293520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 62.360 mm, c = 62.360 / β1 = 62.360 / 0.85 = 73.365 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3100.00 - 73.365) / 73.365 = 0.12376

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 671.565 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10733.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 15.983]

1단 : H29 - 13.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 10733.8 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 = 0.00115

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) = 62.360 mm

ΦMn = 0.85 x 10733.800 x 400 x (3100.00 - a/2) = 11199.633 kN.m

≥ Mu (= 707.385 kN.m) ∴ O.K [안전률 15.832]

* 전단에 대한 검토 (d = 3100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 3100.00 = 6443.229 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 603.474 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11655.620 x 1000000 / [39710.000 x (2850.000 - 622.133/3)]
= 111.071 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x39710.000/3200.0 + 7x39710.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x2850.0/(7x39710.000)]
= 622.133 mm

사용철근량 = 39710.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)
2단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 111.07) - 2.5 x 84.00 = 499.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 111.07) = 567.21 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 499.01 mm 를 적용
S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 499.01 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 707.385 x 1000000 / [10733.800 x (3100.000 - 369.808/3)]
= 22.139 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10733.800/3000.0 + 7x10733.800/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x3100.0/(7x10733.800)]
= 369.808 mm

사용철근량 = 10733.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 13.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 10733.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 22.14) - 2.5 x 84.00 = 3347.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 22.14) = 2845.63 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2845.63 mm 를 적용
S = 3000.00 / 16.0 EA = 187.50 ≤ Sa (= 2845.63 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-02(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.014 (212.08/14999.45) < 2d(=4.675) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	2342.79	2287.50	14999.45	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 3200.00 x 2287.50

= 25357.224 kN ≥ Vu(= 14999.448 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 3200.00 x 2287.50 = 5071.445 kN

< Vu (= 14999.448 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 16451.767 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (16451.767 + 6339.306)

= 18232.858 kN ≥ Vu(= 14999.448 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1769.294 x 1000000 / [39710.000 x (2287.500 - 549.496/3)]
= 21.173 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x39710.000/3200.0 + 7x39710.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x2287.5/(7x39710.000)]
= 549.496 mm

사용철근량 = 39710.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)
2단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 21.17) - 2.5 x 84.00 = 3509.33 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 21.17) = 2975.47 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2975.47 mm 를 적용
S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 2975.47 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침2) : UL0-01(절점 8)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.020 (244.37/12100.34) < 2d(=5.227) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	2429.62	2287.50	12100.34	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 3200.00 x 2287.50

= 25357.224 kN ≥ Vu(= 12100.343 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 3200.00 x 2287.50 = 5071.445 kN

< Vu (= 12100.343 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 16429.600 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (16429.600 + 6339.306)

= 18215.125 kN ≥ Vu(= 12100.343 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2120.414 x 1000000 / [39710.000 x (2287.500 - 549.496/3)]

= 25.375 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x39710.000/3200.0 + 7x39710.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x2287.5/(7x39710.000)]

= 549.496 mm

사용철근량 = 39710.0 mm² (철근도심 : 426.0 mm)

1단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)

2단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 376.00 - 32/2 = 360.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 25.37) - 2.5 x 360.00 = 2203.45 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 25.37) = 2482.76 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2203.45 mm 를 적용

S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 2203.45 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-24383.147	-31940.246	-5946.279	-5946.279	0.000	-0.00697	축력최대
UL004	-24383.147	-24383.147	3982.407	33999.616	-2185.036	0.02696	모멘트최대
UL022	-18756.267	-18756.267	-1115.760	18837.640	1758.900	0.03735	탄성설계
UL022	-18756.267	-18756.267	-4723.560	1927.573	1758.900	0.03735	소성설계
UE026	-16880.640	-16880.640	5634.306	33342.499	-2016.957	0.02719	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	0.013	0.060	O.K	109835.241	31940.246	5946.279	3.439	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	41089.573	24383.147	34658.120	1.685	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	75807.145	18756.267	19320.656	4.042	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	28910.404	16880.640	33815.922	1.713	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	31940.246	5946.279	186.2

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 31940.246 x -0.00697 / (0.000 x 16.250)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 16.250 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 17.000 / 0.750

= 47.600 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 17.000 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x -5946.279

= -5946.279 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x -5946.279

= -5946.279 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 89936.00 ㎟ , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d2 = 129.000 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)} = 2116369.335 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 186.169 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2989.65 mm, a = k1 x c = 2541.20 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 6385098.879 = 146538.019 kN

∑Csi = 21348.264 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 146538.019 + 21348.264 - 0.000 = 167886.284 kN

Mn = Cc x 1402.113 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31253.565 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=186.159)| = 0.0097 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 2989.648 mm, a = k1 x c = 2541.201 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2989.65) / 2989.65 = -0.00009

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN < Pn = 167886.284 kN

ΦPn = 0.70 x 156907.488 = 109835.241 kN ≥ Pu = 31940.246 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.186 = 20447.901 kN.m ≥ Mu = 5946.279 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	24383.147	34658.12	1421.4

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 24383.147 x 0.02696 / (-2185.036 x 16.250)

= 0.019

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 16.250 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 17.000 / 0.750

= 47.600 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 17.000 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.019)

= 1.019 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.019 x 3982.407

= 4059.538 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.019 x 33999.616

= 34658.120 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 89936.00 ㎟ , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d2 = 129.000 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)} = 1615633.912 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1421.397 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1345.45 mm, a = k1 x c = 1143.63 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2475421.313 = 56810.919 kN

∑Csi = 11813.542 kN, ∑Tsi = 15489.938 kN

Pn = 56810.919 + 11813.542 - 15489.938 = 53134.523 kN

Mn = Cc x 1404.949 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 75525.229 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1421.397)| = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1345.449 mm, a = k1 x c = 1143.632 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1345.45) / 1345.45 = 0.00347

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.77 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0035-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.773

㉴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 53134.523 kN

ΦPn = 0.77 x 53134.523 = 41089.573 kN ≥ Pu = 24383.147 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.421 = 58404.576 kN.m ≥ Mu = 34658.120 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	18756.267	19320.656	1030.1

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 18756.267 x 0.03735 / (1758.900 x 16.250)

= 0.025

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 16.250 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 17.000 / 0.750

= 47.600 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 17.000 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.025)

= 1.026 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.026 x -1115.760

= -1144.369 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.026 x 18837.640

= 19320.656 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 89936.00 ㎟ , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d2 = 129.000 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)} = 1242795.322 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1030.091 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1643.87 mm, a = k1 x c = 1397.29 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3226521.235 = 74048.662 kN

∑Csi = 13480.699 kN, ∑Tsi = 11722.216 kN

Pn = 74048.662 + 13480.699 - 11722.216 = 75807.145 kN

Mn = Cc x 1391.150 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78088.030 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1030.088)| = 0.0027 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 75807.145 kN

ΦPn = 1.00 x 75807.145 = 75807.145 kN ≥ Pu = 18756.267 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.030 = 78088.236 kN.m ≥ Mu = 19320.656 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UE026)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	16880.64	33815.922	2003.2

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 16880.640 x 0.02719 / (-2016.957 x 16.250)

= 0.014

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 16.250 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 17.000 / 0.750

= 47.600 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 17.000 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.014)

= 1.014 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.014 x 5634.306

= 5714.306 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.014 x 33342.499

= 33815.922 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 89936.00 ㎟ , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d2 = 129.000 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)} = 1118515.770 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 2003.237 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1082.65 mm, a = k1 x c = 920.25 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1839440.873 = 42215.168 kN

∑Csi = 10255.769 kN, ∑Tsi = 18458.697 kN

Pn = 42215.168 + 10255.769 - 18458.697 = 34012.240 kN

Mn = Cc x 1419.800 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 68134.733 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2003.242)| = 0.0046 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1082.649 mm, a = k1 x c = 920.252 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1082.65) / 1082.65 = 0.00504

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

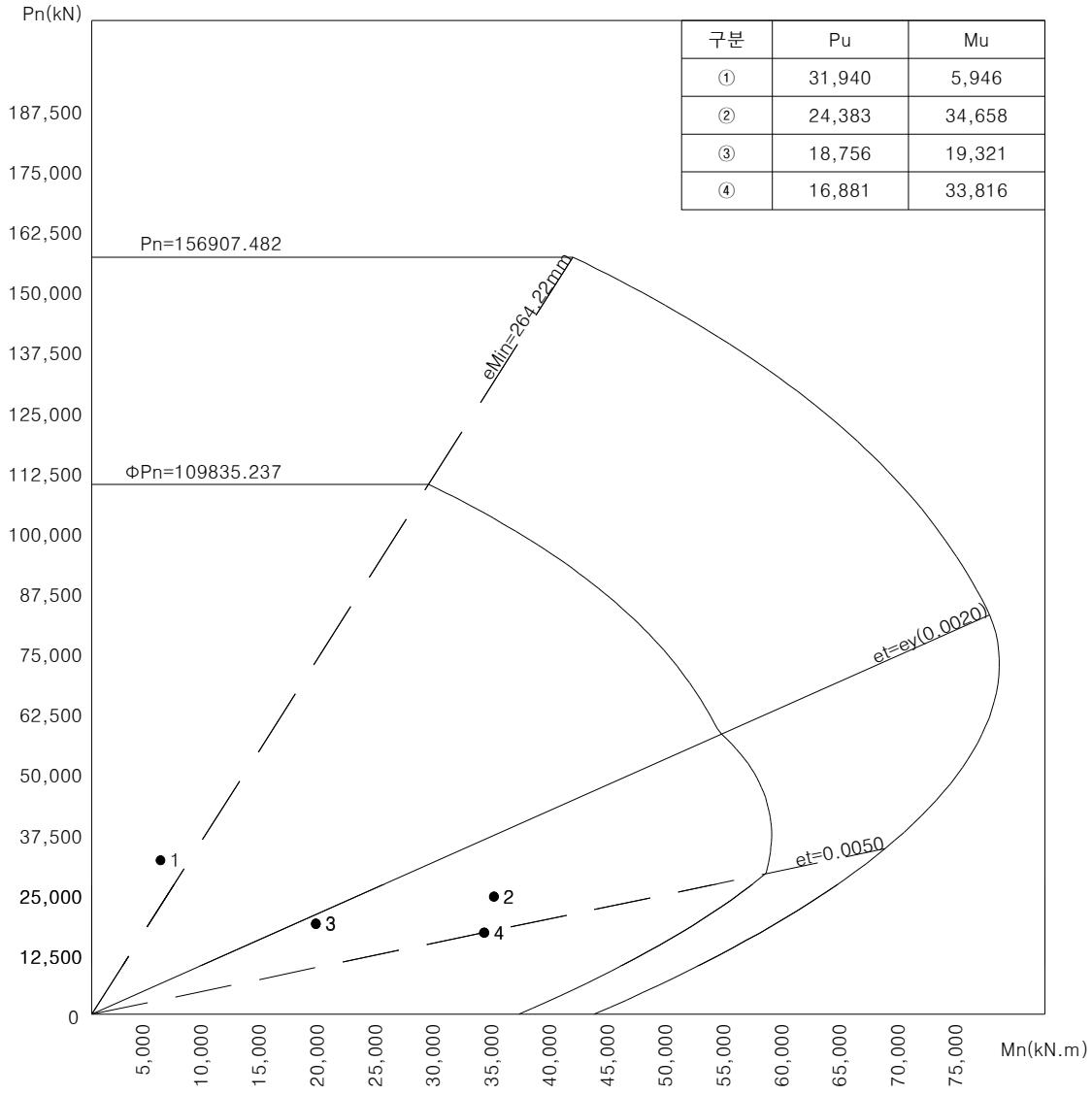
㉴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 34012.240 kN

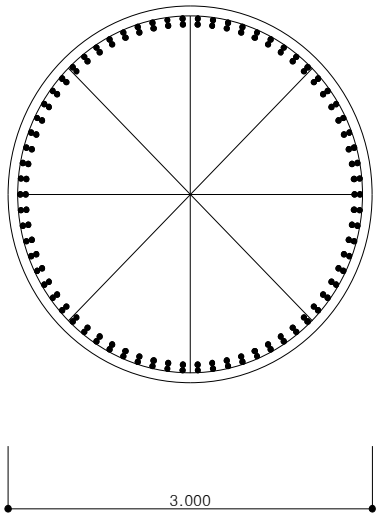
ΦPn = 0.85 x 34012.240 = 28910.404 kN ≥ Pu = 16880.640 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.003 = 57914.389 kN.m ≥ Mu = 33815.922 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	31,940	5,946
②	24,383	34,658
③	18,756	19,321
④	16,881	33,816



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2885.348 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 89936.000 mm²
Puse = 0.01272
1단 : H29-70Ea
2단 : H29-70Ea

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	-24383.147	-31940.246	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB14	-23445.334	-23445.333	-4301.370	-22461.274	1336.511	0.01849	모멘트최대
ULB22	-18756.267	-18756.267	4790.600	23021.200	1506.900	0.04100	탄성설계
ULB22	-18756.267	-18756.267	1596.867	7673.733	1506.900	0.04100	소성설계
UEB14	-17818.454	-17818.453	-4301.370	-22461.274	1336.511	0.01849	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	0.013	0.060	O.K	109835.241	31940.246	0.000	3.439	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	56279.895	23445.333	22919.667	2.400	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	60951.064	18756.267	23757.688	3.250	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	48185.584	17818.453	22803.324	2.704	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, ULB01)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	31940.246	0	0

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 89936.00 mm² , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d2 = 129.000 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)} = 2116369.335 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 0.000 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 10820.06 mm, a = k1 x c = 9197.05 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 7069357.930 = 162241.764 kN

∑Csi = 33910.369 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 162241.764 + 33910.369 - 0.000 = 196152.133 kN

Mn = Cc x 4598.524 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = -0.000 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=-0.000)| = 0.0000 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 10820.056 mm, a = k1 x c = 9197.048 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-10820.06) / 10820.06 = -0.00220

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN < Pn = 196152.133 kN

ΦPn = 0.70 x 156907.488 = 109835.241 kN ≥ Pu = 31940.246 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.000 = 0.000 kN.m ≥ Mu = 0.000 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, ULB14)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	23445.333	22919.667	977.6

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 23445.333 x 0.01849 / (1336.511 x 16.250)

= 0.020

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 16.250 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 17.000 / 0.750

= 47.600 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 17.000 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.020)

= 1.020 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.020 x -4301.370

= -4389.153 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.020 x -22461.274

= -22919.667 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 89936.00 ㎟ , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d2 = 129.000 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)} = 1553494.103 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 977.579 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1691.45 mm, a = k1 x c = 1437.73 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3347659.736 = 76828.791 kN

∑Csi = 13767.179 kN, ∑Tsi = 11012.023 kN

Pn = 76828.791 + 13767.179 - 11012.023 = 79583.947 kN

Mn = Cc x 1389.298 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77799.571 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=977.579)| = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1691.445 mm, a = k1 x c = 1437.729 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1691.45) / 1691.45 = 0.00214

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.71 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0021-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.707

㉴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 79583.947 kN

ΦPn = 0.71 x 79583.947 = 56279.895 kN ≥ Pu = 23445.333 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.978 = 55018.049 kN.m ≥ Mu = 22919.667 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, ULB22)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	18756.267	23757.688	1266.7

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 18756.267 \times 0.04100 / (1506.900 \times 16.250)$

$= 0.031$

여기서, $\sum Pu$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 16.250 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 17.000 / 0.750$

$= 47.600 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 17.000 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.031)$

$= 1.032 \leq 1.4$ ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.032 \times 4790.600$

$= 4943.860$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.032 \times 23021.200$

$= 23757.688$ kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 89936.00 ㎟ , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d2 = 129.000 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)} = 1242795.322 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1266.653 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1449.45 mm, a = k1 x c = 1232.03 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2734784.188 = 62763.297 kN

∑Csi = 12455.746 kN, ∑Tsi = 14267.979 kN

Pn = 62763.297 + 12455.746 - 14267.979 = 60951.064 kN

Mn = Cc x 1399.738 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77203.444 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1266.646)| = 0.0070 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 60951.064 kN

ΦPn = 1.00 x 60951.064 = 60951.064 kN ≥ Pu = 18756.267 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.267 = 77203.870 kN.m ≥ Mu = 23757.688 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UEB14)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	17818.453	22803.324	1279.8

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 17818.453 x 0.01849 / (1336.511 x 16.250)

= 0.015

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 16.250 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 17.000 / 0.750

= 47.600 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 17.000 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.015)

= 1.015 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.015 x -4301.370

= -4366.873 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.015 x -22461.274

= -22803.324 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 89936.00 ㎟ , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d2 = 129.000 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)} = 1180655.513 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1279.759 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1439.96 mm, a = k1 x c = 1223.96 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2710976.618 = 62216.913 kN

∑Csi = 12398.005 kN, ∑Tsi = 14382.939 kN

Pn = 62216.913 + 12398.005 - 14382.939 = 60231.980 kN

Mn = Cc x 1400.196 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77081.874 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1279.750)| = 0.0089 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1439.955 mm, a = k1 x c = 1223.962 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1439.96) / 1439.96 = 0.00304

→ 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

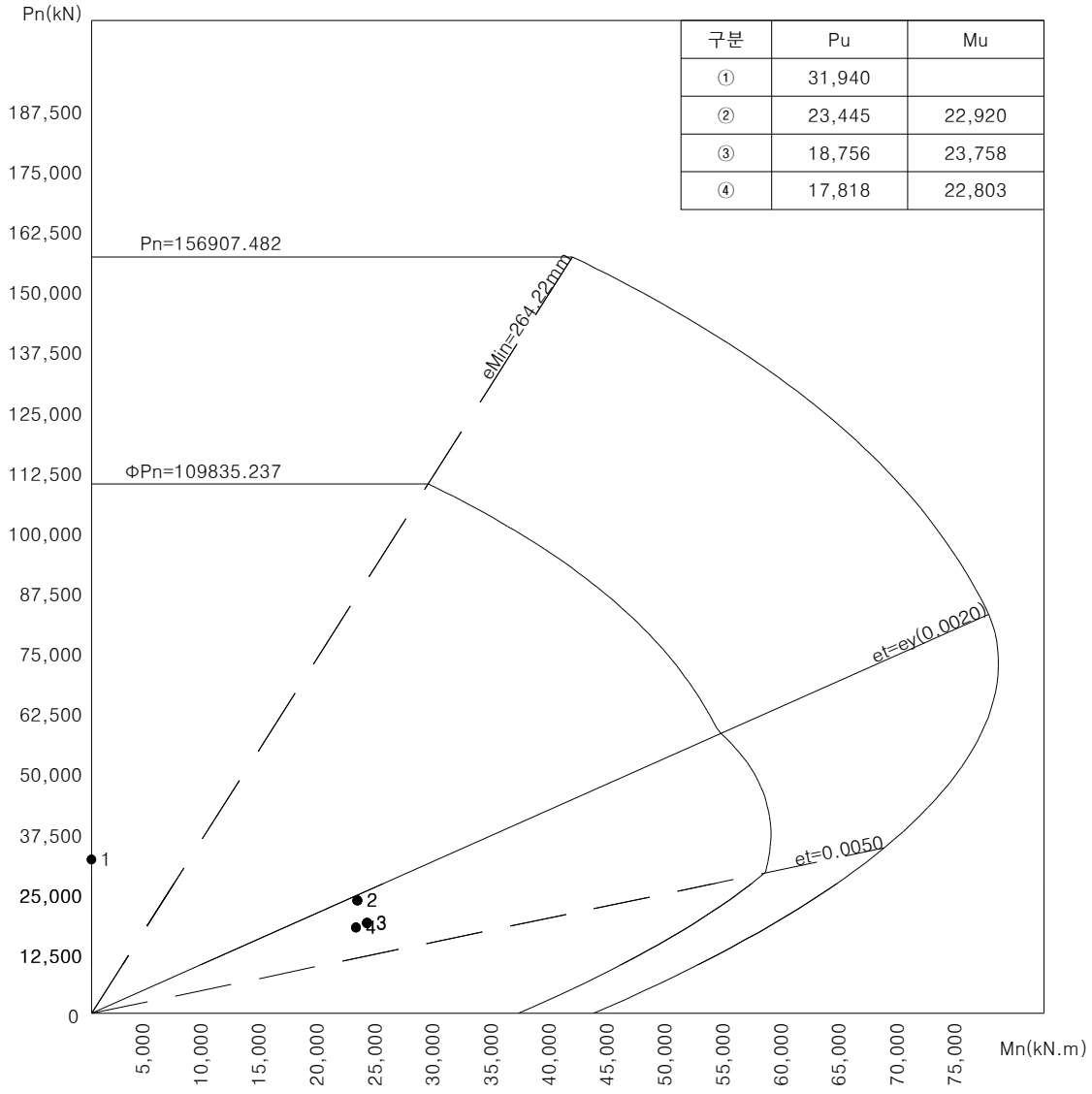
㉴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 60231.980 kN

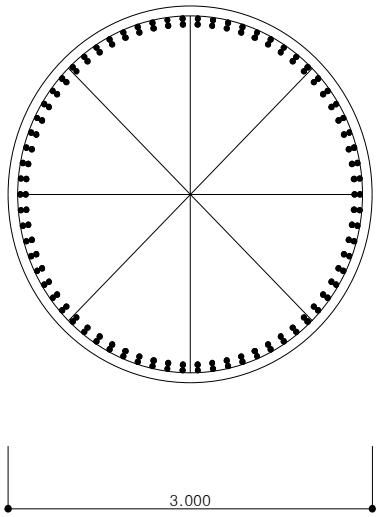
ΦPn = 0.80 x 60231.980 = 48185.584 kN ≥ Pu = 17818.453 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.280 = 61665.930 kN.m ≥ Mu = 22803.324 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	31,940	
②	23,445	22,920
③	18,756	23,758
④	17,818	22,803



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2885.348 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 89936.000 mm²
Puse = 0.01272
1단 : H29-70Ea
2단 : H29-70Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-31940.246	0.000	-5946.279	5946.279	축력최대
UL14	-23445.333	-22919.667	33291.179	40417.988	모멘트최대
UL22	-18756.267	10225.436	18837.640	21433.997	탄성설계
UL22	-18756.267	3408.482	1927.573	3915.774	소성설계
UE14	-17818.453	-22803.324	35177.844	41922.217	편심최대
UL04	-24383.147	-1961.642	34658.120	34713.590	모멘트최대
UE26	-16880.640	-1803.438	33815.922	33863.977	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 9969.800 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 9969.800 x 1.026 = 10225.436 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=9969.800) : [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	109835.241	31940.246	5946.279	3.439	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	33915.639	23445.333	40417.988	1.447	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	68277.129	18756.267	21433.997	3.640	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	23304.493	17818.453	41922.217	1.308	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	41026.726	24383.147	34713.590	1.683	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	28855.427	16880.640	33863.977	1.709	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

【 원형기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	31940.246	5946.279	186.2

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 89936.00 mm² , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d2 = 129.000 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)} = 2116369.335 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 186.169 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2989.65 mm, a = k1 x c = 2541.20 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 6385098.879 = 146538.019 kN

∑Csi = 21348.264 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 146538.019 + 21348.264 - 0.000 = 167886.284 kN

Mn = Cc x 1402.113 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31253.565 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=186.159)| = 0.0097 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 2989.648 mm, a = k1 x c = 2541.201 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2989.65) / 2989.65 = -0.00009

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN < Pn = 167886.284 kN

ΦPn = 0.70 x 156907.488 = 109835.241 kN ≥ Pu = 31940.246 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.186 = 20447.901 kN.m ≥ Mu = 5946.279 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, UL014)

【 원형기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=-55.454도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	23445.333	40417.988	1723.9

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 89936.00 mm² , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d2 = 129.000 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)} = 1553494.103 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1723.925 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1187.31 mm, a = k1 x c = 1009.21 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2088715.635 = 47936.024 kN

∑Csi = 10912.815 kN, ∑Tsi = 17304.622 kN

Pn = 47936.024 + 10912.815 - 17304.622 = 41544.218 kN

Mn = Cc x 1413.614 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 71618.838 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1723.918)| = 0.0064 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1187.310 mm, a = k1 x c = 1009.213 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1187.31) / 1187.31 = 0.00433

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.82 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0043-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.816

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 41544.218 kN

ΦPn = 0.82 x 41544.218 = 33915.639 kN ≥ Pu = 23445.333 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.724 = 58468.008 kN.m ≥ Mu = 40417.988 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

【 원형기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=61.506도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	18756.267	21433.997	1142.8

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 89936.00 mm² , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d2 = 129.000 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)} = 1242795.322 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1142.765 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1546.20 mm, a = k1 x c = 1314.27 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2978635.402 = 68359.682 kN

∑Csi = 12974.078 kN, ∑Tsi = 13056.632 kN

Pn = 68359.682 + 12974.078 - 13056.632 = 68277.129 kN

Mn = Cc x 1395.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78025.153 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1142.771)| = 0.0069 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 68277.129 kN

ΦPn = 1.00 x 68277.129 = 68277.129 kN ≥ Pu = 18756.267 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.143 = 78024.682 kN.m ≥ Mu = 21433.997 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UE014)

【 원형기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=-57.047도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	17818.453	41922.217	2352.7

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 89936.00 mm² , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d2 = 129.000 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)} = 1180655.513 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 2352.742 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 989.38 mm, a = k1 x c = 840.97 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1622858.192 = 37244.596 kN

∑Csi = 9673.577 kN, ∑Tsi = 19501.122 kN

Pn = 37244.596 + 9673.577 - 19501.122 = 27417.051 kN

Mn = Cc x 1425.594 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 64505.389 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2352.747)| = 0.0055 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 989.381 mm, a = k1 x c = 840.974 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-989.38) / 989.38 = 0.00579

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 27417.051 kN

ΦPn = 0.85 x 27417.051 = 23304.493 kN ≥ Pu = 17818.453 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.353 = 54829.452 kN.m ≥ Mu = 41922.217 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

【 원형기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=-86.761도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	24383.147	34713.59	1423.7

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 89936.00 mm² , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d2 = 129.000 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)} = 1615633.912 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1423.671 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1344.06 mm, a = k1 x c = 1142.45 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2471979.489 = 56731.929 kN

∑Csi = 11805.417 kN, ∑Tsi = 15507.015 kN

Pn = 56731.929 + 11805.417 - 15507.015 = 53030.331 kN

Mn = Cc x 1405.022 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 75498.259 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1423.681)| = 0.0093 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1344.059 mm, a = k1 x c = 1142.450 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1344.06) / 1344.06 = 0.00347

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.77 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0035-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.774

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 53030.331 kN

ΦPn = 0.77 x 53030.331 = 41026.726 kN ≥ Pu = 24383.147 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.424 = 58408.578 kN.m ≥ Mu = 34713.590 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 9, UE026)

【 원형기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-86.947도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	16880.64	33863.977	2006.1

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 89936.00 mm² , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d2 = 129.000 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)} = 1118515.770 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 2006.084 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1081.75 mm, a = k1 x c = 919.49 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1837321.615 = 42166.531 kN

∑Csi = 10249.967 kN, ∑Tsi = 18468.937 kN

Pn = 42166.531 + 10249.967 - 18468.937 = 33947.561 kN

Mn = Cc x 1419.855 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 68101.885 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2006.091)| = 0.0069 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1081.748 mm, a = k1 x c = 919.486 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1081.75) / 1081.75 = 0.00504

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

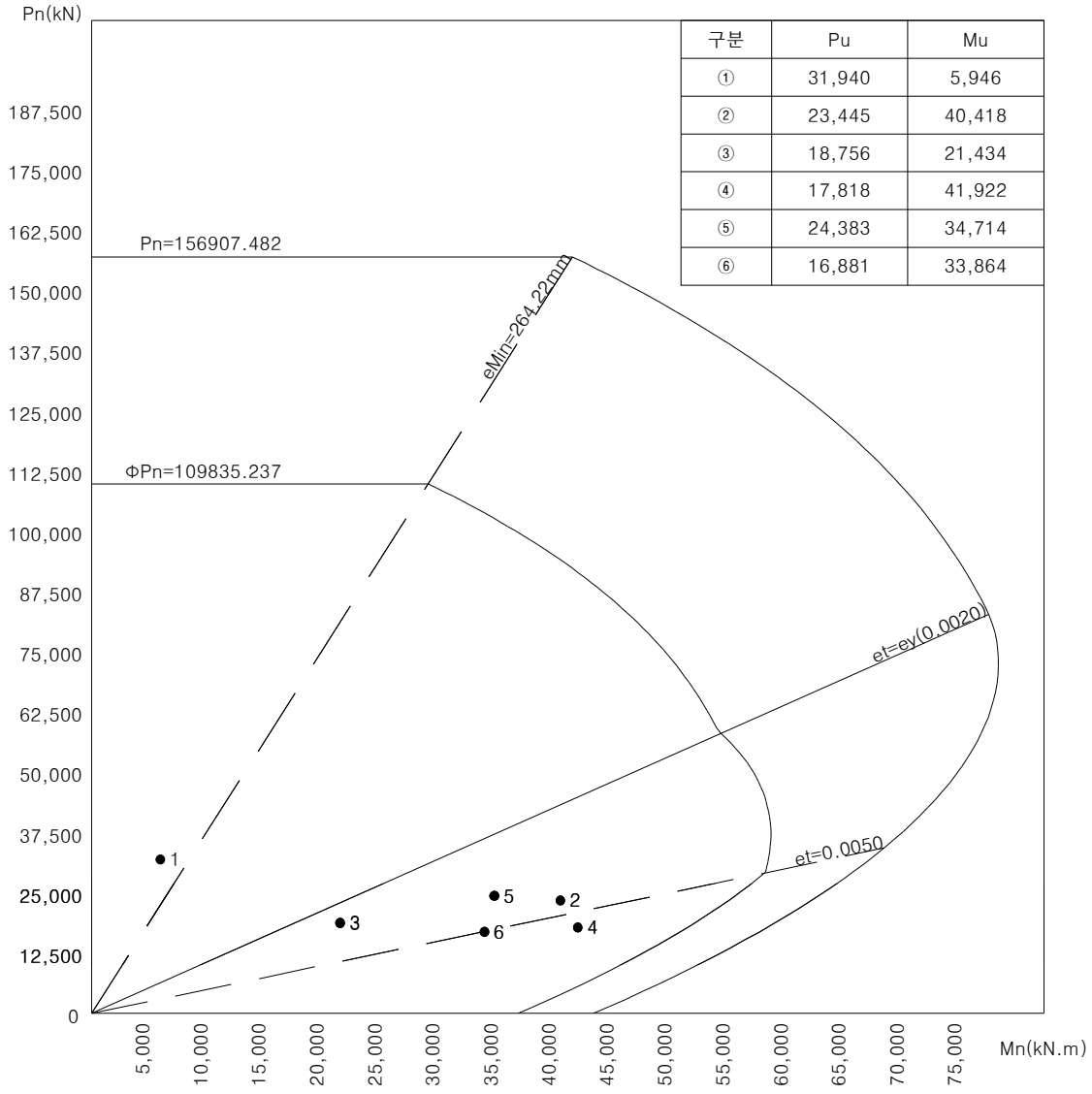
㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 33947.561 kN

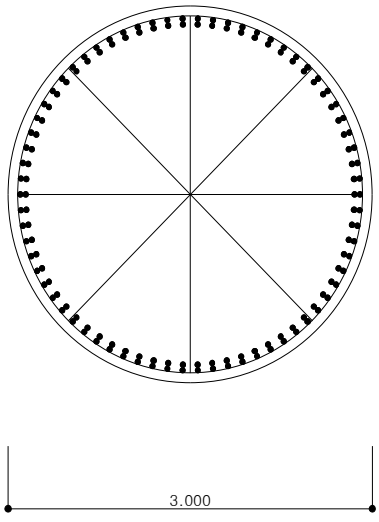
ΦPn = 0.85 x 33947.561 = 28855.427 kN ≥ Pu = 16880.640 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.006 = 57886.402 kN.m ≥ Mu = 33863.977 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	31,940	5,946
②	23,445	40,418
③	18,756	21,434
④	17,818	41,922
⑤	24,383	34,714
⑥	16,881	33,864



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2885.348 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

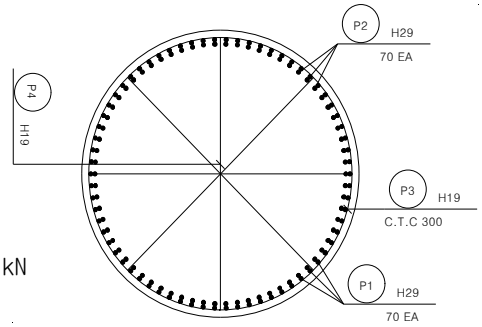
▣ 사용 철근

Ast = 89936.000 mm²
Puse = 0.01272
1단 : H29-70Ea
2단 : H29-70Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V = 0.000 kN
교축직각방향	V = 2185.036 kN
합성전단력	V = 2185.036 kN
축방향력	P = 24383.147 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 2185.036 / 0.80 = 2731.295 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 114.652 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 865.928 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 865.928

= 2365.928 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 24383.147 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0
x 3000.000 x 2365.928

= 7661.409 kN

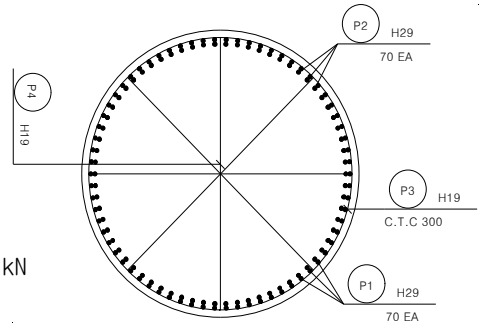
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 3830.705 kN ≥ Vn ≤ Vc = 7661.409 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V = 782.600 kN
교축직각방향	V = 1758.900 kN
합성전단력	V = 1925.147 kN
축방향력	P = 18756.267 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 1925.147 / 1.00 = 1925.147 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 114.652 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 865.928 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 865.928

= 2365.928 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 18756.267 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0
x 3000.000 x 2365.928

= 7311.899 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 3655.949 kN ≥ Vn ≤ Vc = 7311.899 ∴ 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 = 3000.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 14000.0 / 6 = 2333.3 ㎜
∴ 3000.0 ㎜ = 3.000 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 = 3000.0 / 4 = 750.0 ㎜
- 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 = 1500.0 ㎜
∴ 1500.0 ㎜ = 1.500 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 3000.0 / 4 = 750.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 750.0 ㎜ = 0.750 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	22271.197	971.649	14016.451	27815.897	123780.742	16737.067	축력최대
SV004	18756.267	1680.797	26153.551	24300.967	108139.303	30859.783	모멘트최대
SV026	18756.267	1680.797	26153.551	24300.967	108139.303	30859.783	편심최대
SV022	18756.267	1653.878	18837.640	24300.967	108139.303	23468.499	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.900 x 8.900 x 2.800 x 25.000 = 5544.700 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.900 m

My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.800 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. [도.설(2008) 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	123780.742	16737.067	27815.897	7.396	0.602	1.483	O.K
SV004	108139.303	30859.783	24300.967	3.504	1.270	1.483	O.K
SV026	108139.303	30859.783	24300.967	3.504	1.270	1.483	O.K
SV022	108139.303	23468.499	24300.967	4.608	0.966	2.967	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.900m), 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. [도.설(2008) 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	27815.897	16689.538	971.649	17.177	1.500	O.K
SV004	24300.967	14580.580	1680.797	8.675	1.500	O.K
SV026	24300.967	14580.580	1680.797	8.675	1.500	O.K
SV022	24300.967	14580.580	1653.878	8.816	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. [도.설(2008) 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
SV005	27815.897	107043.675	0.602	493.616	208.717	O.K
SV004	24300.967	77279.521	1.270	569.440	44.144	O.K
SV026	24300.967	77279.521	1.270	569.440	44.144	O.K
SV022	24300.967	84670.804	0.966	506.532	107.051	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.900m), 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, SV004, SV026, SV022

※ 허용지지력은 ⑤에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

⑤ 지반의 허용연직지지력 산정 : Hansen식 사용

Qu = A' [c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br]

ϕ=0 일때, Qu = A' [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력(kN/m³)

A : 유효재하면적(m²)

q : 상재하중(kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), B' = B - 2eB

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수

Sc,Sq,Sr,Sc' : 기초의 형상계수

dc,dq,dr,dc' : 기초의 근입깊이계수

ic,iq,ir,ic' : 하중의 경사계수

gc,gq,gr,gc' : 지반계수

bc,bq,br,bc' : 기초저면 경사계수

註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.

si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

C = 0.000 kN/m² r1 = 20.000 kN/m³ r2 = 20.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 8.900 m q = 20.000 kN/m²

Φ = 15 + √15N = 42.386 , N = 50

Nq = exp(πtanΦ) tan² (45+Φ/2) = 90.360

Nc = (Nq-1) cotΦ = 97.909, 단 Φ=0 일때 Nc=5.14

Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ = 122.336

sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.923

sc' = 0.2 B/L = 0.200

sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.913

sr = 1 - 0.4 B/L = 1.000

dc = 1 + 0.4k = 1.045 , D/B>1 : k=tan-1(D/B) , D/B≤1 : k=D/B (rad)

dc' = 0.4k = 0.045

dq = 1 + 2tanΦ(1-sinΦ)² k = 1.022

dr = 1.000

gc = 1 - β/147 = 1.000

gc' = β/147 = 0.000

gq = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

gr = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

구 분	eB	B'	A'	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
SV005	0.602	7.697	68.500	628913.977	3060.427	3.000
SV004	1.270	6.360	56.606	464187.788	2733.453	3.000
SV026	1.270	6.360	56.606	464187.788	2733.453	3.000
SV022	0.966	6.969	62.020	536276.749	4323.434	2.000

註) Qa = Qu/A'/SF, 『도로교 표준시방서, 1996년』p622 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도.설(2008) 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 (√(8.900 x 8.900) / 0.3)$^{-3/4}$ = 262.227 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{30}\right)^{\frac{-3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.333 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 8.900 m)

B : 확대기초의 폭 (= 8.900 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.800 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

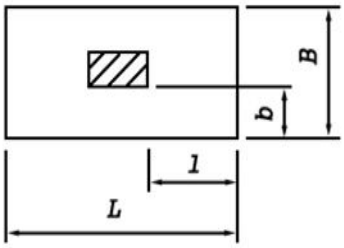
β = ^{4} √{(3 x 262.227) / (27804000.000 x 2.800³)} = 0.034 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.950,2.950) = 2.950

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 4.450

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 4.450



βλ = 0.034 x 2.950 = 0.099 ≤ 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	31940.246	0.000	-5946.279	39148.356	174210.184	5946.279	축력최대
UE004	18756.267	2185.036	35957.854	24300.967	108139.303	42075.955	모멘트최대
UE026	16880.640	2016.957	33342.499	21870.870	97325.372	38989.979	편심최대
UL022	18756.267	1653.878	18837.640	24300.967	108139.303	23468.499	지진시
SV005	22271.197	971.649	14016.451	27815.897	123780.742	16737.067	축력최대
SV004	18756.267	1680.797	26153.551	24300.967	108139.303	30859.783	모멘트최대
SV026	18756.267	1680.797	26153.551	24300.967	108139.303	30859.783	편심최대
SV022	18756.267	1653.878	18837.640	24300.967	108139.303	23468.499	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.900 x 8.900 x 2.800 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.900 m

My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.800 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)
UL001	39148.356	168263.905	0.152	4849.110	3948.273	12.894
UE004	24300.967	66063.348	1.731	5959.300	0.000	8.156
UE026	21870.870	58335.393	1.783	5466.492	0.000	8.002
UL022	24300.967	84670.804	0.966	4508.138	952.754	10.453
SV005	27815.897	107043.675	0.602	4393.181	1857.582	11.545
SV004	24300.967	77279.521	1.270	5068.013	392.879	9.540
SV026	24300.967	77279.521	1.270	5068.013	392.879	9.540
SV022	24300.967	84670.804	0.966	4508.138	952.754	10.453

註) B : 기초의 폭원 (8.900m), 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, SV004, SV026, SV022, UL001, UL022

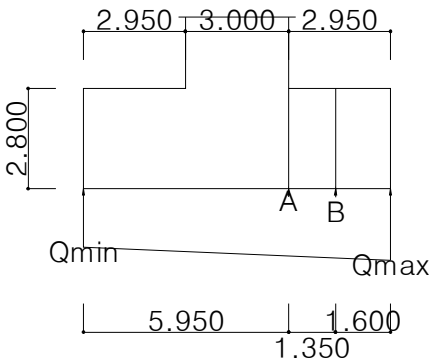
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

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

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>UE004, UE026

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.600 x 2.800 x 8.900 x 25.000 = 996.800 kN

Ma = 3.121 x 2.800 x 8.900 x 25.000 x 3.121/2 = 3034.210 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 3.121² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 3.121² 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	4393.181	3504.012	3937.343	6664.420	19952.688	5667.620	16918.478
SV004	5068.013	3428.564	4227.539	7436.442	22021.300	6439.642	18987.090
SV026	5068.013	3428.564	4227.539	7436.442	22021.300	6439.642	18987.090
SV022	4508.138	3261.356	3868.968	6701.684	19932.001	5704.884	16897.792

※ 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	4849.110	4533.210	4687.162	7629.018	23103.877	6333.178	19159.404
UE004	5959.300	3678.797	4790.186	8599.589	25321.441	7602.789	22287.232
UE026	5466.492	3334.355	4373.439	7871.945	23162.172	6974.825	20431.383
UL022	4508.138	3261.356	3868.968	6701.684	19932.001	5704.884	16897.792

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8900.00	2800.00	2700.00	100.00	22287.23	7602.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 35975.700 x 400.00 = 14390280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8900.000 = 204255.000 x a

T = C 이므로, a = 70.453 mm, c = 70.453 / β1 = 70.453 / 0.85 = 82.885 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2700.00 - 82.885) / 82.885 = 0.09473

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 24495.636 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 35975.7 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.469]

1단 : H25 - 71.0 EA (= 35975.7 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 = 0.00150

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) = 70.453 mm

ΦMn = 0.85 x 35975.700 x 400 x (2700.00 - a/2) = 32594.814 kN.m

≥ Mu (= 22287.232 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.462]

* 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 8900.00 x 2700.00 = 16648.472 kN

≥ Vu (= 7602.789 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H25 - 71.0 EA

    H25 - 37.0 EA = 54723.600 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2800.0 x 8900.0 = 37380.0 ㎟ < 54723.6 ㎟

    (54723.600 / 8.900) = 6148.719 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

    단면적대비 0.0020 이상

    사용철근량 : H25 - 71.0 EA

    H25 - 37.0 EA = 54723.600 ㎟

    필요철근량 : 0.0020 x 2800.0 x 8900.0 = 49840.0 ㎟ < 54723.600 ㎟

    (54723.600 / 8.900) = 6148.719 ㎟ > (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 - 37.0 EA = 18747.900 ㎟

    필요철근량 : 300.000 x 8.900 = 2670.000 ㎟ < 18747.900 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 18987.090 \times 1000000 / [35975.700 \times (2700.000 - 363.618/3)]$

  $= 204.660$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x35975.700/8900.0 + 7x35975.700/8900.0 \times \sqrt{[(1 + 2x8900.0x2700.0/(7x35975.700)]}$

  $= 363.618$ mm

  사용철근량 = 35975.7 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

  1단 : H25 - 71.0 EA (= 35975.7 ㎟)

  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 / 204.66) - 2.5 x 87.50 = 166.03 mm

  300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 204.66) = 307.83 mm

  습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

  Sa는 작은 값인 166.03 mm 를 적용

  S = 8900.00 / 71.0 EA = 125.35 ≤ Sa (= 166.03 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	22271.197	1005.452	-17224.350	27815.897	123780.742	14409.084	축력최대
SVB14	18756.267	1069.209	-17969.019	24300.967	108139.303	14975.234	모멘트최대
SVB14	18756.267	1069.209	-17969.019	24300.967	108139.303	14975.234	편심최대
SVB22	18756.267	1506.900	23021.200	24300.967	108139.303	27240.520	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 8.900 \times 8.900 \times 2.800 \times 25.000 = 5544.700$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 8.900$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.800$ 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. [도.설(2008) 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	123780.742	14409.084	27815.897	8.590	0.518	1.483	O.K
SVB14	108139.303	14975.234	24300.967	7.221	0.616	1.483	O.K
SVB14	108139.303	14975.234	24300.967	7.221	0.616	1.483	O.K
SVB22	108139.303	27240.520	24300.967	3.970	1.121	2.967	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.900m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$S.F = Mr/Mo \geq 2.00$ (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도.설(2008) 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	27815.897	16689.538	1005.452	16.599	1.500	O.K
SVB14	24300.967	14580.580	1069.209	13.637	1.500	O.K
SVB14	24300.967	14580.580	1069.209	13.637	1.500	O.K
SVB22	24300.967	14580.580	1506.900	9.676	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. [도.설(2008) 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
SVB16	27815.897	109371.657	0.518	473.802	228.531	O.K
SVB14	24300.967	93164.069	0.616	434.246	179.337	O.K
SVB14	24300.967	93164.069	0.616	434.246	179.337	O.K
SVB22	24300.967	80898.783	1.121	538.636	74.947	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.900m), 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, SVB22

※ 허용지지력은 ⑤에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

⑤ 지반의 허용연직지지력 산정 : Hansen식 사용

Qu = A' [c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br]

ϕ=0 일때, Qu = A' [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력(kN/m³)

A : 유효재하면적(m²)

q : 상재하중(kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), B' = B - 2eB

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수

Sc,Sq,Sr,Sc' : 기초의 형상계수

dc,dq,dr,dc' : 기초의 근입깊이계수

ic,iq,ir,ic' : 하중의 경사계수

gc,gq,gr,gc' : 지반계수

bc,bq,br,bc' : 기초저면 경사계수

註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.

si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

C = 0.000 kN/m² r1 = 20.000 kN/m³ r2 = 20.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 8.900 m q = 20.000 kN/m²

Φ = 15 + √15N = 42.386 , N = 50

Nq = exp(πtanΦ) tan² (45+Φ/2) = 90.360

Nc = (Nq-1) cotΦ = 97.909, 단 Φ=0 일때 Nc=5.14

Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ = 122.336

sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.923

sc' = 0.2 B/L = 0.200

sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.913

sr = 1 - 0.4 B/L = 1.000

dc = 1 + 0.4k = 1.045 , D/B>1 : k=tan-1(D/B) , D/B≤1 : k=D/B (rad)

dc' = 0.4k = 0.045

dq = 1 + 2tanΦ(1-sinΦ)² k = 1.022

dr = 1.000

gc = 1 - β/147 = 1.000

gc' = β/147 = 0.000

gq = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

gr = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

구 분	eB	B'	A'	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
SVB16	0.518	7.864	69.989	651190.678	3101.382	3.000
SVB14	0.616	7.668	68.241	625083.368	3053.316	3.000
SVB14	0.616	7.668	68.241	625083.368	3053.316	3.000
SVB22	1.121	6.658	59.257	498883.235	4209.500	2.000

註) Qa = Qu/A'/SF, 『도로교 표준시방서, 1996년』p622 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	31940.246	0.000	0.000	39148.356	174210.184	0.000	축력최대
ULB14	23445.333	1336.511	-22461.274	30376.208	135174.126	18719.043	모멘트최대
UEB14	17818.453	1336.511	-22461.274	23085.918	102732.335	18719.043	편심최대
ULB22	18756.267	1506.900	23021.200	24300.967	108139.303	27240.520	지진시
SVB16	22271.197	1005.452	-17224.350	27815.897	123780.742	14409.084	축력최대
SVB14	18756.267	1069.209	-17969.019	24300.967	108139.303	14975.234	모멘트최대
SVB14	18756.267	1069.209	-17969.019	24300.967	108139.303	14975.234	편심최대
SVB22	18756.267	1506.900	23021.200	24300.967	108139.303	27240.520	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.900 x 8.900 x 2.800 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.900 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.800 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)
ULB01	39148.356	174210.184	0.000	4398.692	4398.692	13.350
ULB14	30376.208	116455.082	0.616	4830.987	1995.127	11.501
UEB14	23085.918	84013.292	0.811	4011.854	1175.993	10.917
ULB22	24300.967	80898.783	1.121	4793.861	667.031	9.987
SVB16	27815.897	109371.657	0.518	4216.841	2033.922	11.796
SVB14	24300.967	93164.069	0.616	3864.790	1596.102	11.501
SVB14	24300.967	93164.069	0.616	3864.790	1596.102	11.501
SVB22	24300.967	80898.783	1.121	4793.861	667.031	9.987

註) B : 기초의 폭원 (8.900m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

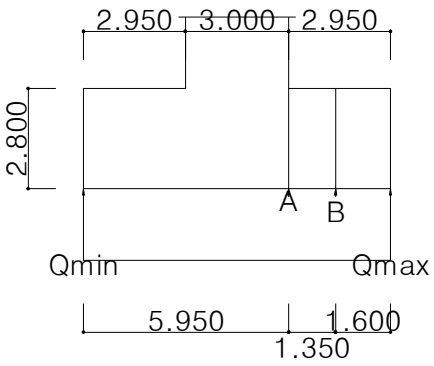
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

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

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SVB16, SVB14, SVB14, SVB22, ULB01, ULB14, UEB14, ULB22

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.600 x 2.800 x 8.900 x 25.000 = 996.800 kN

Ma = 3.121 x 2.800 x 8.900 x 25.000 x 3.121/2 = 3034.210 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 3.121² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 3.121² 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	4216.841	3451.348	3824.406	6432.998	19294.636	5436.198	16260.426
SVB14	3864.790	3069.220	3456.936	5857.381	17531.205	4860.581	14496.995
SVB14	3864.790	3069.220	3456.936	5857.381	17531.205	4860.581	14496.995
SVB22	4793.861	3346.688	4051.959	7076.656	20998.241	6079.856	17964.031

※ 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	4398.692	4398.692	4398.692	7037.907	21423.038	5742.067	17478.566
ULB14	4830.987	3836.524	4321.170	7321.726	21914.006	6075.726	18121.244
UEB14	4011.854	3017.391	3502.036	6011.112	17924.562	5064.152	15042.063
ULB22	4793.861	3346.688	4051.959	7076.656	20998.241	6079.856	17964.031

※ 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)
8900.00	2800.00	2700.00	100.00	18121.24	6079.86

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 35975.700 x 400.00 = 14390280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8900.000 = 204255.000 x a

T = C 이므로, a = 70.453 mm, c = 70.453 / β1 = 70.453 / 0.85 = 82.885 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2700.00 - 82.885) / 82.885 = 0.09473

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 19883.291 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 35975.7 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.809]

1단 : H25 - 71.0 EA (= 35975.7 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 = 0.00150

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) = 70.453 mm

ΦMn = 0.85 x 35975.700 x 400 x (2700.00 - a/2) = 32594.814 kN.m

≥ Mu (= 18121.244 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.799]

* 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 8900.00 x 2700.00 = 16648.472 kN

≥ Vu (= 6079.856 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H25 - 71.0 EA

    H25 - 37.0 EA = 54723.600 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2800.0 x 8900.0 = 37380.0 ㎟ < 54723.6 ㎟

    (54723.600 / 8.900) = 6148.719 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

    단면적대비 0.0020 이상

    사용철근량 : H25 - 71.0 EA

    H25 - 37.0 EA = 54723.600 ㎟

    필요철근량 : 0.0020 x 2800.0 x 8900.0 = 49840.0 ㎟ < 54723.600 ㎟

    (54723.600 / 8.900) = 6148.719 ㎟ > (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 - 37.0 EA = 18747.900 ㎟

    필요철근량 : 300.000 x 8.900 = 2670.000 ㎟ < 18747.900 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 16260.426 \times 1000000 / [35975.700 \times (2700.000 - 363.618/3)]$

  $= 175.269$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x35975.700/8900.0 + 7x35975.700/8900.0 \times \sqrt{[(1 + 2x8900.0x2700.0/(7x35975.700)]}$

  $= 363.618$ mm

  사용철근량 = 35975.7 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

  1단 : H25 - 71.0 EA (= 35975.7 ㎟)

  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 / 175.27) - 2.5 x 87.50 = 230.56 mm

  300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 175.27) = 359.45 mm

  습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

  Sa는 작은 값인 230.56 mm 를 적용

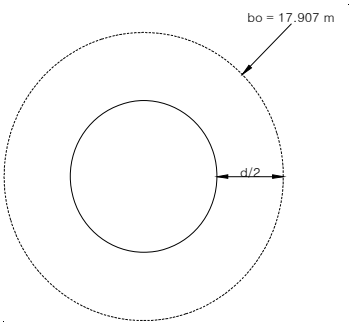
  S = 8900.00 / 71.0 EA = 125.35 ≤ Sa (= 230.56 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(뚫림) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -31940.246 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 17.907 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

ks = $(300 / d)^{0}.25$ = $(300 / 2700)^{0}.25$ = 0.577

kbo = $4/\sqrt{(\alpha s \times bo / d)} \leq 1.25$

= $4/\sqrt{(1.00 \times 17907 / 2700)} \leq 1.25$ = 1.25

αs = 1.00 (내부기둥)

fte = $0.21 \times \sqrt{(Fck)}$ = $0.21 \times \sqrt{(27.0)}$ = 1.091 MPa

fcc = $(2 / 3) \times fck$ = $(2 / 3) \times 27.0$ = 18.000 MPa

$\cot\Psi$ = $(\sqrt{(fte \times (fte + fcc))}/fte$

= $(\sqrt{(1.091 \times (1.091 + 18.000))}/1.091$ = 4.183

cu = $d \times [25 \times \sqrt{(\rho / fck)} - 300 \times (\rho / fck)]$

= $d \times [25 \times \sqrt{(0.005/27.0)} - 300 \times (0.005 / 27.0)$ = 768.6 mm

vc = $ks \times kbo \times fte \times \cot\Psi \times (Cu / d)$

= $0.577 \times 1.250 \times 1.091 \times 4.183 \times (768.6 / 2700)$ = 0.938 MPa

Vc = $vc \times bo \times d$

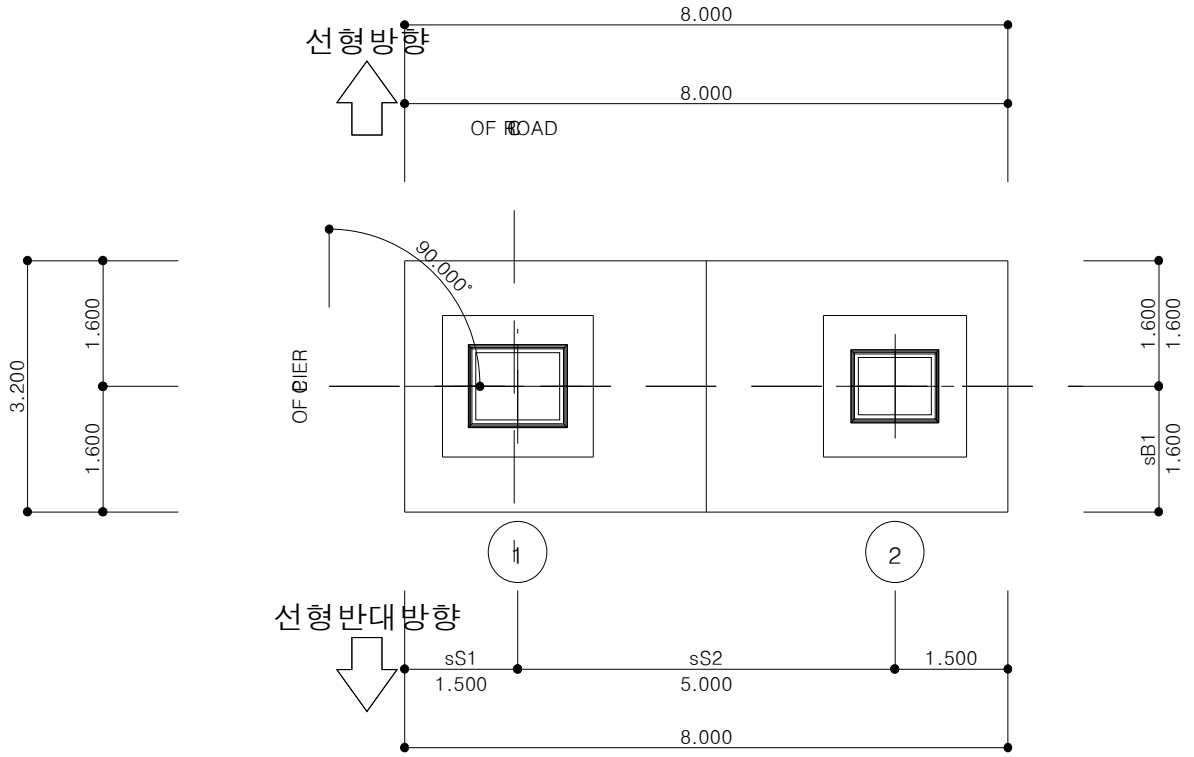
= $937.626 \times 17.907 \times 2.700$

= 45333.390 kN

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.80×45333.390 = 36266.712 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 93.000 = 665.000 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	665.000	855.000	1115.000	1172.989	O.K
2	665.000	728.000	968.000	1236.560	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	12000.000	11603.424	O.K	1261.000	865.670	O.K
SHOE 2	9000.000	8233.895	O.K	1009.000	651.610	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	11603.424	1098.645	650.880	2715.489	2355.000	
2	8233.895	748.866	635.600	2568.560	2228.000	

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	17914.807	18580.800	O.K	13742.135	17419.500	O.K
2	12995.559	17419.500	O.K	11277.072	17419.500	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	6103.582	18336.000	O.K	3615.998	18336.000	O.K
2	4160.364	17763.000	O.K	3531.111	17763.000	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 11603.424 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 8422.943 x 0.150 / 1.15 = 1098.645 kN

  Hx2 = 761.250 / 1.33 = 572.368 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 1098.645 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 9.000 / 4.990 = 1.804 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (9.000 / 4.990)] x 4.990 = 18.2 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 18.160 x 175.000 / 2 / 2EA / 1.25 = 635.600 kN

  Hy2 = 865.670 / 1.33 = 650.880 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 650.880 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 855.000 mm b1y = 1115.000 mm

b2x = 1600.489 mm b2y = 1500.000 mm

bcx = 2 x b2x = 3200.979 mm < 5 x b1x = 4275.000 mm

bcy = 2 x b2y = 3000.000 mm < 5 x b1y = 5575.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 855.000/3200.979) x 11603.424 x 10^3 /180.000

= 11811.225 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 1115.000/3000.000) x 11603.424 x 10^3 /180.000

= 10126.136 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 1098.645 x 10^3 / 180.000

= 6103.582 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 650.880 x 10^3 / 180.000

= 3615.998 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 855.000 + 1500.000 = 2355.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 1115.000 + 1600.489 = 2715.489 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 10126.136 + 3615.998 = 13742.135 mm^2

Bxo = 2355.000 mm 범위내에서 H22 - 45 EA

As = 387.100 x 45 = 17419.500 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 11811.225 + 6103.582 = 17914.807 mm^2

Byo = 2715.489 mm 범위내에서 H22 - 48 EA

As = 387.100 x 48 = 18580.800 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 650.880 x 10^3 / 180.000 = 3615.998 mm^2

사용철근 : H19 - 30 EA + H19 - 34 EA

As = 286.500 x 30 + 286.500 x 34 = 18336.000 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 1098.645 x 10^3 / 180.000 = 6103.582 mm^2

사용철근 : H19 - 30 EA + H19 - 34 EA

As = 286.500 x 30 + 286.500 x 34 = 18336.000 mm^2 ∴ 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 교량받침 위치 검토

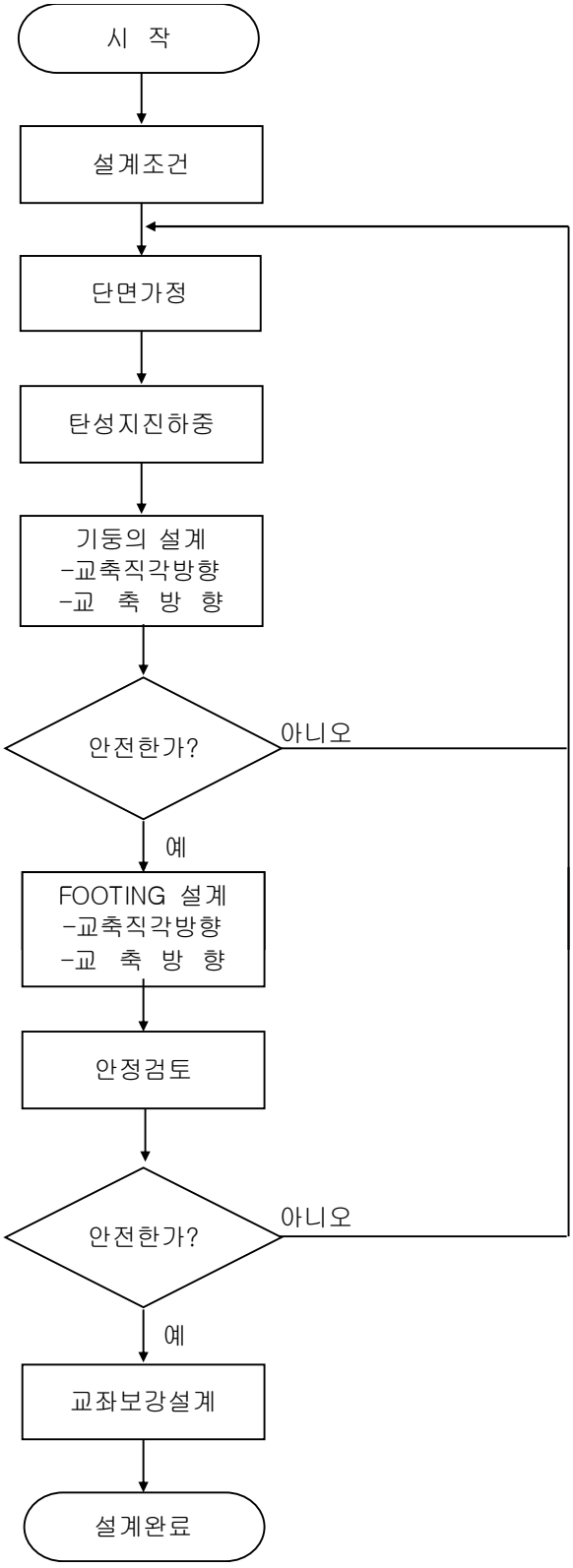
9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(뚫림) 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)	103988.357	19373.700	5.37	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	14020.902	1633.856	8.58	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	700.000	500.931	1.40	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	103988.357	30559.940	3.40	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	14020.902	2093.300	6.70	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1050.000	555.111	1.89	1.00	O.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	103988.357	29367.799	3.54	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	14020.902	1669.552	8.40	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	700.000	544.965	1.28	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	103988.357	25136.415	4.14	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	14020.902	1811.000	7.74	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1050.000	508.952	2.06	1.00	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.013	30779.920	109835.241	3.568	O.K
	모멘트최대	0.013	22279.338	42762.854	1.919	O.K
	탄성설계	0.013	17823.470	53539.600	3.004	O.K
	편심최대	0.013	16932.297	32664.435	1.929	O.K
교축직각방향	축력최대	0.013	30779.920	109835.241	3.568	O.K
	모멘트최대	0.013	23170.511	41503.089	1.791	O.K
	탄성설계	0.013	17823.470	67898.309	3.809	O.K
	편심최대	0.013	16041.123	29981.449	1.869	O.K
합성부재력	축력최대	0.013	30779.920	109835.241	3.568	O.K
	모멘트최대	0.013	22279.338	29693.014	1.333	O.K
	탄성설계	0.013	17823.470	56384.668	3.164	O.K
	편심최대	0.013	16932.297	20220.787	1.194	O.K
	모멘트최대	0.013	23170.511	41457.959	1.789	O.K
	편심최대	0.013	16041.123	29947.733	1.867	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	3000.0	100.0	30095.484	39710.000	-	-	1.319	O.K
	우측내민보	3000.0	100.0	27477.251	39710.000	-	-	1.445	O.K
	좌측내민보수	3200.0	100.0	1095.717	10733.800	1153.699	11199.633	9.708	O.K
	우측내민보수	3200.0	100.0	885.635	10733.800	932.685	11199.633	12.008	O.K
	교량받침1	2437.5	100.0	272.775	39710.000	212.082	29424.375	138.741	O.K
	교량받침2	2713.5	376.0	314.324	39710.000	244.374	29424.375	120.407	O.K
기초	교축방향	2800.0	100.0	20896.181	35975.700	19037.326	32594.814	1.712	O.K
	교직-지점부	2800.0	100.0	23009.889	35975.700	20946.813	32594.814	1.556	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	109.828	180.000	128.000	507.032	O.K
	우측내민보	115.145	180.000	128.000	473.923	O.K
	좌측내민보수평	36.108	180.000	187.500	1744.781	O.K
	우측내민보수평	29.191	180.000	187.500	2158.234	O.K
	교량받침1	21.170	180.000	128.000	2975.848	O.K
	교량받침2	25.372	180.000	128.000	2203.780	O.K
기초	교축방향	183.729	180.000	125.352	209.872	O.K
	교직-지점부	194.612	180.000	125.352	185.902	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 : STEEL BOX
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 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]

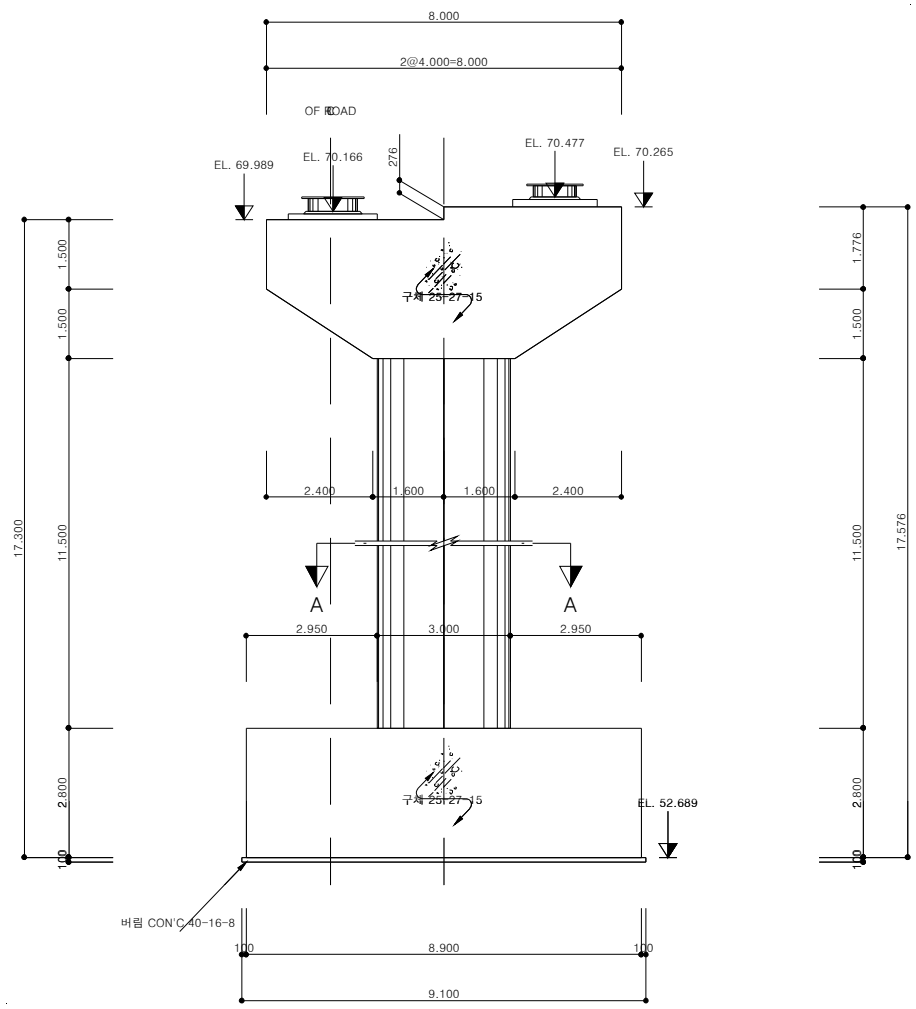
3.5 설 계 방 법

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) 콘크리트구조기준 : 한국콘크리트학회 (2012)

4. 단 면 가 정


8.000
2@4.000=8.000
OF ROAD
EL. 69.989
EL. 70.166
276
EL. 70.477
EL. 70.265
구체 25-27-15
2.400
1.600
1.600
2.400
A
A
2.950
3.000
2.950
구체 25-27-15
EL. 52.689
버림 CON'C 40-16-8
100
8.900
100
9.100
17.300
1.500
1.500
11.500
2.800
100
1.776
1.500
11.500
17.576
2.800
100

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	7631.964	1480.290	1709.120	302.240
2	6041.269	2058.970	58.639	1551.990
계	13673.233	3539.260	1767.759	1854.230

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 9.000 / 4.990 = 1.804 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (9.000 / 4.990)] x 4.990 = 18.160 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 18.16 kN/m

P1 = 18.160 x (93.000 + 82.000) / 2 x sin90.0

= 1589 kN

작용위치 h = 4.990/2 + 0.500 + 0.750 = 3.745 m

작용모멘트 My = Ph x h = 1589.000 x 3.745 = 5950.805 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.000 x 3.200 = 28.8 kN

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 64.516 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500.000 N/m의
풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

Ph = 1.500 x (93.000 + 82.000)/2 x sin90.0 = 131.25 kN

작용위치 h = 4.523 + 1.500 + 0.750 = 6.773 m

작용모멘트 My = Ph x h = 131.250 x 6.773 = 889.015 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 0.000012 x 25.0 x 46.500 = 0.01395 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 3.97608 x 1EA x 0.01395 / 14.500³ x sin90.0

= 1517.587 kN

② 교량받침에 의한 수평력

상부고정하중 : Vd = 13673.233 kN

교량받침마찰계수 : μ = 0.150

Ph = μ x W = 13673.233 x 0.150 x sin90.0

= 2050.985 kN

☞ 수평력은 ①,②중 작은값 1517.587 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 1517.587 x (0.500 + 1.500/2) = 1896.984 kN.m

5.5 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

(Ig 적용)

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥 상단	경우 1	기둥 1	1812.300	5558.700	0.031	872.800	3219.900	0.0162
	경우 2	기둥 1	989.100	2826.700	0.0163	1592.100	7023.400	0.0311
기둥 하단	경우 1	기둥 1	2093.300	24698.700	0	938.500	12594.300	0
	경우 2	기둥 1	1325.200	13127.100	0	1811.000	23865.700	0

5.6 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									1.00
SVB02	1.00		1.00								1.00
SVB03	1.00			1.00							1.00
SVB04	1.00				1.00						1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB22	1.00								1.00		1.00
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축(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

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.7 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									1.30
ULB02	1.30		2.15								1.30
ULB03	1.30			2.15							1.30
ULB04	1.30				1.30						1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.25			1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.25			1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.25			1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.25			1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.25			1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25
ULB22	1.00								1.00		1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

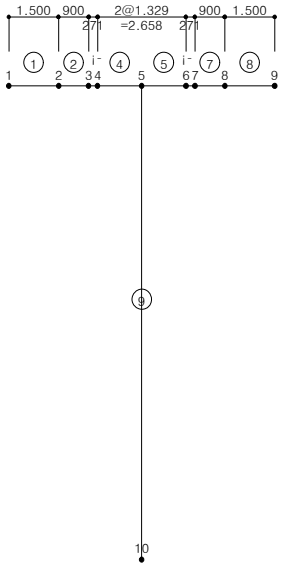
5.8 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.25			1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.25			1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.25			1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.25			1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.25			1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0	13.75	6	5.329	13.75
2	1.5	13.75	7	5.6	13.75
3	2.4	13.75	8	6.5	13.75
4	2.671	13.75	9	8	13.75
5	4	13.75	10	4	0

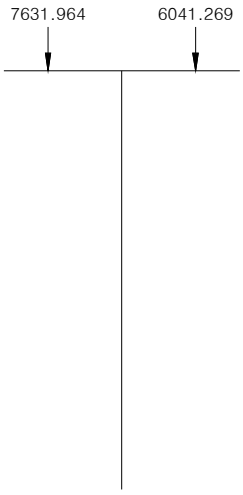
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	3.200	1.500	4.800	4.096000	0.900000	1
②	3.200	1.776	5.683	4.849664	1.493818	9
③	3.200	2.438	7.802	6.657365	3.864291	2
④	3.200	2.714	8.685	7.411029	5.330872	8
⑤	3.200	3.000	9.600	8.192000	7.200000	3, 4
⑥	3.200	3.276	10.483	8.945664	9.375629	5~7
⑦	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥상단
⑧	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥하단

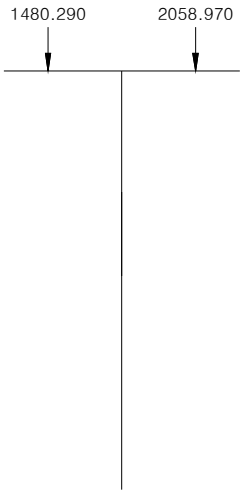
6.4 하중재하도

1) 연직하중

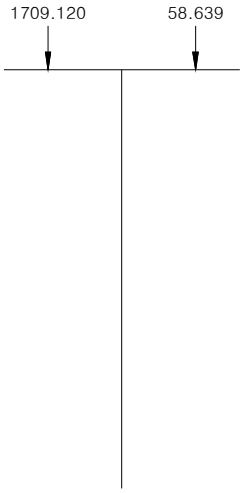
① 고정하중 (D)



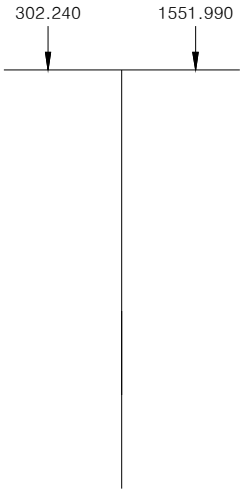
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



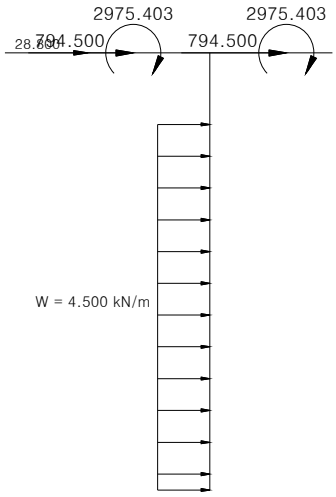
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

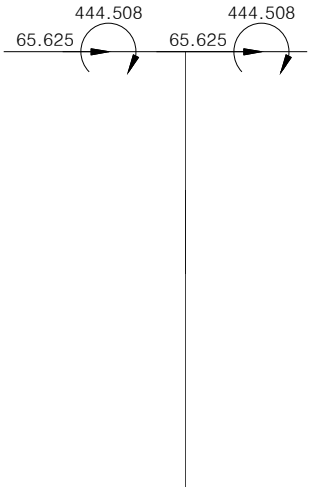
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 1589.000/2EA = 794.500 kN

M = 5950.805/2EA = 2975.403 kN

㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

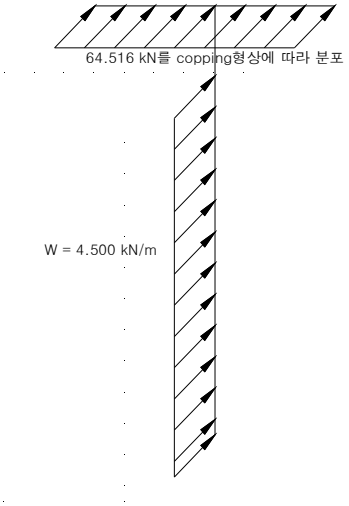


P = 131.250/2EA = 65.625 kN

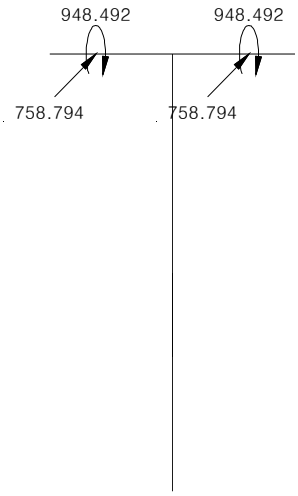
M = 889.015/2EA = 444.508 kN

② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉯ 온도하중 (G-L01) : P = 1517.587 / 2EA = 758.794 kN M = 1896.984 / 2EA = 948.492 kN.m



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-15791.254	-3800.085	0.000	-17823.470	-3800.085	0.000	
L1	-3539.260	1446.700	0.000	-3539.260	1446.700	0.000	
L2	-1767.759	-4126.203	0.000	-1767.759	-4126.203	0.000	
L3	-1854.230	3124.375	0.000	-1854.230	3124.375	0.000	
W-TR	0.000	9590.850	-1617.802	0.000	28493.138	-1669.552	
WL	0.000	1184.329	-131.250	0.000	2693.704	-131.250	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	7023.400	1592.100	0.000	23865.700	1811.000	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-15791.254	0.000	0.000	-17823.470	0.000	0.000	
L1	-3539.260	0.000	0.000	-3539.260	0.000	0.000	
L2	-1767.759	0.000	0.000	-1767.759	0.000	0.000	
L3	-1854.230	0.000	0.000	-1854.230	0.000	0.000	
W-LO	0.000	-145.160	64.518	0.000	-1184.678	116.268	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	-5311.557	1517.588	0.000	-22763.819	1517.588	
E-LO	0.000	5558.700	1812.300	0.000	24698.700	2093.300	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-9523.776	8129.048	-7739.840	-6597.334	
L1	-1733.420	1480.290	-2411.054	-2058.970	
L2	-2001.380	1709.120	-68.666	-58.639	
L3	-353.923	302.240	-1817.380	-1551.990	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	2975.400	0.000	-2975.400	0.000	
WL	444.508	0.000	-444.508	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	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-163.140	7868.240	-187.980	-6310.670
L1	0.000	1480.290	0.000	-2058.970
L2	0.000	1709.120	0.000	-58.639
L3	0.000	302.240	0.000	-1551.990
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	2975.400	0.000	-2975.400	0.000
WL	444.508	0.000	-444.508	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

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-19330.514	-2353.385	0.000	-21362.730	-2353.385	0.000	
SV002	-17559.013	-7926.288	0.000	-19591.229	-7926.288	0.000	
SV003	-17645.484	-675.710	0.000	-19677.700	-675.710	0.000	
SV004	-15791.254	5790.765	-1617.802	-17823.470	24693.053	-1669.552	
SV005	-19330.514	3626.369	-940.151	-21362.730	14586.888	-966.026	
SV006	-17559.013	-1946.534	-940.151	-19591.229	9013.985	-966.026	
SV007	-17645.484	5304.044	-940.151	-19677.700	16264.563	-966.026	
SV008	-19330.514	-2353.385	0.000	-21362.730	-2353.385	0.000	
SV009	-19330.514	-2353.385	0.000	-21362.730	-2353.385	0.000	
SV010	-17559.013	-7926.288	0.000	-19591.229	-7926.288	0.000	
SV011	-17559.013	-7926.288	0.000	-19591.229	-7926.288	0.000	
SV012	-17645.484	-675.710	0.000	-19677.700	-675.710	0.000	
SV013	-17645.484	-675.710	0.000	-19677.700	-675.710	0.000	
SV014	-15791.254	5790.765	-1617.802	-17823.470	24693.053	-1669.552	
SV015	-15791.254	5790.765	-1617.802	-17823.470	24693.053	-1669.552	
SV016	-19330.514	3626.369	-940.151	-21362.730	14586.888	-966.026	
SV017	-19330.514	3626.369	-940.151	-21362.730	14586.888	-966.026	
SV018	-17559.013	-1946.534	-940.151	-19591.229	9013.985	-966.026	
SV019	-17559.013	-1946.534	-940.151	-19591.229	9013.985	-966.026	
SV020	-17645.484	5304.044	-940.151	-19677.700	16264.563	-966.026	
SV021	-17645.484	5304.044	-940.151	-19677.700	16264.563	-966.026	
SV022	-15791.254	3223.315	1592.100	-17823.470	20065.615	1811.000	
SV023	-19330.514	-2353.385	0.000	-21362.730	-2353.385	0.000	
SV024	-17559.013	-7926.288	0.000	-19591.229	-7926.288	0.000	
SV025	-17645.484	-675.710	0.000	-19677.700	-675.710	0.000	
SV026	-15791.254	5790.765	-1617.802	-17823.470	24693.053	-1669.552	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-19330.514	0.000	0.000	-21362.730	0.000	0.000	
SVB02	-17559.013	0.000	0.000	-19591.229	0.000	0.000	
SVB03	-17645.484	0.000	0.000	-19677.700	0.000	0.000	
SVB04	-15791.254	-145.160	64.518	-17823.470	-1184.678	116.268	
SVB05	-19330.514	-72.580	32.259	-21362.730	-592.339	58.134	
SVB06	-17559.013	-72.580	32.259	-19591.229	-592.339	58.134	
SVB07	-17645.484	-72.580	32.259	-19677.700	-592.339	58.134	
SVB08	-19330.514	-5311.557	1517.588	-21362.730	-22763.819	1517.588	
SVB09	-19330.514	5311.557	-1517.588	-21362.730	22763.819	-1517.588	
SVB10	-17559.013	-5311.557	1517.588	-19591.229	-22763.819	1517.588	
SVB11	-17559.013	5311.557	-1517.588	-19591.229	22763.819	-1517.588	
SVB12	-17645.484	-5311.557	1517.588	-19677.700	-22763.819	1517.588	
SVB13	-17645.484	5311.557	-1517.588	-19677.700	22763.819	-1517.588	
SVB14	-15791.254	-5456.717	1582.106	-17823.470	-23948.497	1633.856	
SVB15	-15791.254	5166.397	-1453.070	-17823.470	21579.141	-1401.320	
SVB16	-19330.514	-5384.137	1549.847	-21362.730	-23356.158	1575.722	
SVB17	-19330.514	5238.977	-1485.329	-21362.730	22171.480	-1459.454	
SVB18	-17559.013	-5384.137	1549.847	-19591.229	-23356.158	1575.722	
SVB19	-17559.013	5238.977	-1485.329	-19591.229	22171.480	-1459.454	
SVB20	-17645.484	-5384.137	1549.847	-19677.700	-23356.158	1575.722	
SVB21	-17645.484	5238.977	-1485.329	-19677.700	22171.480	-1459.454	
SVB22	-15791.254	5558.700	1812.300	-17823.470	24698.700	2093.300	
SVB23	-19330.514	0.000	0.000	-21362.730	0.000	0.000	
SVB24	-17559.013	0.000	0.000	-19591.229	0.000	0.000	
SVB25	-17645.484	0.000	0.000	-19677.700	0.000	0.000	
SVB26	-15791.254	-145.160	64.518	-17823.470	-1184.678	116.268	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-11257.195	9609.338	-10150.894	-8656.304	
SV002	-11525.155	9838.168	-7808.506	-6655.973	
SV003	-9877.699	8431.288	-9557.220	-8149.324	
SV004	-6548.376	8129.048	-10715.240	-6597.334	
SV005	-9324.987	9609.338	-12083.102	-8656.304	
SV006	-9592.947	9838.168	-9740.714	-6655.973	
SV007	-7945.491	8431.288	-11489.428	-8149.324	
SV008	-11257.195	9609.338	-10150.894	-8656.304	
SV009	-11257.195	9609.338	-10150.894	-8656.304	
SV010	-11525.155	9838.168	-7808.506	-6655.973	
SV011	-11525.155	9838.168	-7808.506	-6655.973	
SV012	-9877.699	8431.288	-9557.220	-8149.324	
SV013	-9877.699	8431.288	-9557.220	-8149.324	
SV014	-6548.376	8129.048	-10715.240	-6597.334	
SV015	-6548.376	8129.048	-10715.240	-6597.334	
SV016	-9324.987	9609.338	-12083.102	-8656.304	
SV017	-9324.987	9609.338	-12083.102	-8656.304	
SV018	-9592.947	9838.168	-9740.714	-6655.973	
SV019	-9592.947	9838.168	-9740.714	-6655.973	
SV020	-7945.491	8431.288	-11489.428	-8149.324	
SV021	-7945.491	8431.288	-11489.428	-8149.324	
SV022	-9523.776	8129.048	-7739.840	-6597.334	
SV023	-11257.195	9609.338	-10150.894	-8656.304	
SV024	-11525.155	9838.168	-7808.506	-6655.973	
SV025	-9877.699	8431.288	-9557.220	-8149.324	
SV026	-6548.376	8129.048	-10715.240	-6597.334	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-163.140	9348.530	-187.980	-8369.640
SV002	-163.140	9577.360	-187.980	-6369.309
SV003	-163.140	8170.480	-187.980	-7862.660
SV004	2812.260	7868.240	-3163.380	-6310.670
SV005	1769.068	9348.530	-2120.188	-8369.640
SV006	1769.068	9577.360	-2120.188	-6369.309
SV007	1769.068	8170.480	-2120.188	-7862.660
SV008	-163.140	9348.530	-187.980	-8369.640
SV009	-163.140	9348.530	-187.980	-8369.640
SV010	-163.140	9577.360	-187.980	-6369.309
SV011	-163.140	9577.360	-187.980	-6369.309
SV012	-163.140	8170.480	-187.980	-7862.660
SV013	-163.140	8170.480	-187.980	-7862.660
SV014	2812.260	7868.240	-3163.380	-6310.670
SV015	2812.260	7868.240	-3163.380	-6310.670
SV016	1769.068	9348.530	-2120.188	-8369.640
SV017	1769.068	9348.530	-2120.188	-8369.640
SV018	1769.068	9577.360	-2120.188	-6369.309
SV019	1769.068	9577.360	-2120.188	-6369.309
SV020	1769.068	8170.480	-2120.188	-7862.660
SV021	1769.068	8170.480	-2120.188	-7862.660
SV022	-163.140	7868.240	-187.980	-6310.670
SV023	-163.140	9348.530	-187.980	-8369.640
SV024	-163.140	9577.360	-187.980	-6369.309
SV025	-163.140	8170.480	-187.980	-7862.660
SV026	2812.260	7868.240	-3163.380	-6310.670

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-28138.039	-1829.706	0.000	-30779.920	-1829.706	0.000	
UL002	-24329.312	-13811.446	0.000	-26971.193	-13811.446	0.000	
UL003	-24515.224	1777.296	0.000	-27157.106	1777.296	0.000	
UL004	-20528.630	7527.995	-2103.143	-23170.511	32100.969	-2170.418	
UL005	-25129.668	4714.279	-1222.196	-27771.549	18962.954	-1255.834	
UL006	-22826.716	-2530.494	-1222.196	-25468.598	11718.181	-1255.834	
UL007	-22939.129	6895.257	-1222.196	-25581.010	21143.931	-1255.834	
UL008	-25129.668	-3059.401	0.000	-27771.549	-3059.401	0.000	
UL009	-25129.668	-3059.401	0.000	-27771.549	-3059.401	0.000	
UL010	-22826.716	-10304.174	0.000	-25468.598	-10304.174	0.000	
UL011	-22826.716	-10304.174	0.000	-25468.598	-10304.174	0.000	
UL012	-22939.129	-878.423	0.000	-25581.010	-878.423	0.000	
UL013	-22939.129	-878.423	0.000	-25581.010	-878.423	0.000	
UL014	-19739.067	7238.456	-2022.253	-22279.338	30866.317	-2086.940	
UL015	-19739.067	7238.456	-2022.253	-22279.338	30866.317	-2086.940	
UL016	-24163.142	4532.961	-1175.189	-26703.413	18233.610	-1207.533	
UL017	-24163.142	4532.961	-1175.189	-26703.413	18233.610	-1207.533	
UL018	-21948.766	-2433.167	-1175.189	-24489.037	11267.481	-1207.533	
UL019	-21948.766	-2433.167	-1175.189	-24489.037	11267.481	-1207.533	
UL020	-22056.855	6630.054	-1175.189	-24597.125	20330.703	-1207.533	
UL021	-22056.855	6630.054	-1175.189	-24597.125	20330.703	-1207.533	
UL022	-15791.254	3223.315	1592.100	-17823.470	20065.615	1811.000	
UL023	-25129.668	-3059.401	0.000	-27771.549	-3059.401	0.000	
UL024	-22826.716	-10304.174	0.000	-25468.598	-10304.174	0.000	
UL025	-22939.129	-878.423	0.000	-25581.010	-878.423	0.000	
UL026	-18949.504	6948.918	-1941.363	-21388.164	29631.664	-2003.463	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-23400.663	-689.680	0.000	-25432.879	-689.680	0.000	
UE002	-19591.935	-12671.420	0.000	-21624.152	-12671.420	0.000	
UE003	-19777.848	2917.321	0.000	-21810.065	2917.321	0.000	
UE004	-15791.254	8668.020	-2103.143	-17823.470	33240.995	-2170.418	
UE005	-20392.292	5854.305	-1222.196	-22424.508	20102.979	-1255.834	
UE006	-18089.340	-1390.469	-1222.196	-20121.557	12858.206	-1255.834	
UE007	-18201.753	8035.282	-1222.196	-20233.969	22283.957	-1255.834	
UE008	-20392.292	-1919.375	0.000	-22424.508	-1919.375	0.000	
UE009	-20392.292	-1919.375	0.000	-22424.508	-1919.375	0.000	
UE010	-18089.340	-9164.148	0.000	-20121.557	-9164.148	0.000	
UE011	-18089.340	-9164.148	0.000	-20121.557	-9164.148	0.000	
UE012	-18201.753	261.603	0.000	-20233.969	261.603	0.000	
UE013	-18201.753	261.603	0.000	-20233.969	261.603	0.000	
UE014	-15001.691	8378.482	-2022.253	-16932.297	32006.342	-2086.940	
UE015	-15001.691	8378.482	-2022.253	-16932.297	32006.342	-2086.940	
UE016	-19425.766	5672.986	-1175.189	-21356.372	19373.635	-1207.533	
UE017	-19425.766	5672.986	-1175.189	-21356.372	19373.635	-1207.533	
UE018	-17211.390	-1293.142	-1175.189	-19141.996	12407.507	-1207.533	
UE019	-17211.390	-1293.142	-1175.189	-19141.996	12407.507	-1207.533	
UE020	-17319.478	7770.080	-1175.189	-19250.084	21470.729	-1207.533	
UE021	-17319.478	7770.080	-1175.189	-19250.084	21470.729	-1207.533	
UE022	-15791.254	3223.315	1592.100	-17823.470	20065.615	1811.000	
UE023	-20392.292	-1919.375	0.000	-22424.508	-1919.375	0.000	
UE024	-18089.340	-9164.148	0.000	-20121.557	-9164.148	0.000	
UE025	-18201.753	261.603	0.000	-20233.969	261.603	0.000	
UE026	-14212.128	8088.944	-1941.363	-16041.123	30771.690	-2003.463	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-28138.039	0.000	0.000	-30779.920	0.000	0.000	
ULB02	-24329.312	0.000	0.000	-26971.193	0.000	0.000	
ULB03	-24515.224	0.000	0.000	-27157.106	0.000	0.000	
ULB04	-20528.630	-188.708	83.873	-23170.511	-1540.081	151.148	
ULB05	-25129.668	-94.354	41.937	-27771.549	-770.041	75.574	
ULB06	-22826.716	-94.354	41.937	-25468.598	-770.041	75.574	
ULB07	-22939.129	-94.354	41.937	-25581.010	-770.041	75.574	
ULB08	-25129.668	-6905.024	1972.864	-27771.549	-29592.965	1972.864	
ULB09	-25129.668	6905.024	-1972.864	-27771.549	29592.965	-1972.864	
ULB10	-22826.716	-6905.024	1972.864	-25468.598	-29592.965	1972.864	
ULB11	-22826.716	6905.024	-1972.864	-25468.598	29592.965	-1972.864	
ULB12	-22939.129	-6905.024	1972.864	-25581.010	-29592.965	1972.864	
ULB13	-22939.129	6905.024	-1972.864	-25581.010	29592.965	-1972.864	
ULB14	-19739.067	-6820.896	1977.632	-22279.338	-29935.621	2042.320	
ULB15	-19739.067	6457.996	-1816.338	-22279.338	26973.926	-1751.650	
ULB16	-24163.142	-6730.171	1937.309	-26703.413	-29195.197	1969.652	
ULB17	-24163.142	6548.721	-1856.661	-26703.413	27714.350	-1824.318	
ULB18	-21948.766	-6730.171	1937.309	-24489.037	-29195.197	1969.652	
ULB19	-21948.766	6548.721	-1856.661	-24489.037	27714.350	-1824.318	
ULB20	-22056.855	-6730.171	1937.309	-24597.125	-29195.197	1969.652	
ULB21	-22056.855	6548.721	-1856.661	-24597.125	27714.350	-1824.318	
ULB22	-15791.254	5558.700	1812.300	-17823.470	24698.700	2093.300	
ULB23	-25129.668	0.000	0.000	-27771.549	0.000	0.000	
ULB24	-22826.716	0.000	0.000	-25468.598	0.000	0.000	
ULB25	-22939.129	0.000	0.000	-25581.010	0.000	0.000	
ULB26	-18949.504	-174.192	77.421	-21388.164	-1421.613	139.521	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-23400.663	0.000	0.000	-25432.879	0.000	0.000	
UEB02	-19591.935	0.000	0.000	-21624.152	0.000	0.000	
UEB03	-19777.848	0.000	0.000	-21810.065	0.000	0.000	
UEB04	-15791.254	-188.708	83.873	-17823.470	-1540.081	151.148	
UEB05	-20392.292	-94.354	41.937	-22424.508	-770.041	75.574	
UEB06	-18089.340	-94.354	41.937	-20121.557	-770.041	75.574	
UEB07	-18201.753	-94.354	41.937	-20233.969	-770.041	75.574	
UEB08	-20392.292	-6905.024	1972.864	-22424.508	-29592.965	1972.864	
UEB09	-20392.292	6905.024	-1972.864	-22424.508	29592.965	-1972.864	
UEB10	-18089.340	-6905.024	1972.864	-20121.557	-29592.965	1972.864	
UEB11	-18089.340	6905.024	-1972.864	-20121.557	29592.965	-1972.864	
UEB12	-18201.753	-6905.024	1972.864	-20233.969	-29592.965	1972.864	
UEB13	-18201.753	6905.024	-1972.864	-20233.969	29592.965	-1972.864	
UEB14	-15001.691	-6820.896	1977.632	-16932.297	-29935.621	2042.320	
UEB15	-15001.691	6457.996	-1816.338	-16932.297	26973.926	-1751.650	
UEB16	-19425.766	-6730.171	1937.309	-21356.372	-29195.197	1969.652	
UEB17	-19425.766	6548.721	-1856.661	-21356.372	27714.350	-1824.318	
UEB18	-17211.390	-6730.171	1937.309	-19141.996	-29195.197	1969.652	
UEB19	-17211.390	6548.721	-1856.661	-19141.996	27714.350	-1824.318	
UEB20	-17319.478	-6730.171	1937.309	-19250.084	-29195.197	1969.652	
UEB21	-17319.478	6548.721	-1856.661	-19250.084	27714.350	-1824.318	
UEB22	-15791.254	5558.700	1812.300	-17823.470	24698.700	2093.300	
UEB23	-20392.292	0.000	0.000	-22424.508	0.000	0.000	
UEB24	-18089.340	0.000	0.000	-20121.557	0.000	0.000	
UEB25	-18201.753	0.000	0.000	-20233.969	0.000	0.000	
UEB26	-14212.128	-174.192	77.421	-16041.123	-1421.613	139.521	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-16107.761	13750.386	-15245.558	-13003.319	
UL002	-16683.875	14242.370	-10209.424	-8702.608	
UL003	-13141.843	11217.578	-13969.160	-11913.312	
UL004	-8512.889	10567.762	-13929.812	-8576.534	
UL005	-12122.484	12492.139	-15708.032	-11253.195	
UL006	-12470.832	12789.618	-12662.928	-8652.764	
UL007	-10329.138	10960.674	-14936.257	-10594.121	
UL008	-14634.354	12492.139	-13196.162	-11253.195	
UL009	-14634.354	12492.139	-13196.162	-11253.195	
UL010	-14982.702	12789.618	-10151.058	-8652.764	
UL011	-14982.702	12789.618	-10151.058	-8652.764	
UL012	-12841.009	10960.674	-12424.386	-10594.121	
UL013	-12841.009	10960.674	-12424.386	-10594.121	
UL014	-8185.470	10161.310	-13394.050	-8246.667	
UL015	-8185.470	10161.310	-13394.050	-8246.667	
UL016	-11656.234	12011.673	-15103.877	-10820.380	
UL017	-11656.234	12011.673	-15103.877	-10820.380	
UL018	-11991.184	12297.710	-12175.893	-8319.966	
UL019	-11991.184	12297.710	-12175.893	-8319.966	
UL020	-9931.864	10539.110	-14361.785	-10186.655	
UL021	-9931.864	10539.110	-14361.785	-10186.655	
UL022	-9523.776	8129.048	-7739.840	-6597.334	
UL023	-14634.354	12492.139	-13196.162	-11253.195	
UL024	-14982.702	12789.618	-10151.058	-8652.764	
UL025	-12841.009	10960.674	-12424.386	-10594.121	
UL026	-7858.051	9754.858	-12858.288	-7916.800	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-212.082	13411.335	-244.374	-12630.657
UL002	-212.082	13903.320	-244.374	-8329.945
UL003	-212.082	10878.528	-244.374	-11540.650
UL004	3655.938	10228.712	-4112.394	-8203.871
UL005	2299.788	12153.089	-2756.244	-10880.532
UL006	2299.788	12450.568	-2756.244	-8280.102
UL007	2299.788	10621.624	-2756.244	-10221.458
UL008	-212.082	12153.089	-244.374	-10880.532
UL009	-212.082	12153.089	-244.374	-10880.532
UL010	-212.082	12450.568	-244.374	-8280.102
UL011	-212.082	12450.568	-244.374	-8280.102
UL012	-212.082	10621.624	-244.374	-10221.458
UL013	-212.082	10621.624	-244.374	-10221.458
UL014	3515.325	9835.300	-3954.225	-7888.338
UL015	3515.325	9835.300	-3954.225	-7888.338
UL016	2211.335	11685.663	-2650.235	-10462.050
UL017	2211.335	11685.663	-2650.235	-10462.050
UL018	2211.335	11971.700	-2650.235	-7961.636
UL019	2211.335	11971.700	-2650.235	-7961.636
UL020	2211.335	10213.100	-2650.235	-9828.325
UL021	2211.335	10213.100	-2650.235	-9828.325
UL022	-163.140	7868.240	-187.980	-6310.670
UL023	-212.082	12153.089	-244.374	-10880.532
UL024	-212.082	12450.568	-244.374	-8280.102
UL025	-212.082	10621.624	-244.374	-10221.458
UL026	3374.712	9441.888	-3796.056	-7572.804

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 4)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

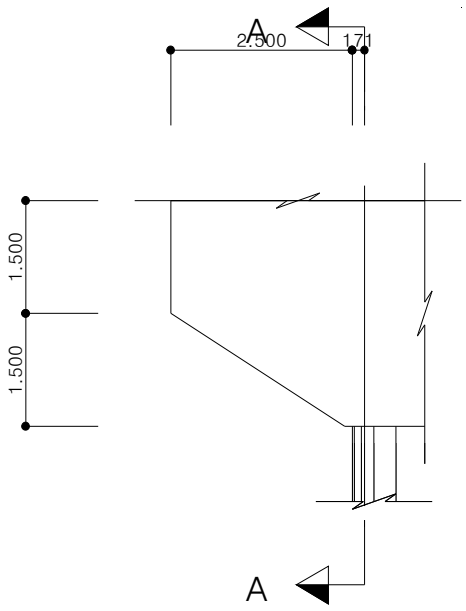
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 3.000^2 / 4 = 7.069\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{7.069} = 2.658\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 14242.370 kN - "ULO-02"

Mu = 16683.875 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 16683.875 / 14242.370 = 1.171 m

d = 3.000 - 0.150 = 2.850 m

a/d = 1.171 / 2.850 = 0.411 ≤ 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)
3200.0	3000.0	2850.0	100.0	2437.2	14242.4

a = 1171.425 mm, d = 2850.000 mm

a / d (= 0.411) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2437.234 mm ≥ 0.5 x 2850.000 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 14242.370 kN

Nuc = 0.20 x 14242.370 = 2848.474 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 16683.875 + 2848.474 x (3.000 - 2.850)

= 17111.146 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 3200.000 x 2850.000 = 49248.000 kN

≤ 5.6 x 3200.000 x 2850.000 = 51072.000 kN

ΦVn_max = 0.80 x 49248.000 = 39398.400 kN ≥ Vu (=14242.370 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)

= 14242370.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 31791.004 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 16683.875 + 2848.474 x (3.000 - 2.850) = 17111.146 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 19133.919 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 14242.370 = 2848.474 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 8901.481 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 30095.484 ㎟

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 3200.000 x 2850.000

= 24624.000 ㎟

Use As = 39710.000 ㎟ (철근도심 150.00 ㎜)

1단 : H32-13.0EA + H32-12.0EA , d1 = 100.00 ㎜

2단 : H32-13.0EA + H32-12.0EA , d2 = 200.00 ㎜

Use As ≥ 30095.484 ㎟ , 24624.000 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (30095.484 - 8901.481)

= 10597.001 ㎟

사용철근량 (1단) : H29 - 6.0 EA = 3854.400 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2850.00 = 1900.00 ㎜구간에 9.0 단 설치

▶ 사용철근량(9.0단) : H29 - 54.00 EA = 34689.600 ㎟ ≥ 10597.001 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.2 < 2d(=5.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.586 m (< d = 2.900 m) L 위험단면 위치

- Vu = 14068.825 kN - "UL0-02

부재번호 : 2 (I단 : 절점2, J단 : 절점3) 부재길이(L) : 0.900 m

Vui = 13903.320 kN (I단), Vuj = 14157.818 kN (J단)

검토위치(Lc) = 2.085 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 13903.320 + (14157.818 - 13903.320)/0.900 x (2.085 - 1.500)

= 14068.825 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	2342.85	2850.00	14068.83	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 3200.00 x 2850.00

= 31592.607 kN ≥ Vu(= 14068.825 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 3200.00 x 2850.00 = 6318.521 kN

< Vu (= 14068.825 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 20644.345 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (20644.345 + 7898.152)

= 22833.997 kN ≥ Vu(= 14068.825 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.500 x 2.671 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 49.360 kN

w2 = 1.500 x (2.671-0.271) / 2 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 22.176 kN

w3 = 1.500 x (2.671-2.400) x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 5.008 kN

Vc = 49.360 + 22.176 + 5.008 = 76.544 kN

Mc = 49.360 x 1.335 + 22.176 x 1.071 + 5.008 x 0.136 = 90.349 kN.m

Vu = 908.070 + 76.544(Vc)

= 984.614 kN

Mu = 908.070 x 1.171 + 90.349(Mc)

= 1153.699 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)
3000.00	3200.00	3100.00	100.00	1153.70	984.61

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10733.800 x 400.00 = 4293520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 62.360 mm, c = 62.360 / β1 = 62.360 / 0.85 = 73.365 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3100.00 - 73.365) / 73.365 = 0.12376

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1095.717 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10733.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 9.796]

1단 : H29 - 13.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 10733.8 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 = 0.00115

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) = 62.360 mm

ΦMn = 0.85 x 10733.800 x 400 x (3100.00 - a/2) = 11199.633 kN.m

≥ Mu (= 1153.699 kN.m) ∴ O.K [안전률 9.708]

* 전단에 대한 검토 (d = 3100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 3100.00 = 6443.229 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 984.614 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11525.155 x 1000000 / [39710.000 x (2850.000 - 622.133/3)]
= 109.828 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x39710.000/3200.0 + 7x39710.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x2850.0/(7x39710.000)]
= 622.133 mm

사용철근량 = 39710.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)
2단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 109.83) - 2.5 x 84.00 = 507.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 109.83) = 573.63 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 507.03 mm 를 적용
S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 507.03 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1153.699 x 1000000 / [10733.800 x (3100.000 - 369.808/3)]
= 36.108 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10733.800/3000.0 + 7x10733.800/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x3100.0/(7x10733.800)]
= 369.808 mm

사용철근량 = 10733.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 13.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 10733.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 36.11) - 2.5 x 84.00 = 1970.98 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 36.11) = 1744.78 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1744.78 mm 를 적용
S = 3000.00 / 16.0 EA = 187.50 ≤ Sa (= 1744.78 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 6)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

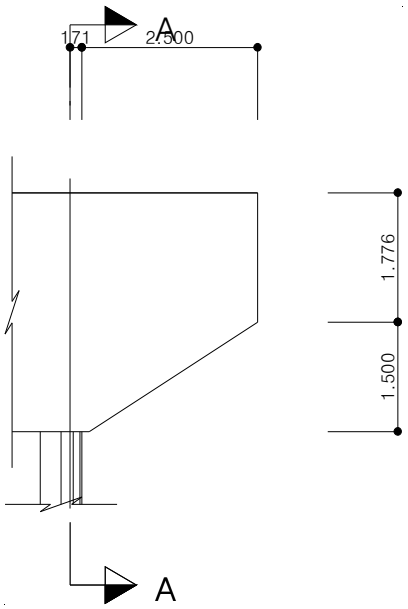
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 3.000^2 / 4 = 7.069\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{7.069} = 2.658\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 13003.319 kN - "ULO-01, ULO-05"

Mu = 15708.032 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 15708.032 / 13003.319 = 1.208 m

d = 3.000 - 0.150 = 2.850 m

a/d = 1.208 / 2.850 = 0.424 ≤ 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)
3200.0	3000.0	2850.0	100.0	2690.4	13003.3

a = 1208.002 mm, d = 2850.000 mm

a / d (= 0.424) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2690.374 mm ≥ 0.5 x 2850.000 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 13003.319 kN

Nuc = 0.20 x 13003.319 = 2600.664 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 15708.032 + 2600.664 x (3.000 - 2.850)

= 16098.132 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 3200.000 x 2850.000 = 49248.000 kN

≤ 5.6 x 3200.000 x 2850.000 = 51072.000 kN

ΦVn_max = 0.80 x 49248.000 = 39398.400 kN ≥ Vu (=13003.319 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)

= 13003319.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 29025.266 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 15708.032 + 2600.664 x (3.000 - 2.850) = 16098.132 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 17979.665 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 13003.319 = 2600.664 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 8127.074 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 27477.251 ㎟

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 3200.000 x 2850.000

= 24624.000 ㎟

Use As = 39710.000 ㎟ (철근도심 150.00 ㎜)

1단 : H32-13.0EA + H32-12.0EA , d1 = 100.00 ㎜

2단 : H32-13.0EA + H32-12.0EA , d2 = 200.00 ㎜

Use As ≥ 27477.251 ㎟ , 24624.000 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (27477.251 - 8127.074)

= 9675.089 ㎟

사용철근량 (1단) : H29 - 6.0 EA = 3854.400 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2850.00 = 1900.00 ㎜구간에 9.0 단 설치

▶ 사용철근량(9.0단) : H29 - 54.00 EA = 34689.600 ㎟ ≥ 9675.089 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.2 < 2d(=5.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.604 m (< d = 2.900 m) L 위험단면 위치
- Vu = 12807.266 kN - "UL0-01

부재번호 : 7 (I단 : 절점7, J단 : 절점8) 부재길이(L) : 0.900 m

Vui = -12910.989 kN (I단), Vuj = -12630.657 kN (J단)

검토위치(Lc) = 5.933 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -12910.989 + (-12630.657 - -12910.989)/0.900 x (5.933 - 5.600)

= -12807.266 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	2416.00	2850.00	12807.27	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 3200.00 x 2850.00

= 31592.607 kN ≥ Vu(= 12807.266 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 3200.00 x 2850.00 = 6318.521 kN

< Vu (= 12807.266 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 20625.669 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (20625.669 + 7898.152)

= 22819.057 kN ≥ Vu(= 12807.266 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.500 x 2.671 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 49.360 kN

w2 = 1.500 x (2.671-0.271) / 2 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 22.176 kN

w3 = 1.500 x (2.671-2.400) x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 5.008 kN

Vc = 49.360 + 22.176 + 5.008 = 76.544 kN

Mc = 49.360 x 1.335 + 22.176 x 1.071 + 5.008 x 0.136 = 90.349 kN.m

Vu = 719.330 + 76.544(Vc)

= 795.874 kN

Mu = 719.330 x 1.171 + 90.349(Mc)

= 932.685 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)
3000.00	3200.00	3100.00	100.00	932.69	795.87

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10733.800 x 400.00 = 4293520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 62.360 mm, c = 62.360 / β1 = 62.360 / 0.85 = 73.365 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3100.00 - 73.365) / 73.365 = 0.12376

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 885.635 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10733.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 12.120]

1단 : H29 - 13.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 10733.8 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 = 0.00115

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) = 62.360 mm

ΦMn = 0.85 x 10733.800 x 400 x (3100.00 - a/2) = 11199.633 kN.m

≥ Mu (= 932.685 kN.m) ∴ O.K [안전률 12.008]

* 전단에 대한 검토 (d = 3100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 3100.00 = 6443.229 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 795.874 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 12083.102 x 1000000 / [39710.000 x (2850.000 - 622.133/3)]
= 115.145 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x39710.000/3200.0 + 7x39710.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x2850.0/(7x39710.000)]
= 622.133 mm

사용철근량 = 39710.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)
2단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 115.14) - 2.5 x 84.00 = 473.92 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 115.14) = 547.14 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 473.92 mm 를 적용
S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 473.92 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 932.685 x 1000000 / [10733.800 x (3100.000 - 369.808/3)]
= 29.191 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10733.800/3000.0 + 7x10733.800/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x3100.0/(7x10733.800)]
= 369.808 mm

사용철근량 = 10733.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 13.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 10733.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 29.19) - 2.5 x 84.00 = 2487.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 29.19) = 2158.23 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2158.23 mm 를 적용
S = 3000.00 / 16.0 EA = 187.50 ≤ Sa (= 2158.23 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-02(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.015 (212.08/13903.32) < 2d(=4.675) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	2342.85	2287.50	13903.32	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3200.00 x 2287.50

= 25357.224 kN ≥ Vu(= 13903.320 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 3200.00 x 2287.50 = 5071.445 kN

< Vu (= 13903.320 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 16451.751 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (16451.751 + 6339.306)

= 18232.846 kN ≥ Vu(= 13903.320 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1769.068 x 1000000 / [39710.000 x (2287.500 - 549.496/3)]
= 21.170 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x39710.000/3200.0 + 7x39710.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x2287.5/(7x39710.000)]
= 549.496 mm

사용철근량 = 39710.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)
2단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 21.17) - 2.5 x 84.00 = 3509.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 21.17) = 2975.85 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2975.85 mm 를 적용
S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 2975.85 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침2) : UL0-01(절점 8)

: 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 = 0.019 (244.37/12630.66) < 2d(=5.227) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	2416.00	2287.50	12630.66	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3200.00 x 2287.50

= 25357.224 kN ≥ Vu(= 12630.657 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3200.00 x 2287.50 = 5071.445 kN

< Vu (= 12630.657 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 16433.076 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (16433.076 + 6339.306)

= 18217.905 kN ≥ Vu(= 12630.657 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2120.188 x 1000000 / [39710.000 x (2287.500 - 549.496/3)]

= 25.372 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x39710.000/3200.0 + 7x39710.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x2287.5/(7x39710.000)]

= 549.496 mm

사용철근량 = 39710.0 mm² (철근도심 : 426.0 mm)

1단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)

2단 : H32 - 25.0 EA (= 19855.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 376.00 - 32/2 = 360.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 25.37) - 2.5 x 360.00 = 2203.78 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 25.37) = 2483.02 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2203.78 mm 를 적용

S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 2203.78 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	-23170.511	-30779.920	-1829.706	-1829.706	0.000	-0.00152	축력최대
UL004	-23170.511	-23170.511	7527.995	32100.969	-2170.418	0.01921	모멘트최대
UL022	-17823.470	-17823.470	3223.315	20065.615	1811.000	0.02794	탄성설계
UL022	-17823.470	-17823.470	-1458.952	4155.148	1811.000	0.02794	소성설계
UE026	-16041.123	-16041.123	8088.944	30771.690	-2003.463	0.01868	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	0.013	0.060	O.K	109835.241	30779.920	1829.706	3.568	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	41503.089	23170.511	32589.816	1.791	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	67898.309	17823.470	20475.117	3.809	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	29981.449	16041.123	31113.943	1.869	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	30779.92	1829.706	59.4

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 30779.920 x -0.00152 / (0.000 x 13.750)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.500 / 0.750

= 40.600 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.500 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x -1829.706

= -1829.706 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x -1829.706

= -1829.706 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 89936.00 mm² , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d2 = 129.000 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)} = 2039485.820 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉲ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 59.445 mm)

㉳ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3457.65 mm, a = k1 x c = 2939.01 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 7034445.005 = 161440.513 kN

∑Csi = 24099.432 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 161440.513 + 24099.432 - 0.000 = 185539.945 kN

Mn = Cc x 1476.764 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11029.058 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=59.443)| = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉴ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 3457.654 mm, a = k1 x c = 2939.006 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3457.65) / 3457.65 = -0.00048

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉵ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN < Pn = 185539.945 kN

ΦPn = 0.70 x 156907.488 = 109835.241 kN ≥ Pu = 30779.920 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.059 = 6529.133 kN.m ≥ Mu = 1829.706 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	23170.511	32589.816	1406.5

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 23170.511 x 0.01921 / (-2170.418 x 13.750)

= 0.015

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.500 / 0.750

= 40.600 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.500 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.015)

= 1.015 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.015 x 7527.995

= 7642.635 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.015 x 32100.969

= 32589.816 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 89936.00 ㎟ , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d2 = 129.000 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)} = 1535284.323 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1406.521 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1354.63 mm, a = k1 x c = 1151.43 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2498168.005 = 57332.956 kN

∑Csi = 11866.780 kN, ∑Tsi = 15378.039 kN

Pn = 57332.956 + 11866.780 - 15378.039 = 53821.697 kN

Mn = Cc x 1404.473 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 75701.196 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1406.518)| = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1354.626 mm, a = k1 x c = 1151.432 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1354.63) / 1354.63 = 0.00342

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.77 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0034-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.771

㉴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 53821.697 kN

ΦPn = 0.77 x 53821.697 = 41503.089 kN ≥ Pu = 23170.511 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.407 = 58374.977 kN.m ≥ Mu = 32589.816 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	17823.47	20475.117	1148.8

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 17823.470 x 0.02794 / (1811.000 x 13.750)

= 0.020

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.500 / 0.750

= 40.600 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.500 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.020)

= 1.020 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.020 x 3223.315

= 3289.097 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.020 x 20065.615

= 20475.117 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 89936.00 ㎟ , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d2 = 129.000 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)} = 1180987.941 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1148.773 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1541.26 mm, a = k1 x c = 1310.07 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2966138.860 = 68072.887 kN

∑Csi = 12944.567 kN, ∑Tsi = 13119.145 kN

Pn = 68072.887 + 12944.567 - 13119.145 = 67898.309 kN

Mn = Cc x 1395.486 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77999.962 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1148.776)| = 0.0034 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 67898.309 kN

ΦPn = 1.00 x 67898.309 = 67898.309 kN ≥ Pu = 17823.470 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.149 = 77999.730 kN.m ≥ Mu = 20475.117 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UE026)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	16041.123	31113.943	1939.6

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 16041.123 x 0.01868 / (-2003.463 x 13.750)

= 0.011

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.500 / 0.750

= 40.600 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.500 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.011)

= 1.011 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.011 x 8088.944

= 8178.912 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.011 x 30771.690

= 31113.943 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 89936.00 ㎟ , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d2 = 129.000 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)} = 1062889.147 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1939.636 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1103.68 mm, a = k1 x c = 938.13 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1889033.646 = 43353.322 kN

∑Csi = 10388.477 kN, ∑Tsi = 18224.489 kN

Pn = 43353.322 + 10388.477 - 18224.489 = 35517.310 kN

Mn = Cc x 1418.530 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 68890.350 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1939.627)| = 0.0088 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1103.679 mm, a = k1 x c = 938.127 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1103.68) / 1103.68 = 0.00488

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.84 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0049-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.844

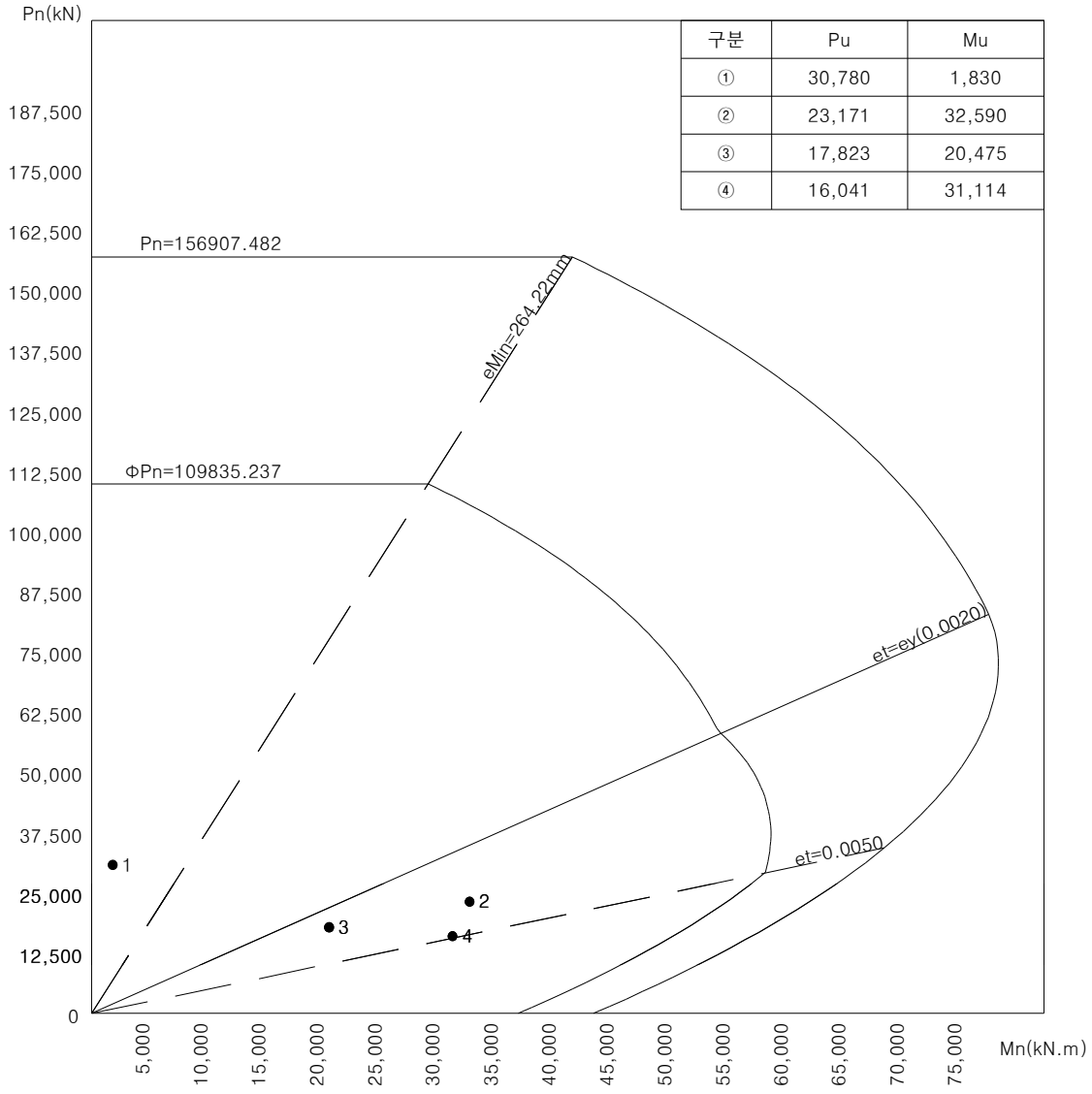
㉴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 35517.310 kN

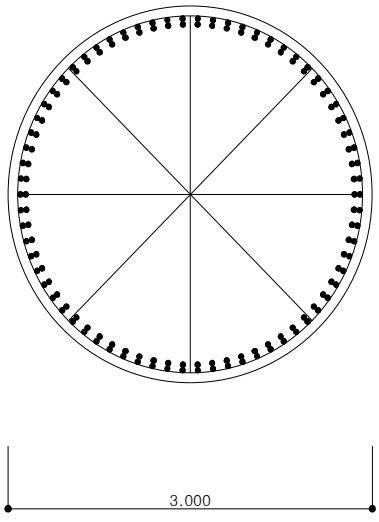
ΦPn = 0.84 x 35517.310 = 29981.449 kN ≥ Pu = 16041.123 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.940 = 58153.105 kN.m ≥ Mu = 31113.943 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	30,780	1,830
②	23,171	32,590
③	17,823	20,475
④	16,041	31,114



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2885.348 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 89936.000 mm²
Puse = 0.01272
1단 : H29-70Ea
2단 : H29-70Ea

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	-23170.511	-30779.920	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB14	-22279.338	-22279.338	-6820.896	-29935.621	2042.320	0.01785	모멘트최대
ULB22	-17823.470	-17823.470	5558.700	24698.700	2093.300	0.03100	탄성설계
ULB22	-17823.470	-17823.470	1852.900	8232.900	2093.300	0.03100	소성설계
UEB14	-16932.297	-16932.297	-6820.896	-29935.621	2042.320	0.01785	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	0.013	0.060	O.K	109835.241	30779.920	0.000	3.568	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	42762.854	22279.338	30360.670	1.919	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	53539.600	17823.470	25177.064	3.004	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	32664.435	16932.297	30268.575	1.929	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, ULB01)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	30779.92	0	0

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 89936.00 mm² , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d2 = 129.000 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)} = 2039485.820 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 0.000 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 10820.06 mm, a = k1 x c = 9197.05 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 7069357.930 = 162241.764 kN

∑Csi = 33910.369 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 162241.764 + 33910.369 - 0.000 = 196152.133 kN

Mn = Cc x 4598.524 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = -0.000 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=-0.000)| = 0.0000 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 10820.056 mm, a = k1 x c = 9197.048 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-10820.06) / 10820.06 = -0.00220

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN < Pn = 196152.133 kN

ΦPn = 0.70 x 156907.488 = 109835.241 kN ≥ Pu = 30779.920 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.000 = 0.000 kN.m ≥ Mu = 0.000 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, ULB14)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	22279.338	30360.67	1362.7

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22279.338 x 0.01785 / (2042.320 x 13.750)

= 0.014

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.500 / 0.750

= 40.600 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.500 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.014)

= 1.014 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.014 x -6820.896

= -6917.744 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.014 x -29935.621

= -30360.670 kN.m

㈐ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 89936.00 ㎟ , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d2 = 129.000 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)} = 1476234.959 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㈑ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1362.728 mm)

㈒ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1382.94 mm, a = k1 x c = 1175.50 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2568532.216 = 58947.814 kN

∑Csi = 12034.547 kN, ∑Tsi = 15050.094 kN

Pn = 58947.814 + 12034.547 - 15050.094 = 55932.267 kN

Mn = Cc x 1403.024 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 76220.528 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1362.729)| = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈓ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1382.941 mm, a = k1 x c = 1175.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1382.94) / 1382.94 = 0.00329

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.76 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0033-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.765

㈔ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 55932.267 kN

ΦPn = 0.76 x 55932.267 = 42762.854 kN ≥ Pu = 22279.338 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.363 = 58274.124 kN.m ≥ Mu = 30360.670 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, ULB22)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	17823.47	25177.064	1412.6

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 17823.470 x 0.03100 / (2093.300 x 13.750)

= 0.019

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.500 / 0.750

= 40.600 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.500 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.019)

= 1.019 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.019 x 5558.700

= 5666.361 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.019 x 24698.700

= 25177.064 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 89936.00 ㎟ , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d2 = 129.000 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)} = 1180987.941 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1412.579 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1350.86 mm, a = k1 x c = 1148.23 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2488820.228 = 57118.424 kN

∑Csi = 11844.998 kN, ∑Tsi = 15423.822 kN

Pn = 57118.424 + 11844.998 - 15423.822 = 53539.600 kN

Mn = Cc x 1404.669 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 75629.361 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1412.587)| = 0.0081 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 53539.600 kN

ΦPn = 1.00 x 53539.600 = 53539.600 kN ≥ Pu = 17823.470 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.413 = 75628.928 kN.m ≥ Mu = 25177.064 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UEB14)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	16932.297	30268.575	1787.6

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 16932.297 x 0.01785 / (2042.320 x 13.750)

= 0.011

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.500 / 0.750

= 40.600 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.500 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.011)

= 1.011 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.011 x -6820.896

= -6896.760 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.011 x -29935.621

= -30268.575 kN.m

㈐ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 89936.00 ㎟ , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 ㎟), d2 = 129.000 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)} = 1121938.577 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㈑ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1787.624 mm)

㈒ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1159.93 mm, a = k1 x c = 985.94 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2022929.689 = 46426.236 kN

∑Csi = 10757.716 kN, ∑Tsi = 17591.777 kN

Pn = 46426.236 + 10757.716 - 17591.777 = 39592.176 kN

Mn = Cc x 1415.199 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 70776.218 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1787.631)| = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈓ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1159.930 mm, a = k1 x c = 985.941 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1159.93) / 1159.93 = 0.00450

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.83 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0045-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.825

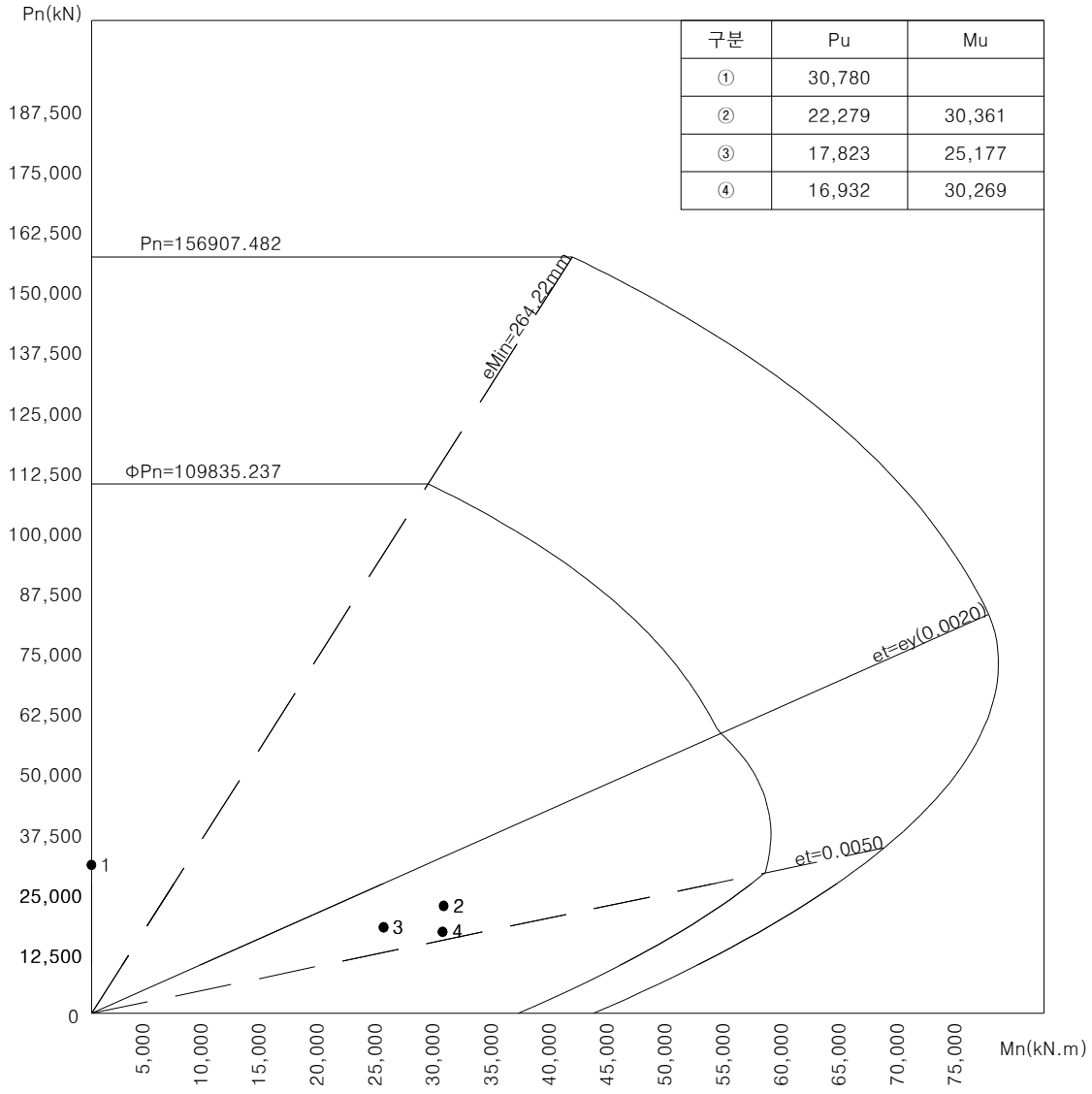
㈔ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 39592.176 kN

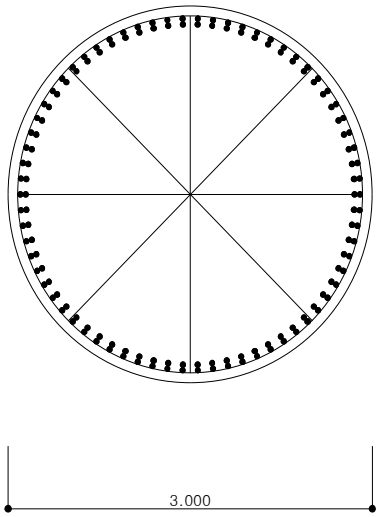
ΦPn = 0.83 x 39592.176 = 32664.435 kN ≥ Pu = 16932.297 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.788 = 58391.717 kN.m ≥ Mu = 30268.575 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	30,780	
②	22,279	30,361
③	17,823	25,177
④	16,932	30,269



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2885.348 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 89936.000 mm²
Puse = 0.01272
1단 : H29-70Ea
2단 : H29-70Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-30779.920	0.000	-1829.706	1829.706	축력최대
UL14	-22279.338	-30360.670	31304.581	43609.026	모멘트최대
UL22	-17823.470	13395.000	20065.615	24125.815	탄성설계
UL22	-17823.470	4465.000	4155.148	6099.302	소성설계
UE14	-16932.297	-30268.575	32362.328	44311.476	편심최대
UL04	-23170.511	-1554.068	32589.816	32626.849	모멘트최대
UE26	-16041.123	-1430.194	31113.943	31146.796	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 13127.100 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 13127.100 x 1.020 = 13395.000 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=13127.100) : [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	109835.241	30779.920	1829.706	3.568	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	29693.014	22279.338	43609.026	1.333	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	56384.668	17823.470	24125.815	3.164	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	20220.787	16932.297	44311.476	1.194	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	41457.959	23170.511	32626.849	1.789	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	29947.733	16041.123	31146.796	1.867	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

【 원형기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	30779.92	1829.706	59.4

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 89936.00 mm² , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d2 = 129.000 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)} = 2039485.820 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 59.445 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3457.65 mm, a = k1 x c = 2939.01 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 7034445.005 = 161440.513 kN

∑Csi = 24099.432 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 161440.513 + 24099.432 - 0.000 = 185539.945 kN

Mn = Cc x 1476.764 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11029.058 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=59.443)| = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 3457.654 mm, a = k1 x c = 2939.006 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3457.65) / 3457.65 = -0.00048

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN < Pn = 185539.945 kN

ΦPn = 0.70 x 156907.488 = 109835.241 kN ≥ Pu = 30779.920 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.059 = 6529.133 kN.m ≥ Mu = 1829.706 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, UL014)

【 원형기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=-45.877도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	22279.338	43609.026	1957.4

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 89936.00 mm² , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d2 = 129.000 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)} = 1476234.959 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1957.375 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1097.63 mm, a = k1 x c = 932.99 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1874747.030 = 43025.444 kN

∑Csi = 10350.840 kN, ∑Tsi = 18290.914 kN

Pn = 43025.444 + 10350.840 - 18290.914 = 35085.370 kN

Mn = Cc x 1418.894 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 68675.232 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1957.375)| = 0.0002 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1097.632 mm, a = k1 x c = 932.988 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1097.63) / 1097.63 = 0.00493

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0049-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.846

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 35085.370 kN

ΦPn = 0.85 x 35085.370 = 29693.014 kN ≥ Pu = 22279.338 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.957 = 58120.371 kN.m ≥ Mu = 43609.026 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

【 원형기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=56.275도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	17823.47	24125.815	1353.6

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 89936.00 mm² , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d2 = 129.000 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)} = 1180987.941 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1353.598 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1388.97 mm, a = k1 x c = 1180.62 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2583541.502 = 59292.277 kN

∑Csi = 12074.373 kN, ∑Tsi = 14981.982 kN

Pn = 59292.277 + 12074.373 - 14981.982 = 56384.668 kN

Mn = Cc x 1402.719 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 76322.354 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1353.601)| = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 56384.668 kN

ΦPn = 1.00 x 56384.668 = 56384.668 kN ≥ Pu = 17823.470 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.354 = 76322.178 kN.m ≥ Mu = 24125.815 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UE014)

【 원형기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=-46.915도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	16932.297	44311.476	2617

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 89936.00 mm² , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d2 = 129.000 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)} = 1121938.577 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 2616.980 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 937.80 mm, a = k1 x c = 797.13 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1505657.086 = 34554.830 kN

∑Csi = 9311.747 kN, ∑Tsi = 20077.416 kN

Pn = 34554.830 + 9311.747 - 20077.416 = 23789.161 kN

Mn = Cc x 1428.905 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 62255.699 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2616.977)| = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 937.797 mm, a = k1 x c = 797.128 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-937.80) / 937.80 = 0.00628

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 23789.161 kN

ΦPn = 0.85 x 23789.161 = 20220.787 kN ≥ Pu = 16932.297 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.617 = 52917.387 kN.m ≥ Mu = 44311.476 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

【 원형기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-87.270도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	23170.511	32626.849	1408.1

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 89936.00 mm² , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d2 = 129.000 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)} = 1535284.323 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1408.120 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1353.62 mm, a = k1 x c = 1150.58 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2495677.057 = 57275.788 kN

∑Csi = 11860.989 kN, ∑Tsi = 15390.212 kN

Pn = 57275.788 + 11860.989 - 15390.212 = 53746.565 kN

Mn = Cc x 1404.525 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 75682.119 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1408.129)| = 0.0099 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1353.621 mm, a = k1 x c = 1150.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1353.62) / 1353.62 = 0.00343

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.77 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0034-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.771

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 53746.565 kN

ΦPn = 0.77 x 53746.565 = 41457.959 kN ≥ Pu = 23170.511 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.408 = 58377.761 kN.m ≥ Mu = 32626.849 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 9, UE026)

【 원형기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=-87.368도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,885	16041.123	31146.796	1941.7

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 89936.00 mm² , Puse = 0.01272

- 1단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 70EA (As=44968.000 mm²), d2 = 129.000 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)} = 1062889.147 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1731.21 mm, ab = k1 x cb = 1471.53 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 13994.532 kN, ∑Tsi = 10325.363 kN

Pb = 79154.841 + 13994.532 - 10325.363 = 82824.010 kN

Mb = Cc x 1387.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 77331.356 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 933.683 mm, e = Mu/Pu = 1941.684 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1102.97 mm, a = k1 x c = 937.53 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1887358.452 = 43314.876 kN

∑Csi = 10384.088 kN, ∑Tsi = 18232.235 kN

Pn = 43314.876 + 10384.088 - 18232.235 = 35466.730 kN

Mn = Cc x 1418.573 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 68865.233 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1941.685)| = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1102.971 mm, a = k1 x c = 937.525 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1102.97) / 1102.97 = 0.00489

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.84 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0049-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.844

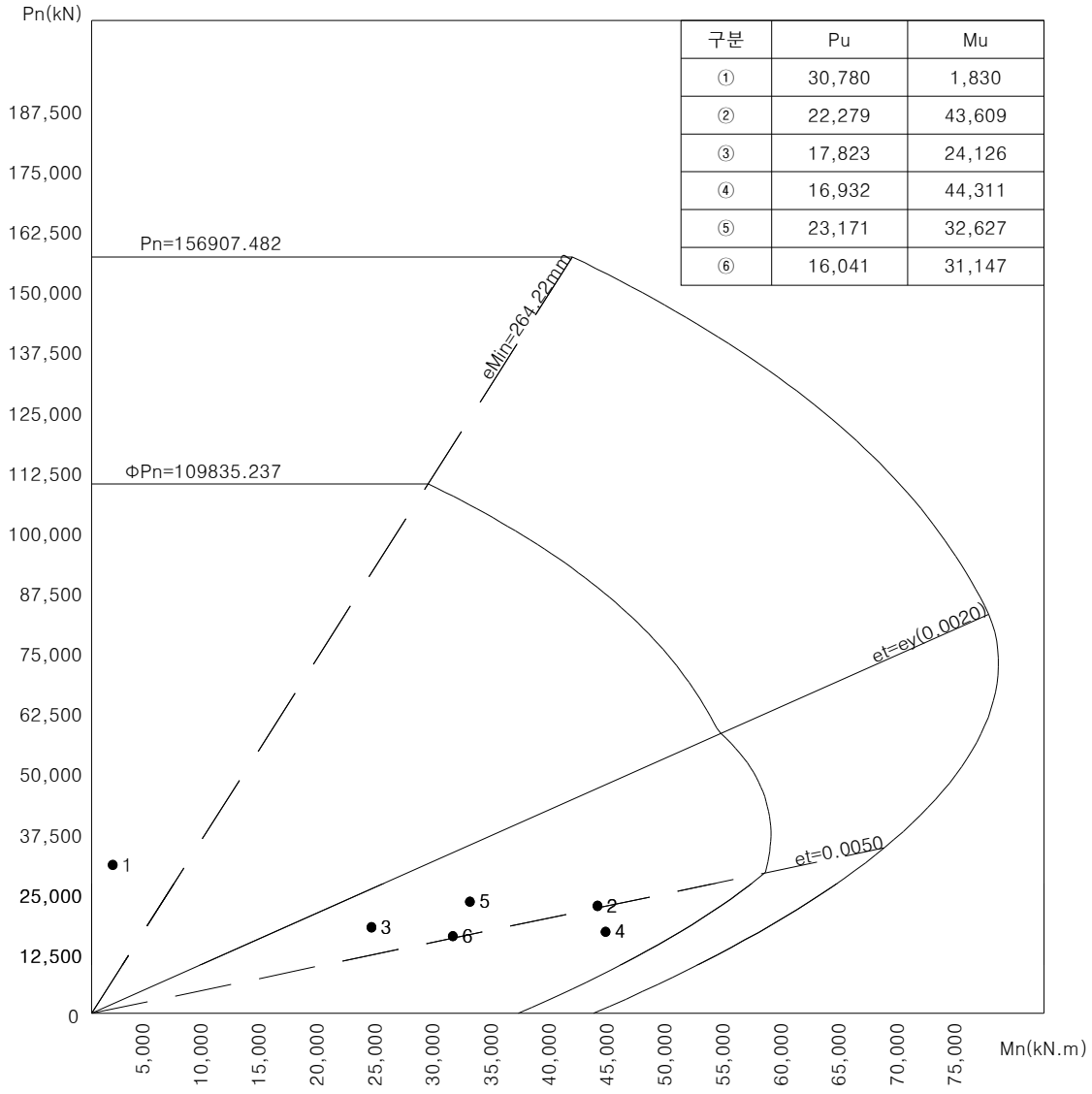
㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 156907.488 kN ≥ Pn = 35466.730 kN

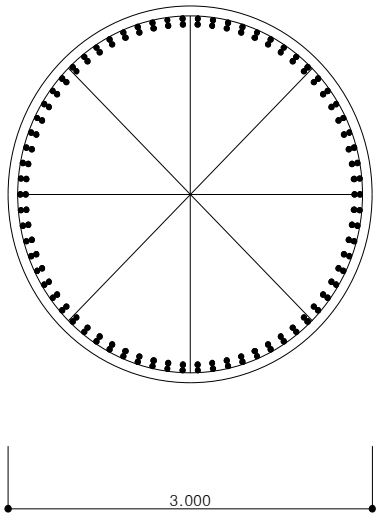
ΦPn = 0.84 x 35466.730 = 29947.733 kN ≥ Pu = 16041.123 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.942 = 58149.042 kN.m ≥ Mu = 31146.796 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	30,780	1,830
②	22,279	43,609
③	17,823	24,126
④	16,932	44,311
⑤	23,171	32,627
⑥	16,041	31,147



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2885.348 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

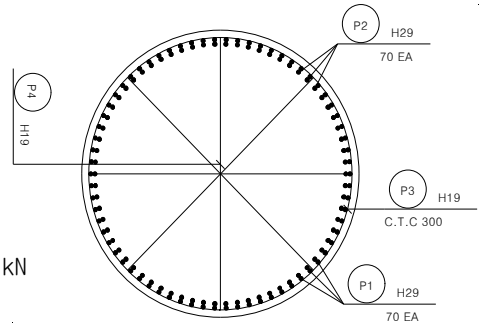
▣ 사용 철근

Ast = 89936.000 mm²
Puse = 0.01272
1단 : H29-70Ea
2단 : H29-70Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V = 0.000 kN
교축직각방향	V = 2170.418 kN
합성전단력	V = 2170.418 kN
축방향력	P = 23170.511 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 2170.418 / 0.80 = 2713.023 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 114.652 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 865.928 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 865.928

= 2365.928 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 23170.511 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0
x 3000.000 x 2365.928

= 7586.087 kN

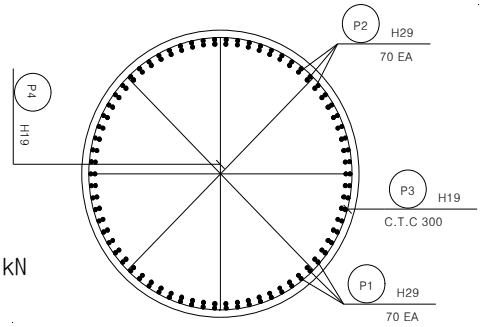
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 3793.044 kN ≥ Vn ≤ Vc = 7586.087 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V = 2093.300 kN
교축직각방향	V = 938.500 kN
합성전단력	V = 2294.055 kN
축방향력	P = 17823.470 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 2294.055 / 1.00 = 2294.055 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 114.652 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 865.928 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 865.928

= 2365.928 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 17823.470 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0
x 3000.000 x 2365.928

= 7253.958 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 3626.979 kN ≥ Vn ≤ Vc = 7253.958 ∴ 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 = 3000.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 11500.0 / 6 = 1916.7 ㎜
∴ 3000.0 ㎜ = 3.000 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 = 3000.0 / 4 = 750.0 ㎜
- 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 = 1500.0 ㎜
∴ 1500.0 ㎜ = 1.500 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 3000.0 / 4 = 750.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 750.0 ㎜ = 0.750 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	21362.730	966.026	14586.888	26907.430	119738.064	17291.761	축력최대
SV004	17823.470	1669.552	24693.053	23368.170	103988.357	29367.799	모멘트최대
SV026	17823.470	1669.552	24693.053	23368.170	103988.357	29367.799	편심최대
SV022	17823.470	1811.000	20065.615	23368.170	103988.357	25136.415	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.900 x 8.900 x 2.800 x 25.000 = 5544.700 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.900 m

My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.800 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. [도.설(2008) 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	119738.064	17291.761	26907.430	6.925	0.643	1.483	O.K
SV004	103988.357	29367.799	23368.170	3.541	1.257	1.483	O.K
SV026	103988.357	29367.799	23368.170	3.541	1.257	1.483	O.K
SV022	103988.357	25136.415	23368.170	4.137	1.076	2.967	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.900m), 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. [도.설(2008) 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	26907.430	16144.458	966.026	16.712	1.500	O.K
SV004	23368.170	14020.902	1669.552	8.398	1.500	O.K
SV026	23368.170	14020.902	1669.552	8.398	1.500	O.K
SV022	23368.170	14020.902	1811.000	7.742	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. [도.설(2008) 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
SV005	26907.430	102446.302	0.643	486.868	192.527	O.K
SV004	23368.170	74620.558	1.257	544.965	45.066	O.K
SV026	23368.170	74620.558	1.257	544.965	45.066	O.K
SV022	23368.170	78851.942	1.076	508.952	81.079	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.900m), 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, SV004, SV026, SV022

※ 허용지지력은 ⑤에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

⑤ 지반의 허용연직지지력 산정 : Hansen식 사용

Qu = A' [c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br]

ϕ=0 일때, Qu = A' [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력(kN/m³)

A : 유효재하면적(m²)

q : 상재하중(kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), B' = B - 2eB

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수

Sc,Sq,Sr,Sc' : 기초의 형상계수

dc,dq,dr,dc' : 기초의 근입깊이계수

ic,iq,ir,ic' : 하중의 경사계수

gc,gq,gr,gc' : 지반계수

bc,bq,br,bc' : 기초저면 경사계수

註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.

si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

C = 0.000 kN/m² r1 = 20.000 kN/m³ r2 = 20.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 8.900 m q = 20.000 kN/m²

Φ = 15 + √15N = 42.386 , N = 50

Nq = exp(πtanΦ) tan² (45+Φ/2) = 90.360

Nc = (Nq-1) cotΦ = 97.909, 단 Φ=0 일때 Nc=5.14

Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ = 122.336

sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.923

sc' = 0.2 B/L = 0.200

sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.913

sr = 1 - 0.4 B/L = 1.000

dc = 1 + 0.4k = 1.045 , D/B>1 : k=tan-1(D/B) , D/B≤1 : k=D/B (rad)

dc' = 0.4k = 0.045

dq = 1 + 2tanΦ(1-sinΦ)² k = 1.022

dr = 1.000

gc = 1 - β/147 = 1.000

gc' = β/147 = 0.000

gq = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

gr = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

구 분	eB	B'	A'	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
SV005	0.643	7.615	67.771	618152.747	3040.398	3.000
SV004	1.257	6.387	56.840	467205.835	2739.891	3.000
SV026	1.257	6.387	56.840	467205.835	2739.891	3.000
SV022	1.076	6.749	60.063	509665.035	4242.747	2.000

註) Qa = Qu/A'/SF, 『도로교 표준시방서, 1996년』p622 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도.설(2008) 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)

= 466666.667 x (√(8.900 x 8.900) / 0.3)$^{-3/4}$ = 36711.761 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{30}\right)^{\frac{-3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 140000.000 = 466666.667 kN/

L : 확대기초의 길이 (= 8.900 m)

B : 확대기초의 폭 (= 8.900 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.800 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

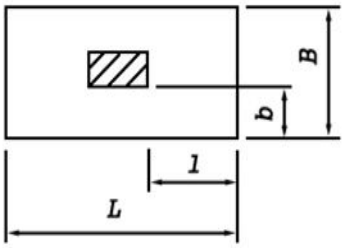
β = $\sqrt[4]{\{(3 \times 36711.761) / (27804000.000 \times 2.800^3)\}}$ = 0.116 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.950,2.950) = 2.950

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 4.450

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 4.450



βλ = 0.116 x 2.950 = 0.342 ≤ 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	30779.920	0.000	-1829.706	37988.030	169046.734	1829.706	축력최대
UE004	17823.470	2170.418	33240.995	23368.170	103988.357	39318.165	모멘트최대
UE026	16041.123	2003.463	30771.690	21031.353	93589.521	36381.386	편심최대
UL022	17823.470	1811.000	20065.615	23368.170	103988.357	25136.415	지진시
SV005	21362.730	966.026	14586.888	26907.430	119738.064	17291.761	축력최대
SV004	17823.470	1669.552	24693.053	23368.170	103988.357	29367.799	모멘트최대
SV026	17823.470	1669.552	24693.053	23368.170	103988.357	29367.799	편심최대
SV022	17823.470	1811.000	20065.615	23368.170	103988.357	25136.415	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.900 x 8.900 x 2.800 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.900 m

My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.800 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)
UL001	37988.030	167217.028	0.048	4406.915	4129.721	13.206
UE004	23368.170	64670.191	1.683	5629.295	0.000	8.302
UE026	21031.353	57208.134	1.730	5154.486	0.000	8.160
UL022	23368.170	78851.942	1.076	4529.671	721.604	10.123
SV005	26907.430	102446.302	0.643	4333.123	1713.490	11.422
SV004	23368.170	74620.558	1.257	4850.189	401.085	9.580
SV026	23368.170	74620.558	1.257	4850.189	401.085	9.580
SV022	23368.170	78851.942	1.076	4529.671	721.604	10.123

註) B : 기초의 폭원 (8.900m), 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, SV004, SV026, SV022, UL001, UL022

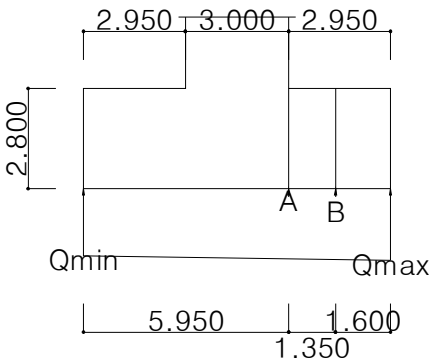
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

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

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>UE004, UE026

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.600 x 2.800 x 8.900 x 25.000 = 996.800 kN

Ma = 3.121 x 2.800 x 8.900 x 25.000 x 3.121/2 = 3034.210 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 3.121² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 3.121² 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	4333.123	3414.486	3862.178	6556.241	19612.346	5559.441	16578.136
SV004	4850.189	3290.003	4050.350	7120.432	21089.108	6123.632	18054.899
SV026	4850.189	3290.003	4050.350	7120.432	21089.108	6123.632	18054.899
SV022	4529.671	3194.280	3845.074	6699.796	19893.020	5702.996	16858.811

※ 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	4406.915	4309.710	4357.082	7011.197	21305.281	5715.357	17360.808
UE004	5629.295	3513.142	4544.436	8138.985	23981.023	7142.185	20946.813
UE026	5154.486	3183.120	4143.853	7438.671	21903.605	6541.551	19172.816
UL022	4529.671	3194.280	3845.074	6699.796	19893.020	5702.996	16858.811

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8900.00	2800.00	2700.00	100.00	20946.81	7142.19

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 35975.700 x 400.00 = 14390280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8900.000 = 204255.000 x a

T = C 이므로, a = 70.453 mm, c = 70.453 / β1 = 70.453 / 0.85 = 82.885 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2700.00 - 82.885) / 82.885 = 0.09473

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 23009.889 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 35975.7 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.563]

1단 : H25 - 71.0 EA (= 35975.7 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 = 0.00150

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) = 70.453 mm

ΦMn = 0.85 x 35975.700 x 400 x (2700.00 - a/2) = 32594.814 kN.m

≥ Mu (= 20946.813 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.556]

* 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 8900.00 x 2700.00 = 16648.472 kN

≥ Vu (= 7142.185 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H25 - 71.0 EA

    H25 - 37.0 EA = 54723.600 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2800.0 x 8900.0 = 37380.0 ㎟ < 54723.6 ㎟

    (54723.600 / 8.900) = 6148.719 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

    단면적대비 0.0020 이상

    사용철근량 : H25 - 71.0 EA

    H25 - 37.0 EA = 54723.600 ㎟

    필요철근량 : 0.0020 x 2800.0 x 8900.0 = 49840.0 ㎟ < 54723.600 ㎟

    (54723.600 / 8.900) = 6148.719 ㎟ > (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 - 37.0 EA = 18747.900 ㎟

    필요철근량 : 300.000 x 8.900 = 2670.000 ㎟ < 18747.900 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 18054.899 \times 1000000 / [35975.700 \times (2700.000 - 363.618/3)]$

  $= 194.612$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x35975.700/8900.0 + 7x35975.700/8900.0 \times \sqrt{[(1 + 2x8900.0x2700.0/(7x35975.700)]}$

  $= 363.618$ mm

  사용철근량 = 35975.7 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

  1단 : H25 - 71.0 EA (= 35975.7 ㎟)

  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 / 194.61) - 2.5 x 87.50 = 185.90 mm

  300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.61) = 323.72 mm

  습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

  Sa는 작은 값인 185.90 mm 를 적용

  S = 8900.00 / 71.0 EA = 125.35 ≤ Sa (= 185.90 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	21362.730	1575.722	-23356.158	26907.430	119738.064	18944.136	축력최대
SVB14	17823.470	1633.856	-23948.497	23368.170	103988.357	19373.700	모멘트최대
SVB14	17823.470	1633.856	-23948.497	23368.170	103988.357	19373.700	편심최대
SVB22	17823.470	2093.300	24698.700	23368.170	103988.357	30559.940	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 8.900 \times 8.900 \times 2.800 \times 25.000 = 5544.700$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 8.900$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.800$ 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. [도.설(2008) 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	119738.064	18944.136	26907.430	6.321	0.704	1.483	O.K
SVB14	103988.357	19373.700	23368.170	5.368	0.829	1.483	O.K
SVB14	103988.357	19373.700	23368.170	5.368	0.829	1.483	O.K
SVB22	103988.357	30559.940	23368.170	3.403	1.308	2.967	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.900m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$S.F = Mr/Mo \geq 2.00$ (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도.설(2008) 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	26907.430	16144.458	1575.722	10.246	1.500	O.K
SVB14	23368.170	14020.902	1633.856	8.581	1.500	O.K
SVB14	23368.170	14020.902	1633.856	8.581	1.500	O.K
SVB22	23368.170	14020.902	2093.300	6.698	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), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도.설(2008) 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
SVB16	26907.430	100793.927	0.704	500.931	178.464	O.K
SVB14	23368.170	84614.656	0.829	459.905	130.126	O.K
SVB14	23368.170	84614.656	0.829	459.905	130.126	O.K
SVB22	23368.170	73428.417	1.308	555.111	34.919	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.900m), 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, SVB22

※ 허용지지력은 ⑤에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

⑤ 지반의 허용연직지지력 산정 : Hansen식 사용

Qu = A' [c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br]

ϕ=0 일때, Qu = A' [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력(kN/m³)

A : 유효재하면적(m²)

q : 상재하중(kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), B' = B - 2eB

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수

Sc,Sq,Sr,Sc' : 기초의 형상계수

dc,dq,dr,dc' : 기초의 근입깊이계수

ic,iq,ir,ic' : 하중의 경사계수

gc,gq,gr,gc' : 지반계수

bc,bq,br,bc' : 기초저면 경사계수

註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.

si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

C = 0.000 kN/m² r1 = 20.000 kN/m³ r2 = 20.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 8.900 m q = 20.000 kN/m²

Φ = 15 + √15N = 42.386 , N = 50

Nq = exp(πtanΦ) tan² (45+Φ/2) = 90.360

Nc = (Nq-1) cotΦ = 97.909, 단 Φ=0 일때 Nc=5.14

Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ = 122.336

sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.923

sc' = 0.2 B/L = 0.200

sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.913

sr = 1 - 0.4 B/L = 1.000

dc = 1 + 0.4k = 1.045 , D/B>1 : k=tan-1(D/B) , D/B≤1 : k=D/B (rad)

dc' = 0.4k = 0.045

dq = 1 + 2tanΦ(1-sinΦ)² k = 1.022

dr = 1.000

gc = 1 - β/147 = 1.000

gc' = β/147 = 0.000

gq = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

gr = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

구 분	eB	B'	A'	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
SVB16	0.704	7.492	66.678	602171.360	3010.348	3.000
SVB14	0.829	7.242	64.453	570246.132	2949.173	3.000
SVB14	0.829	7.242	64.453	570246.132	2949.173	3.000
SVB22	1.308	6.284	55.932	455552.862	4072.390	2.000

註) Qa = Qu/A'/SF, 『도로교 표준시방서, 1996년』p622 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	30779.920	0.000	0.000	37988.030	169046.734	0.000	축력최대
ULB14	22279.338	2042.320	-29935.621	29210.213	129985.448	24217.125	모멘트최대
UEB14	16932.297	2042.320	-29935.621	22199.762	98788.941	24217.125	편심최대
ULB22	17823.470	2093.300	24698.700	23368.170	103988.357	30559.940	지진시
SVB16	21362.730	1575.722	-23356.158	26907.430	119738.064	18944.136	축력최대
SVB14	17823.470	1633.856	-23948.497	23368.170	103988.357	19373.700	모멘트최대
SVB14	17823.470	1633.856	-23948.497	23368.170	103988.357	19373.700	편심최대
SVB22	17823.470	2093.300	24698.700	23368.170	103988.357	30559.940	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.900 x 8.900 x 2.800 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.900 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.800 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)
ULB01	37988.030	169046.734	0.000	4268.318	4268.318	13.350
ULB14	29210.213	105768.323	0.829	5116.445	1447.647	10.863
UEB14	22199.762	74571.816	1.091	4328.754	659.956	10.077
ULB22	23368.170	73428.417	1.308	4940.492	310.782	9.427
SVB16	26907.430	100793.927	0.704	4458.287	1588.326	11.238
SVB14	23368.170	84614.656	0.829	4093.156	1158.118	10.863
SVB14	23368.170	84614.656	0.829	4093.156	1158.118	10.863
SVB22	23368.170	73428.417	1.308	4940.492	310.782	9.427

註) B : 기초의 폭원 (8.900m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

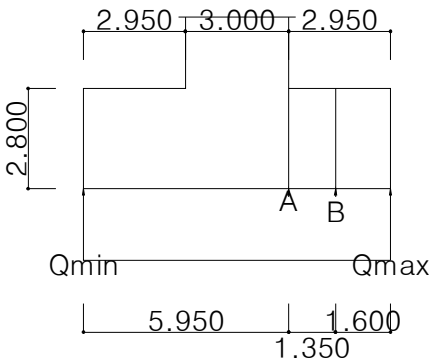
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

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

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SVB16, SVB14, SVB14, SVB22, ULB01, ULB14, UEB14, ULB22

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.600 x 2.800 x 8.900 x 25.000 = 996.800 kN

Ma = 3.121 x 2.800 x 8.900 x 25.000 x 3.121/2 = 3034.210 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 3.121² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 3.121² 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	4458.287	3451.866	3942.339	6720.501	20079.424	5723.701	17045.214
SVB14	4093.156	3063.914	3565.509	6126.932	18264.070	5130.132	15229.861
SVB14	4093.156	3063.914	3565.509	6126.932	18264.070	5130.132	15229.861
SVB22	4940.492	3316.972	4108.184	7238.941	21426.092	6242.141	18391.882

※ 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	4268.318	4268.318	4268.318	6829.309	20788.077	5533.469	16843.604
ULB14	5116.445	3829.893	4456.886	7658.665	22830.088	6412.665	19037.326
UEB14	4328.754	3042.202	3669.195	6398.360	18993.780	5451.400	16111.281
ULB22	4940.492	3316.972	4108.184	7238.941	21426.092	6242.141	18391.882

※ 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)
8900.00	2800.00	2700.00	100.00	19037.33	6412.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 35975.700 x 400.00 = 14390280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8900.000 = 204255.000 x a

T = C 이므로, a = 70.453 mm, c = 70.453 / β1 = 70.453 / 0.85 = 82.885 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2700.00 - 82.885) / 82.885 = 0.09473

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 20896.181 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 35975.7 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.722]

1단 : H25 - 71.0 EA (= 35975.7 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 = 0.00150

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) = 70.453 mm

ΦMn = 0.85 x 35975.700 x 400 x (2700.00 - a/2) = 32594.814 kN.m

≥ Mu (= 19037.326 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.712]

* 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 8900.00 x 2700.00 = 16648.472 kN

≥ Vu (= 6412.665 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H25 - 71.0 EA

    H25 - 37.0 EA = 54723.600 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2800.0 x 8900.0 = 37380.0 ㎟ < 54723.6 ㎟

    (54723.600 / 8.900) = 6148.719 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

    단면적대비 0.0020 이상

    사용철근량 : H25 - 71.0 EA

    H25 - 37.0 EA = 54723.600 ㎟

    필요철근량 : 0.0020 x 2800.0 x 8900.0 = 49840.0 ㎟ < 54723.600 ㎟

    (54723.600 / 8.900) = 6148.719 ㎟ > (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 - 37.0 EA = 18747.900 ㎟

    필요철근량 : 300.000 x 8.900 = 2670.000 ㎟ < 18747.900 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 17045.214 \times 1000000 / [35975.700 \times (2700.000 - 363.618/3)]$

  $= 183.729$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x35975.700/8900.0 + 7x35975.700/8900.0 \times \sqrt{[(1 + 2x8900.0x2700.0/(7x35975.700)]}$

  $= 363.618$ mm

  사용철근량 = 35975.7 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

  1단 : H25 - 71.0 EA (= 35975.7 ㎟)

  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 / 183.73) - 2.5 x 87.50 = 209.87 mm

  300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 183.73) = 342.90 mm

  습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

  Sa는 작은 값인 209.87 mm 를 적용

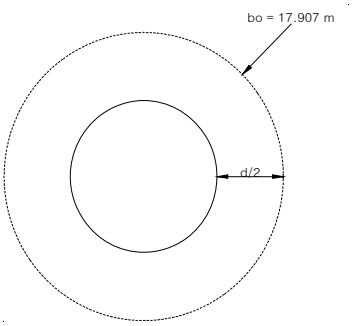
  S = 8900.00 / 71.0 EA = 125.35 ≤ Sa (= 209.87 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(뚫림) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -30779.92 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 17.907 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

ks = $(300 / d)^{0}.25$ = $(300 / 2700)^{0}.25$ = 0.577

kbo = $4/\sqrt{(\alpha s \times bo / d)} \leq 1.25$

= $4/\sqrt{(1.00 \times 17907 / 2700)} \leq 1.25$ = 1.25

αs = 1.00 (내부기둥)

fte = $0.21 \times \sqrt{(Fck)}$ = $0.21 \times \sqrt{(27.0)}$ = 1.091 MPa

fcc = $(2 / 3) \times fck$ = $(2 / 3) \times 27.0$ = 18.000 MPa

$\cot\Psi$ = $(\sqrt{(fte \times (fte + fcc))}/fte$

= $(\sqrt{(1.091 \times (1.091 + 18.000))}/1.091$ = 4.183

cu = $d \times [25 \times \sqrt{(\rho / fck)} - 300 \times (\rho / fck)]$

= $d \times [25 \times \sqrt{(0.005/27.0)} - 300 \times (0.005 / 27.0)$ = 768.6 mm

vc = $ks \times kbo \times fte \times \cot\Psi \times (Cu / d)$

= $0.577 \times 1.250 \times 1.091 \times 4.183 \times (768.6 / 2700)$ = 0.938 MPa

Vc = $vc \times bo \times d$

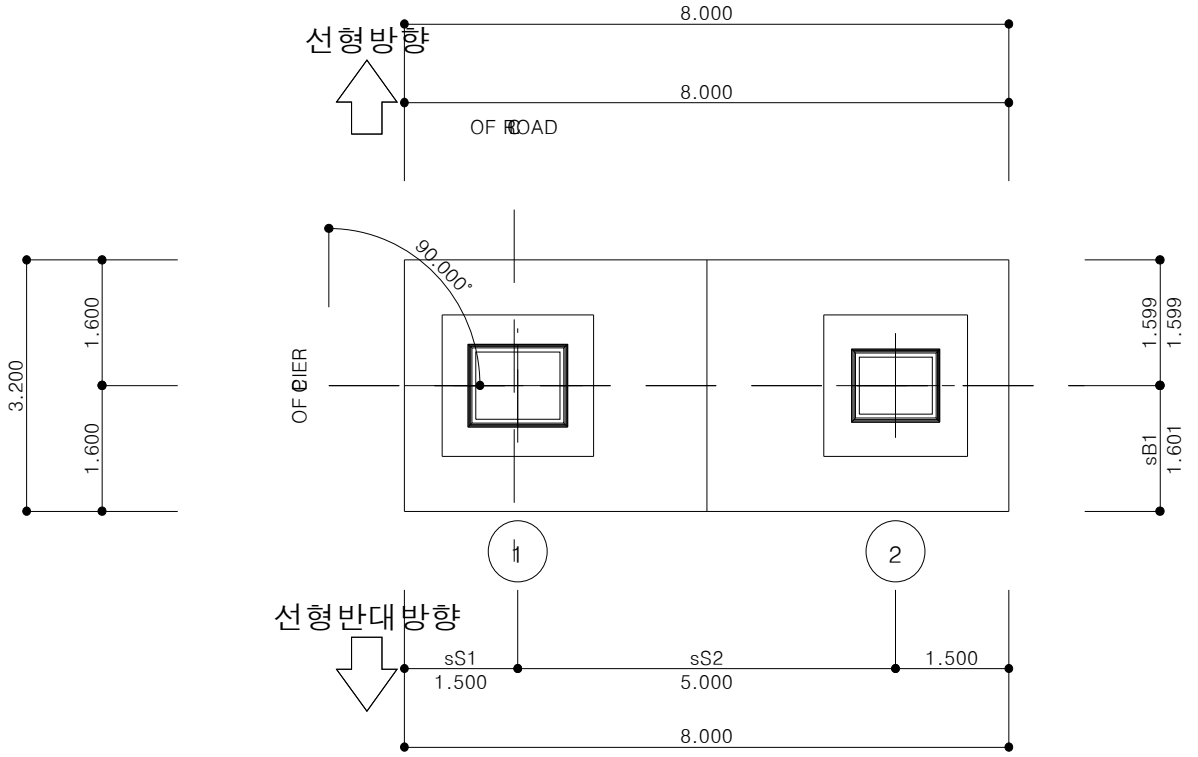
= $937.626 \times 17.907 \times 2.700$

= 45333.390 kN

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.80×45333.390 = 36266.712 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 93.000 = 665.000 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	665.000	855.000	1115.000	1173.513	O.K
2	665.000	728.000	968.000	1237.084	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	12000.000	10709.835	O.K	1137.000	908.070	O.K
SHOE 2	9000.000	8558.840	O.K	994.000	719.330	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	10709.835	995.474	635.600	2716.013	2355.000	
2	8558.840	787.992	635.600	2569.084	2228.000	

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	16433.341	18580.800	O.K	12877.425	17419.500	O.K
2	13562.484	17419.500	O.K	11582.761	17419.500	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	5530.409	18336.000	O.K	3531.111	18336.000	O.K
2	4377.731	17763.000	O.K	3531.111	17763.000	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 10709.835 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 7631.964 x 0.150 / 1.15 = 995.474 kN

  Hx2 = 908.070 / 1.33 = 682.759 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 995.474 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 9.000 / 4.990 = 1.804 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (9.000 / 4.990)] x 4.990 = 18.2 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 18.160 x 175.000 / 2 / 2EA / 1.25 = 635.600 kN

  Hy2 = 817.540 / 1.33 = 614.692 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 635.600 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 855.000 mm b1y = 1115.000 mm

b2x = 1601.013 mm b2y = 1500.000 mm

bcx = 2 x b2x = 3202.025 mm < 5 x b1x = 4275.000 mm

bcy = 2 x b2y = 3000.000 mm < 5 x b1y = 5575.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 855.000/3202.025) x 10709.835 x 10^3 /180.000

= 10902.932 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 1115.000/3000.000) x 10709.835 x 10^3 /180.000

= 9346.314 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 995.474 x 10^3 / 180.000

= 5530.409 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 635.600 x 10^3 / 180.000

= 3531.111 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 855.000 + 1500.000 = 2355.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 1115.000 + 1601.013 = 2716.013 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 9346.314 + 3531.111 = 12877.425 mm^2

Bxo = 2355.000 mm 범위내에서 H22 - 45 EA

As = 387.100 x 45 = 17419.500 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 10902.932 + 5530.409 = 16433.341 mm^2

Byo = 2716.013 mm 범위내에서 H22 - 48 EA

As = 387.100 x 48 = 18580.800 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 635.600 x 10^3 / 180.000 = 3531.111 mm^2

사용철근 : H19 - 30 EA + H19 - 34 EA

As = 286.500 x 30 + 286.500 x 34 = 18336.000 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 995.474 x 10^3 / 180.000 = 5530.409 mm^2

사용철근 : H19 - 30 EA + H19 - 34 EA

As = 286.500 x 30 + 286.500 x 34 = 18336.000 mm^2 ∴ O.K

내진해석

목 차

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

2. 단면특성
   2.1 상부구조
   2.2 하부구조
   2.3 받침상수

3. 구조해석
   3.1 모델링

4. 고유치 해석결과
   4.1 주기 및 진동수
   4.2 질량참여율
   4.3 모드형상

5. 입력파형의 정의

6. 내진해석결과
   6.1 받침부재력
   6.2 기둥부재력

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : Steel Box 거더교

1.2 해석 대상 교량 총연장 :
81.900 + 93.00 + 81.820 = 257.00 m

1.3 교 폭 : 9.00 m

1.4 교각형식
T형 교각

1.5 교각기초형식 : 직접기초

1.6 내진설계상수
(1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 pp.456)
(2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 pp.456)
(3) 위험도계수 : I = 1.4 (도로교 설계기준 pp.456)
(2) 가속도계수 : A = 0.154 (도로교 설계기준 pp.455)
(3) 지반계수 : S = 1.5 (지반종류 2 , 도로교 설계기준 pp.457)
(4) 응답수정계수 (도로교 설계기준 p.458)
(5) 고유치 해석방법 : Ritz Vector
(6) 받침형식 : 에너지분산받침

1.7 해석방법

(1) 해석방법 선정
비선형 시간이력 해석
(2) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델
(1) 사용프로그램 : SAP2000
(2) 모델링 : Frame요소사용
(3) 질량산정 : 1,2차 고정하중 및 자중을 각 요소에
분포질량으로 입력

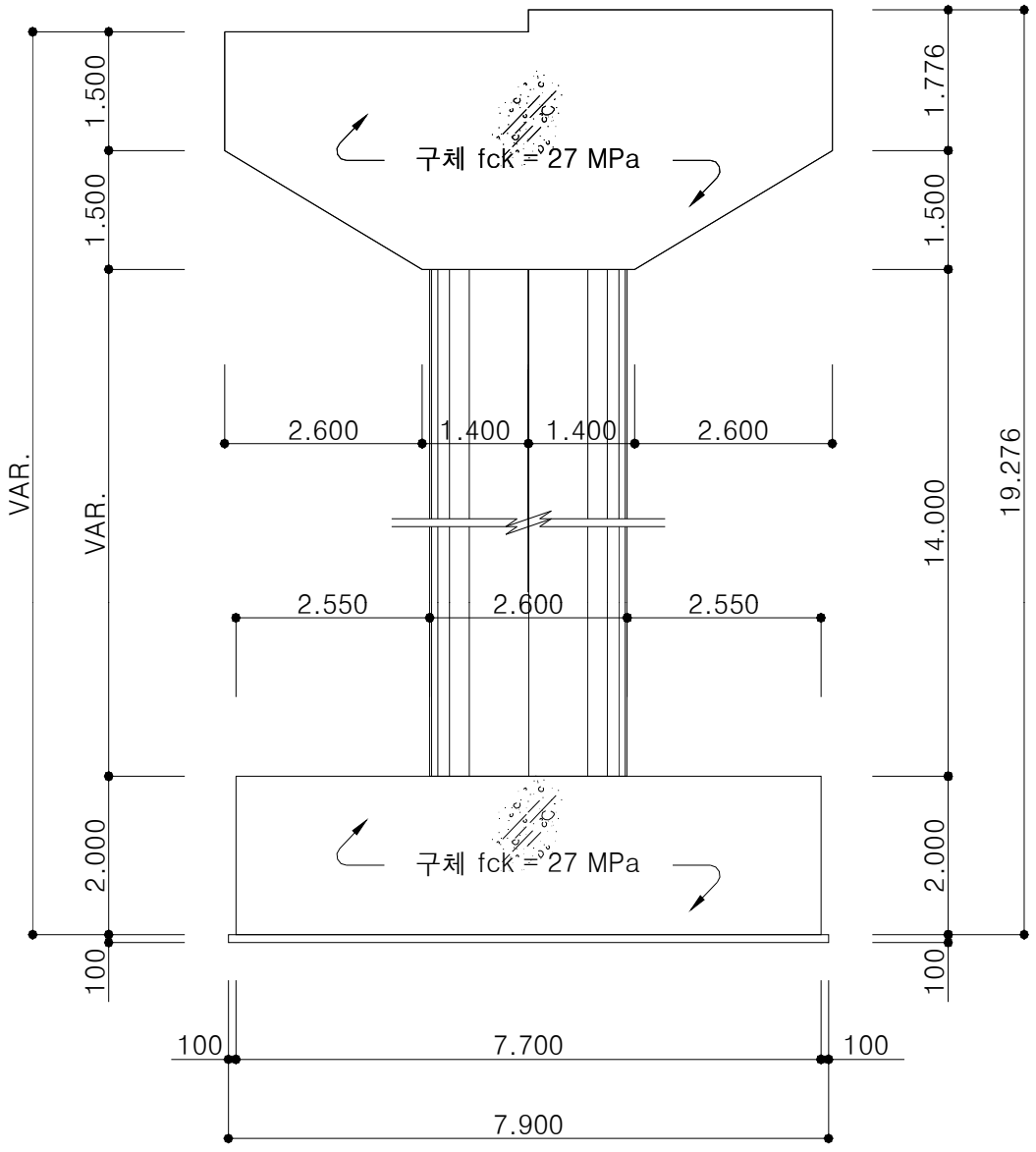
2. 단면특성

2.1 상부구조

: 상부구조는 Steel Box거더교로 이루어져 있으며 교폭은 9.00m이다.

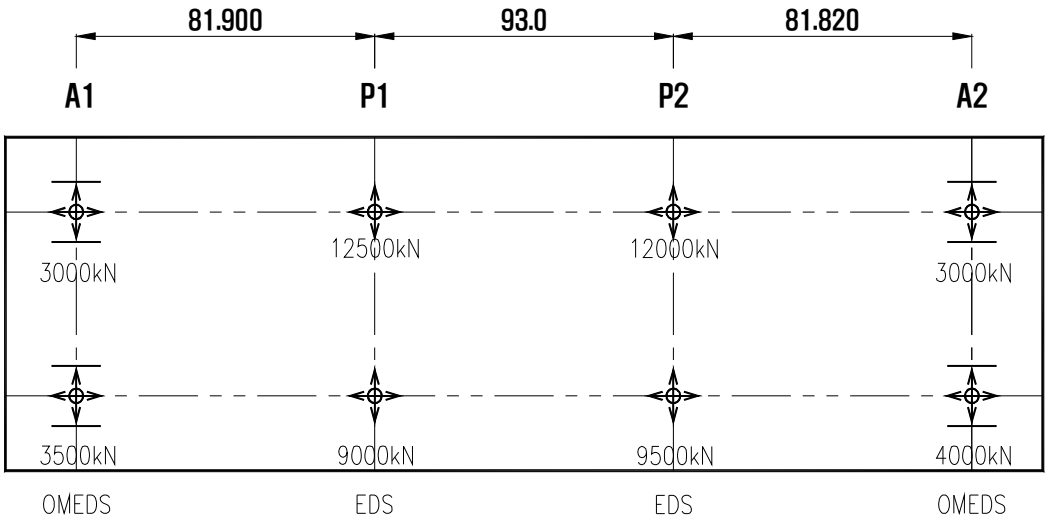
2.2 하부구조

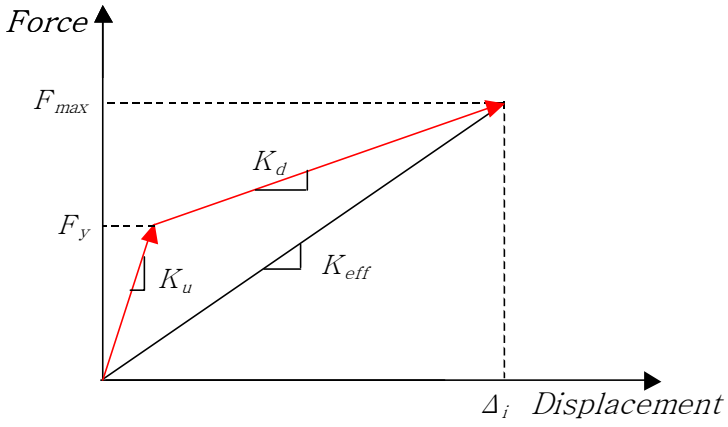
: 하부구조는 T형교각으로 구성되어져 있으며 개략적인 제원은 다음과 같다.



2.3 적용 받침 특성

1) 받침배치





Characteristics of Bilinear Isolation Bearing

F_y = *Yield force*
F_{max} = *Maximum force*
K_d = *Post-elastic stiffness*
K_u = *Elastic stiffness*
K_{eff} = *Effective stiffness*
Δ_i = *Maximum bearing displacement*

3) 받침 특성치

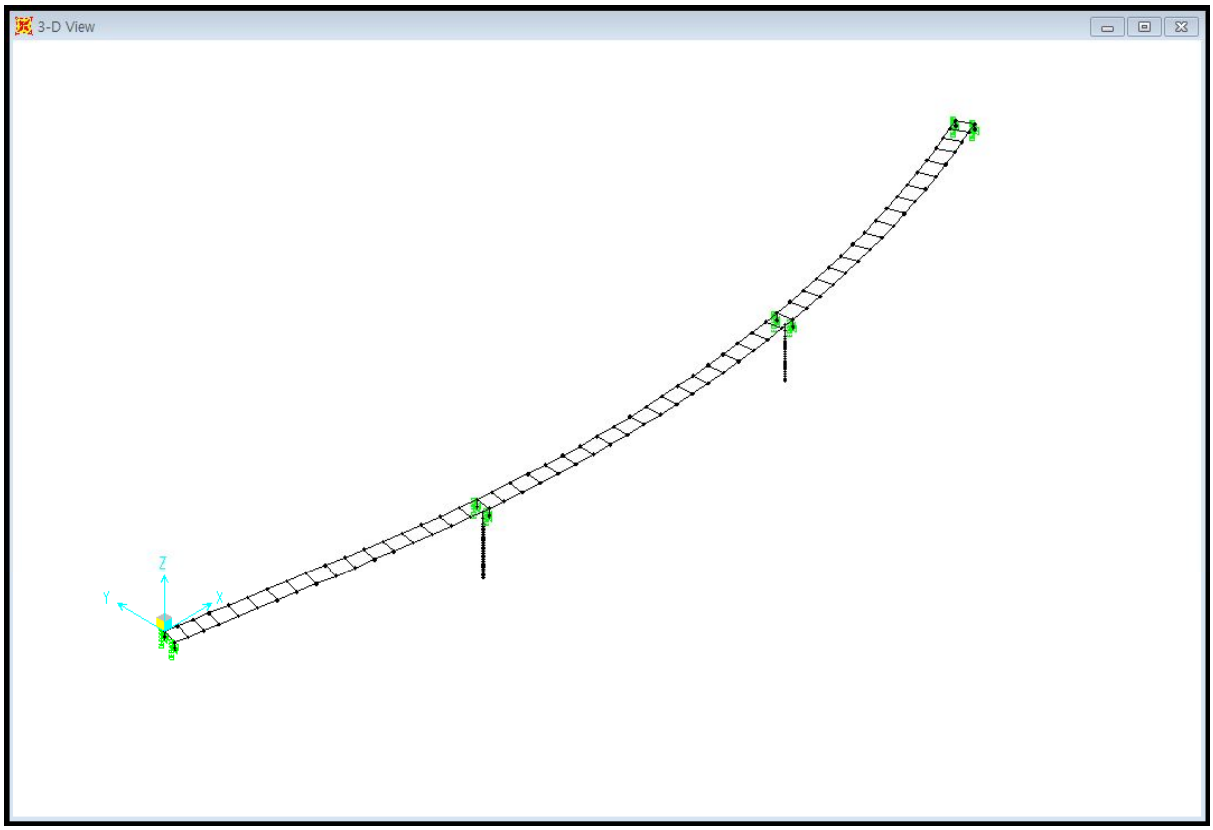
```
* * SAP200 Non-Liner Link-PROPERTY
  NAME=OM3000    TYPE=Isolator1
    DOF=U1  KE=1E+08  CE=0
    DOF=U2  KE=2492  CE=0  K=156976  YIELD=125  RATIO=0
    DOF=U3  KE=8638  CE=0  K=156976  YIELD=125  RATIO=.03915
  NAME=OM3500    TYPE=Isolator1
    DOF=U1  KE=1E+08  CE=0
    DOF=U2  KE=2698  CE=0  K=169940  YIELD=135  RATIO=0
    DOF=U3  KE=8273  CE=0  K=169940  YIELD=135  RATIO=.0328
  NAME=ED12500    TYPE=Isolator1
    DOF=U1  KE=1E+08  CE=0
    DOF=U2  KE=21970  CE=0  K=742816  YIELD=590  RATIO=.0137
    DOF=U3  KE=21970  CE=0  K=742816  YIELD=590  RATIO=.0137
  NAME=ED9000    TYPE=Isolator1
    DOF=U1  KE=1E+08  CE=0
    DOF=U2  KE=17236  CE=0  K=506293  YIELD=402  RATIO=.01817
    DOF=U3  KE=17236  CE=0  K=506293  YIELD=402  RATIO=.01817
  NAME=ED12000    TYPE=Isolator1
    DOF=U1  KE=1E+08  CE=0
    DOF=U2  KE=19986  CE=0  K=715036  YIELD=568  RATIO=.01208
    DOF=U3  KE=19986  CE=0  K=715036  YIELD=568  RATIO=.01208
  NAME=ED9500    TYPE=Isolator1
    DOF=U1  KE=1E+08  CE=0
    DOF=U2  KE=17193  CE=0  K=555061  YIELD=441  RATIO=.0151
    DOF=U3  KE=17193  CE=0  K=555061  YIELD=441  RATIO=.0151
  NAME=OM4000    TYPE=Isolator1
    DOF=U1  KE=1E+08  CE=0
    DOF=U2  KE=3181  CE=0  K=200365  YIELD=159  RATIO=0
    DOF=U3  KE=8364  CE=0  K=200365  YIELD=159  RATIO=.02587
```

3. 구조해석

3.1 MODELING

RAMP-C교의 기본적인 모델링은 상부 및 하부구조물은 FRAME요소를 이용하였고,
하부구조와 상부구조를 연결하는 교량받침의 특성에 대해서 SAP2000에서 정의하는
NLLink 라는 요소를 사용하였다.

1) 교량전체 모델



4. 고유치 해석결과

아래의 모드형상에서 알 수 있는 것처럼 1차 모드는 상판의 교축방향 병진모드 2차 모드는 상판의 교축직각방향 병진모드를 나타나고 있다. 전체적으로 교량의 기본적인 거동을 잘 표현하고 있다고 판단된다.

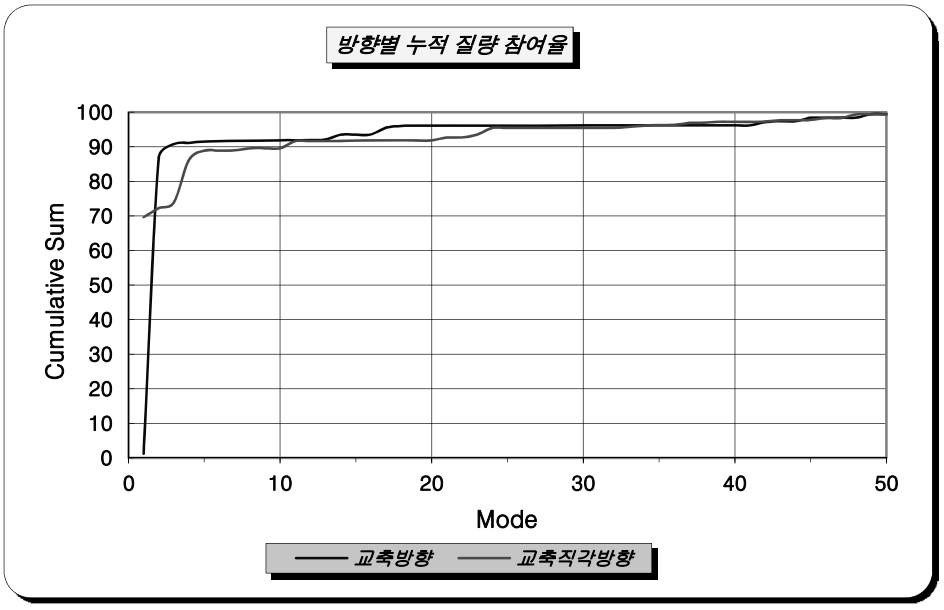
4.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	PERIOD	FREQUENCY		EIGENVALUE	비고
	(TIME)	(CYC/TIME)	(RAD/TIME)	(RAD/TIME)**2	
1	1.8205	0.5493	3.45	11.91	
2	1.7027	0.5873	3.69	13.62	
3	1.5539	0.6435	4.04	16.35	
4	1.4191	0.7047	4.43	19.60	
5	1.3836	0.7228	4.54	20.62	
6	0.8756	1.1421	7.18	51.50	
7	0.8113	1.2326	7.74	59.98	
8	0.6342	1.5767	9.91	98.14	
9	0.6099	1.6395	10.30	106.12	
10	0.4830	2.0702	13.01	169.19	
11	0.3633	2.7523	17.29	299.05	
12	0.3366	2.9709	18.67	348.45	
13	0.3016	3.3157	20.83	434.01	
14	0.2899	3.4496	21.67	469.78	
15	0.2846	3.5135	22.08	487.34	
16	0.2748	3.6392	22.87	522.83	
17	0.2547	3.9267	24.67	608.72	
18	0.2514	3.9772	24.99	624.48	
19	0.2490	4.0157	25.23	636.62	
20	0.2194	4.5576	28.64	820.04	
21	0.2117	4.7246	29.69	881.22	
22	0.2056	4.8640	30.56	933.99	
23	0.1912	5.2312	32.87	1080.36	
24	0.1777	5.6267	35.35	1249.86	
25	0.1591	6.2854	39.49	1559.67	
26	0.1584	6.3122	39.66	1572.99	
27	0.1492	6.7026	42.11	1773.58	
28	0.1436	6.9639	43.76	1914.52	
29	0.1289	7.7604	48.76	2377.56	
30	0.1200	8.3321	52.35	2740.74	
31	0.1144	8.7415	54.92	3016.72	
32	0.1092	9.1540	57.52	3308.15	
33	0.1019	9.8176	61.69	3805.16	
34	0.0989	10.1109	63.53	4035.85	
35	0.0965	10.3582	65.08	4235.76	
36	0.0876	11.4164	71.73	5145.38	
37	0.0827	12.0990	76.02	5779.06	
38	0.0688	14.5369	91.34	8342.63	
39	0.0634	15.7769	99.13	9826.63	
40	0.0613	16.3129	102.50	10505.69	
41	0.0548	18.2571	114.71	13159.04	
42	0.0516	19.3926	121.85	14846.73	
43	0.0502	19.9143	125.13	15656.36	
44	0.0407	24.5680	154.37	23828.69	
45	0.0379	26.4058	165.91	27526.97	
46	0.0311	32.1309	201.88	40757.41	
47	0.0281	35.5804	223.56	49978.22	
48	0.0164	60.8902	382.58	146370.61	
49	0.0146	68.6392	431.27	185996.31	
50	0.0118	85.0330	534.28	285453.10	

4.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.

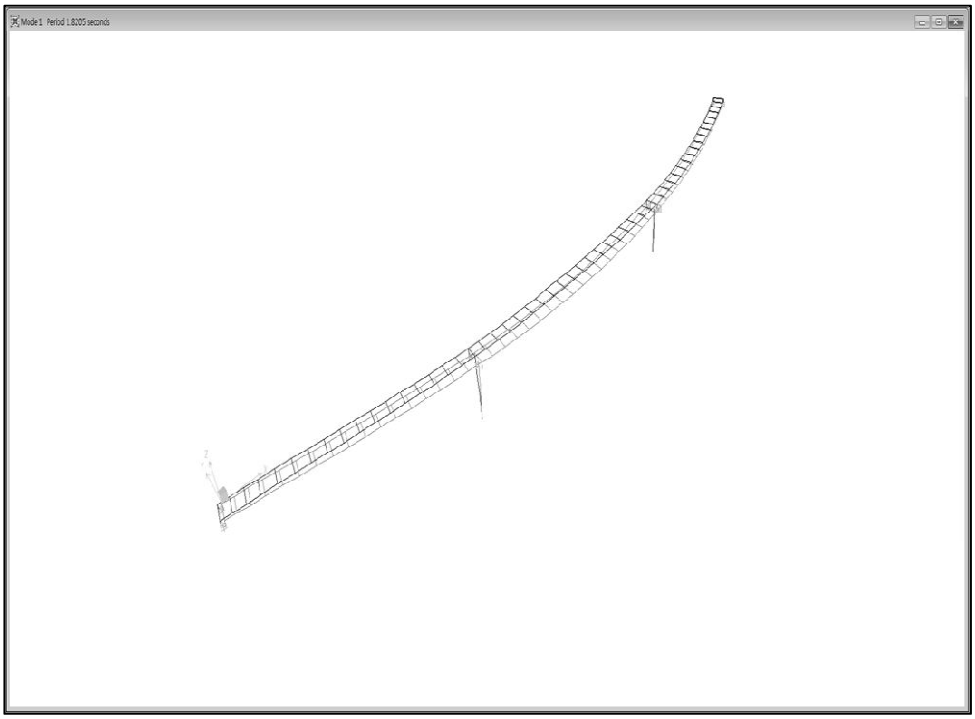


< 질량참여율 >

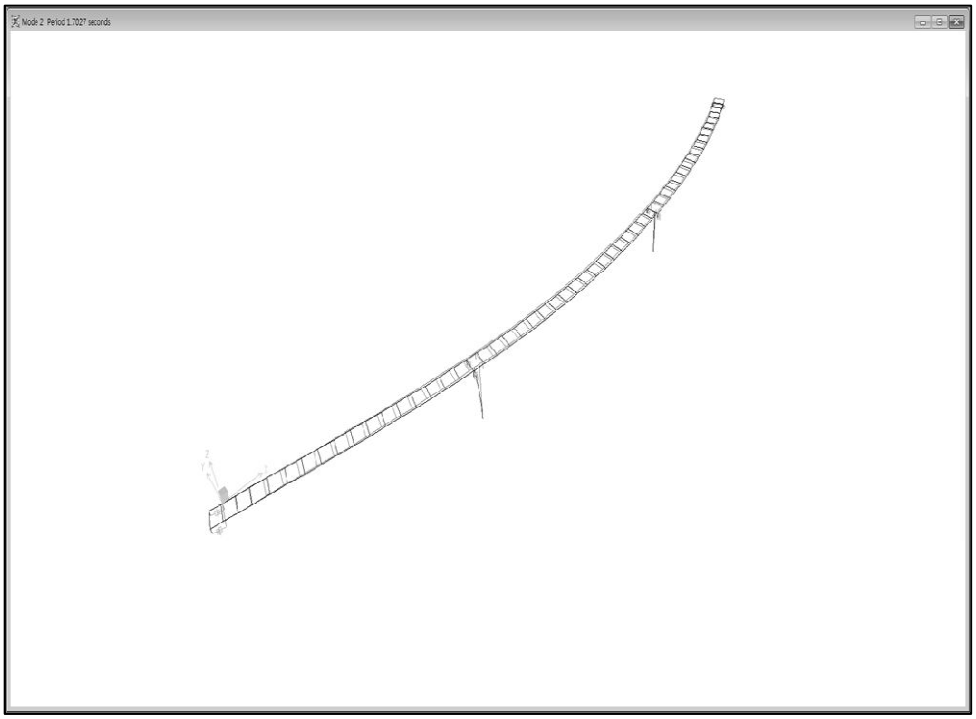
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.820	1.213	69.645	0.017	1.213	69.645	0.017
2	1.703	85.651	2.606	0.006	86.863	72.251	0.022
3	1.554	3.912	1.719	0.003	90.775	73.969	0.026
4	1.419	0.369	12.286	0.089	91.144	86.256	0.114
5	1.384	0.423	2.611	0.536	91.566	88.866	0.651
6	0.876	0.008	0.018	0.007	91.574	88.885	0.657
7	0.811	0.146	0.073	0.011	91.721	88.957	0.668
8	0.634	0.012	0.610	3.339	91.733	89.567	4.008
9	0.610	0.006	0.008	54.489	91.739	89.575	58.497
10	0.483	0.151	0.003	0.003	91.889	89.578	58.500
11	0.363	0.000	2.044	0.025	91.889	91.622	58.525
12	0.337	0.045	0.003	0.002	91.934	91.625	58.526
13	0.302	0.155	0.005	0.000	92.089	91.630	58.527
14	0.290	1.395	0.057	0.004	93.483	91.687	58.530
15	0.285	0.001	0.118	0.001	93.485	91.805	58.532
16	0.275	0.081	0.004	0.003	93.566	91.809	58.535
17	0.255	1.964	0.035	0.043	95.529	91.844	58.578
18	0.251	0.491	0.002	0.178	96.020	91.845	58.756
19	0.249	0.073	0.010	0.006	96.093	91.855	58.762
20	0.219	0.001	0.006	0.001	96.094	91.862	58.763
21	0.212	0.001	0.814	0.000	96.095	92.675	58.763
22	0.206	0.001	0.033	0.001	96.096	92.708	58.763
23	0.191	0.027	0.819	0.000	96.123	93.527	58.763
24	0.178	0.008	1.910	0.034	96.131	95.438	58.797
25	0.159	0.001	0.007	0.013	96.132	95.445	58.810
26	0.158	0.003	0.000	0.001	96.136	95.445	58.811
27	0.149	0.000	0.003	3.178	96.136	95.447	61.989
28	0.144	0.000	0.003	0.002	96.136	95.450	61.991
29	0.129	0.000	0.023	0.000	96.136	95.472	61.991
30	0.120	0.030	0.000	0.001	96.166	95.472	61.992
31	0.114	0.000	0.000	0.015	96.166	95.472	62.007
32	0.109	0.000	0.001	11.337	96.166	95.473	73.343
33	0.102	0.005	0.235	0.020	96.170	95.708	73.363
34	0.099	0.000	0.383	0.001	96.171	96.091	73.365
35	0.097	0.007	0.223	0.002	96.178	96.314	73.366
36	0.088	0.000	0.001	0.003	96.178	96.314	73.369
37	0.083	0.000	0.600	0.000	96.178	96.914	73.369
38	0.069	0.017	0.031	0.013	96.195	96.945	73.382
39	0.063	0.008	0.296	0.000	96.202	97.241	73.382
40	0.061	0.000	0.005	4.900	96.203	97.246	78.282
41	0.055	0.001	0.019	5.032	96.204	97.265	83.315
42	0.052	0.941	0.013	0.016	97.145	97.278	83.331
43	0.050	0.243	0.417	0.179	97.387	97.695	83.509
44	0.041	0.001	0.000	9.702	97.388	97.695	93.211
45	0.038	1.005	0.053	0.005	98.393	97.749	93.216
46	0.031	0.005	0.537	0.021	98.398	98.286	93.237
47	0.028	0.000	0.010	1.757	98.399	98.296	94.994
48	0.016	0.019	1.058	0.006	98.418	99.354	94.999
49	0.015	1.035	0.027	0.002	99.453	99.380	95.002
50	0.012	0.001	0.001	1.087	99.454	99.382	96.089

4.3 모드형상(Mode Shape)

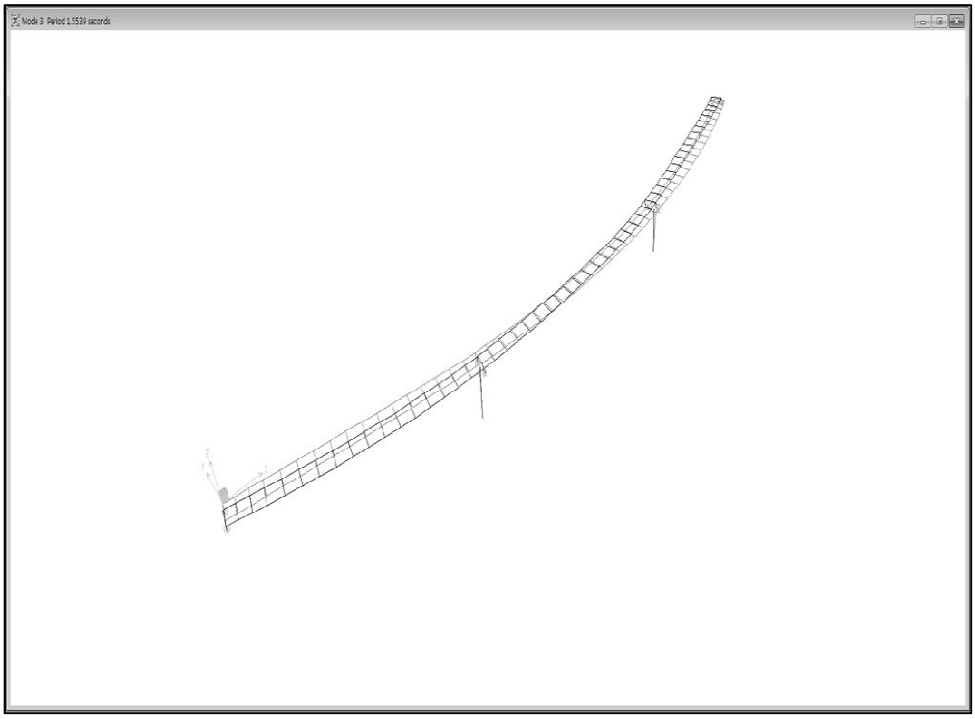
■ Mode 1 T = 1.8205 sec



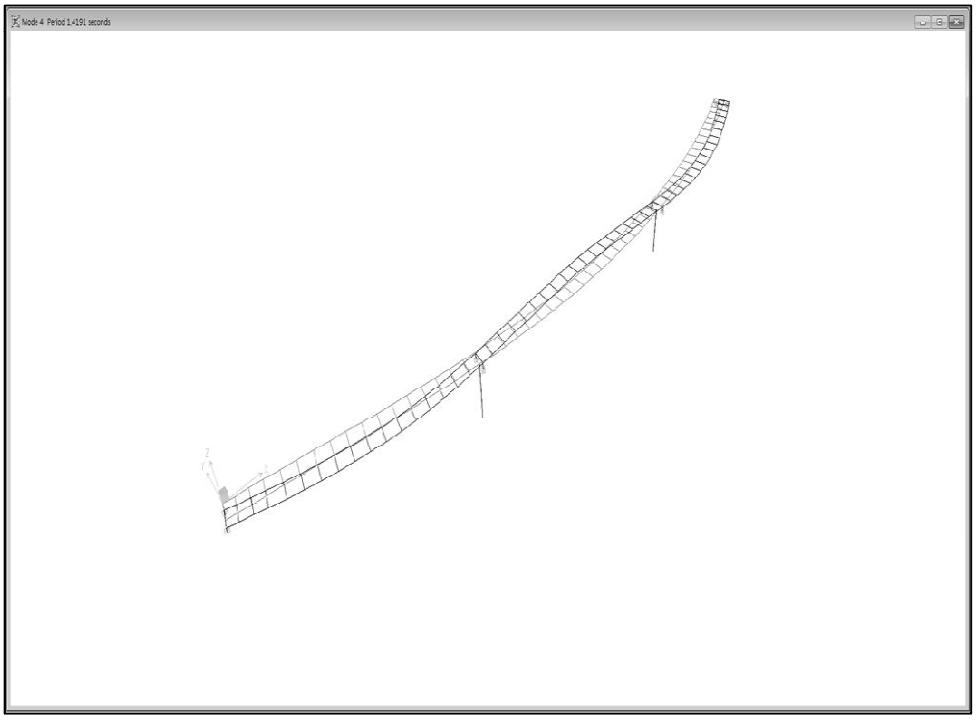
■ Mode 2 T = 1.7027 sec



■ Mode 3 T = 1.5539 sec



■ Mode 4 T = 1.4191 sec



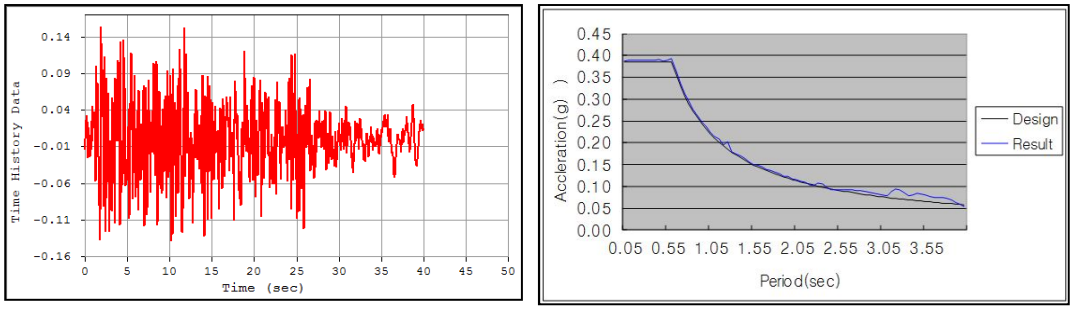
5. 입력파형의 정의

- 본 해석에서는 2005 도로교설계기준 6.10.7.5절의 세목에 준하여 인공지진파를 선택.수정한 후 해석에 이용하였다.
- 또한 설계기준 표 6.3.6에서 정의한 지반분류II에 부합하는 서로 다른 실제 지진기록으로부터 얻은 네 쌍의 수평지반운동 시간이력 성분을 이용하였으며, 주파수 조절을 통해 다음의 두 가지 기준을 만족하도록 하였다.
- 작성된 시간이력이 설계지반 응답스펙트럼에 부합되기 위한 작성된 시간이력의 평균 응답스펙트럼에 대한 기준

① 시간이력의 응답스펙트럼 값이 설계지반 응답스펙트럼값보다 낮은 주기의 수는 5개 이하이고 낮은 정도는 10% 이내이어야 한다.

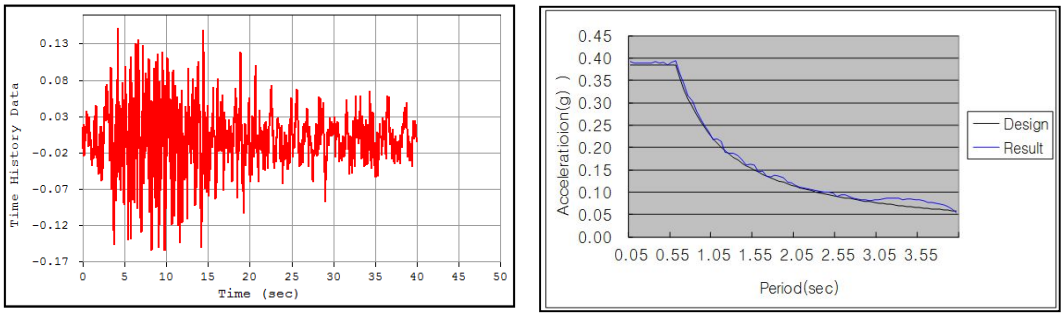
② 시간이력의 응답스펙트럼을 계산하는 주기의 간격은 스펙트럼 값의 변화가 10%이상 되지 않을 정도로 충분히 작아야 한다. (2005 도로교 설계기준 6.10.7.5를 적용)

1. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories (Pair1)



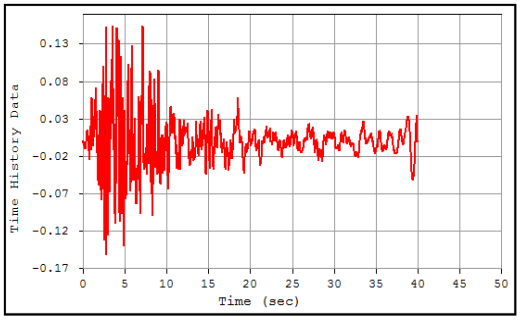
- The Name of Recorded Event : Imperial Valley 1979 Array 6 239°
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

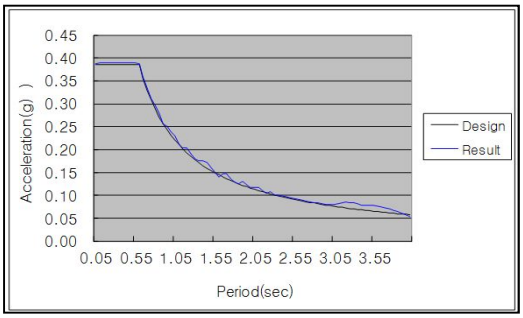
2. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories(Pair2)



- The Name of Recorded Event : Kern Country 1952 Taft S69° E
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

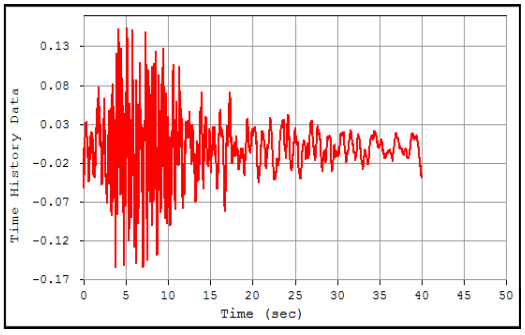
3. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories(Pair3)

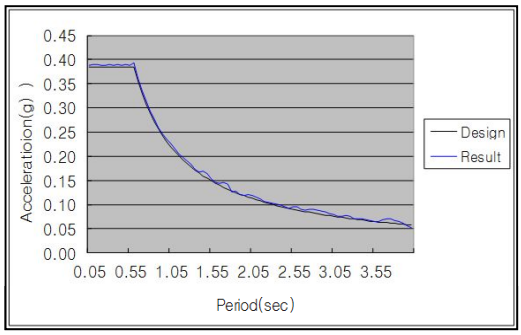




- The Name of Recorded Event : Loma Prieta Corralitos 0°
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

4. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories(Pair4)





- The Name of Recorded Event : Northridge 1994 0°
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

6. 2 내진해석 결과요약

1) 받침부재력

◎ 지진력의 조합

하중경우 1 : 1.0 × (종방향축의 해석) + 0.3 × (횡방향축의 해석)

하중경우 2 : 1.0 × (횡방향축의 해석) + 0.3 × (종방향축의 해석)

- 전단 설계력 (kN)

PIER NO	Element	COMB1		COM2		교량받침				비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	수평용량	검토	
A1	1	162.50	168.11	162.50	247.85	3000	M	436	O.K.	변 경
	2	175.50	181.88	175.50	265.97	3500	M	469	O.K.	
P1	3	761.15	443.58	441.61	864.17	12500	M	1261	O.K.	
	4	526.32	338.73	309.45	652.16	9000	M	1009	O.K.	
P2	5	908.59	505.39	675.05	817.81	12000	M	1137	O.K.	
	6	719.62	381.74	435.63	667.80	9500	M	994	O.K.	
A2	7	162.50	194.34	162.50	297.37	3000	M	436	O.K.	변 경
	8	206.69	242.08	206.68	328.31	4000	M	470	O.K.	

※응답수정계수 나누기 전의 값임.

- 받침변위 (mm)

PIER NO	Element	COMB1		COM2		교량받침				비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	허용변위	검토	
A1	1	47.5	8.1	23.3	21.8	3000	M	60	O.K.	
	2	48.5	8.1	22.0	21.7	3500	M	60	O.K.	
P1	3	11.5	2.8	6.5	23.4	12500	M	66	O.K.	
	4	11.3	3.4	5.7	24.1	9000	M	66	O.K.	
P2	5	27.0	6.0	7.3	22.3	12000	M	66	O.K.	
	6	27.6	5.2	4.9	22.7	9500	M	66	O.K.	
A2	7	45.3	13.2	21.7	32.2	3000	M	60	O.K.	
	8	46.0	14.6	21.4	31.4	4000	M	60	O.K.	

2) 기둥부재력

구분		Frame	LOAD	축력(KN)	전단력(KN)	모멘트(KN·m	변위(m)	전단력(KN)	모멘트(KN·m)	변위(m)
					V2	M3		V3	M2	
P1	상단	P1A	COMB1	2539.5	1488.4	4792.2	0.0410	771.6	2337.0	0.0209
		P1A	COMB2	2476.6	646.2	2094.6	0.0177	1596.9	5405.9	0.0450
	하단	P1B	COMB1	4758.9	1508.7	23027.9		840.5	11979.8	
		P1B	COMB2	4692.7	787.0	9973.2		1761.0	25375.2	
P2	상단	P2A	COMB1	2609.4	1814.7	5565.0	0.0310	870.7	3215.1	0.0162
		P2A	COMB2	2532.7	997.3	2848.7	0.0164	1591.1	7020.1	0.0311
	하단	P2B	COMB1	4366.4	2099.5	24732.9		936.8	12577.2	
		P2B	COMB2	4293.7	1345.3	13239.9		1810.8	23857.9	

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.

$\Delta li = d + 0.6\Delta lt$

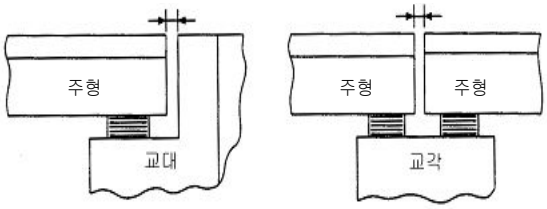
여기서, Δli : 상부구조의 여유간격
d : 지반에 대한 상부구조의 총변위 (di + dsub)
Δlt : 온도변화에 의한 이동량 (mm)
(Δls 와 Δlc 는 수축량이므로 고려하지 않음)

- 상부구조의 여유간격 검토

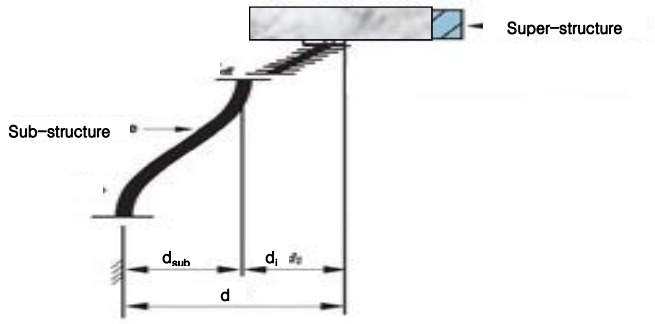
상부구조의 여유간격은 도로교설계기준 2.4.1.3 page.42에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다 커야 하며, 또한 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접상부구조 및 주요구조부재간의 충돌 가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

(단위:mm)

구 분	상부구조의 총변위 (d)			온도변위	여유간격	설치유간	검토결과
	받침변위	교각변위	상부변위				
	(di)	(dsub)	(di+dsub)	(Δlt)	(Δli)		
A1	48.5	0.0	48.5	77.1	79.3	100	O.K
A2	46.0	0.0	46.0	77.1	76.8	180	O.K



<그림> 상부구조의 여유간격



<그림> 지반에 대한 상부구조의 총변위 (d = di + dsub)

3. 옥산 JCT Ramp-D교

상부 구조

목 차

1. 설계조건 ---------- 1

2. 단면가정 ---------- 9

3. 바닥판 설계 ---------- 10

3.1 좌측 캔틸레버부 ---------- 10

3.2 우측 캔틸레버부 ---------- 15

3.3 중앙부(경험적설계법+프리캐스트 DECK) ---------- 20

3.4 내부지점부 주장률 검토 ---------- 21

3.5 프리캐스트 패널 합성전 검토 ---------- 22

4. 주형설계 ---------- 26

4.1 유효폭 계산 ---------- 26

4.2 단면가정 ---------- 32

4.3 작용하중의 산정 ---------- 73

4.4 주형의 단면력 해석 ---------- 92

1) MODELING ---------- 92

2) 하중조합 ---------- 93

3) 부재력 집계 ---------- 94

4) 활하중 부재력 집계 및 피로하중 작용범위 산정 ---------- 105

5) 부재력 요약 ---------- 117

6) 반력 집계 ---------- 129

4.5 뒴비틀림(WARPING TORSION)에 대한 검토 ---------- 139

4.6 2차 부정정력에 대한 영향 검토 및 단면검토 ---------- 143

4.7 단면검토 ---------- 145

4.8 단면요약도 ---------- 366

5. 이음부의 설계 ---------- 368

5.1 현장이음의 설계 ---------- 368

5.2 용접부의 검토 ---------- 392

6. 보강재 설계 ---------- 396

6.1 보강재의 설계 ---------- 396

6.2 지점부 보강재 ---------- 401

6.3 잭업 보강재 ---------- 404

7. 가로보 및 세로보의 설계 ---------- 407

7.1 세로보의 설계 ---------- 407

7.2 가로보의 설계 ---------- 444

7.3 세로보의 연결 ---------- 469

7.4 가로보의 연결 ---------- 488

8. 다이아프램 검토 ---------- 507

9. 전단연결재 ---------- 518

10. 사용성 검토 ---------- 532

10.1 피로 검토 ---------- 532

10.2 처짐 검토 ---------- 537

11. 솟음(CAMBER) ---------- 539

12. 신축이음 ---------- 541

1. 설 계 조 건

1) 교 량 제 원

(1) 교 량 명 : 옥산JCT RAMP-D교

(2) 교 량 등 급 : 1 등급 (DB-24 및 DL-24 적용)

(3) 교 량 형 식 : SEB 거더

(4) 교 량 연 장 : 50.150 + 70.000 + 50.150 = 170.300 m

(5) 교 량 폭 원 : B = 12.600 m

(6) Girder 제원 : B = 2.400 m H = 2.200 ~ 2.800 m

(7) 사 각(Skew) : 90.000 °

(8) 곡률반경(R) : 좌측 = 170.000 m 중앙 = 170.000 m 우측 = 170.000 m

(9) 설 계 속 도 : 60.000 km/h

(10) 사용재료 및 물리적 특성치

① 강 재

▪ 사 용 재 료

주 부 재	SM520B(상판, 하판, 복부판, 상부종리브, 하부종리브, 수평보강재, 지점부 다이아프램, 지점보강재, 솔플레이트)
부 부 재	SM400B(지점부외 다이아프램, 수직보강재, 횡리브, 세로보, 일반부 가로보,지점부 가로보)
강재 탄성계수 (E_{st})	205,000.000 MPa
강재의 전단탄성계수 (G)	79,000.000 MPa

▪ 허용 응력 (MPa) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

응력 종류, 판두께(mm) \ 강 종		SS 400 SM 400 SMA400	SM 490	SM490Y SM 520 SMA490	SM 570 SMA570	HSB500	HSB600	HSB800
축방향 인장응력 및 휨 인장응력	40 이하	140	190	215	270	230	270	380
	40 초과 75 이하	130	175 (190)	200 (215)	260 (270)			
	75 초과 100이하			195 (215)	250 (270)			

강 종 / 응력 종류, 판두께(mm)		SS 400 SM 400 SMA400	SM 490	SM490Y SM 520 SMA490	SM 570 SMA570	HSB500	HSB600	HSB800
ⓐ 휨 압축응력	40 이하	140	190	215	270	230	270	380
	40 초과 75 이하	130	175 (190)	200 (215)	260 (270)			
	75 초과 100이하			195 (215)	250 (270)			
전단응력	40 이하	80	110	125	155	135	155	220
	40 초과 75 이하	75	100 (110)	115 (125)	150 (155)			
	75 초과 100이하			115 (125)	145 (155)			
지압응력 (강판과 강판 사이)	40 이하	210	285	325	405	345	405	570
	40 초과 75 이하	195	265 (285)	300 (325)	390 (405)			
	75 초과 100이하			295 (325)	375 (405)			

※ TMC 강재일 경우에는 ( )안의 값을 적용한다.

압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 직접 고정되어 있는 경우, 상자형 단면, π형 단면과 같이 횡자굴이 일어나기 어려운 경우 휨 압축응력 적용

▪ 항복 응력 (MPa) (☞ 도.설.해 3.2.5)

강 종 / 응력 종류, 판두께(mm)		SS 400 SM 400 SMA400	SM 490	SM490Y SM 520 SMA490	SM 570 SMA570	HSB500	HSB600	HSB800
기준 항복점	40 이하	235	315	355	450	380	450	690
	40 초과 75 이하	215	295 (315)	335 (355)	430 (450)			
	75 초과 100이하			325 (355)	420 (450)			

※ TMC 강재일 경우에는 ( )안의 값을 적용하고, HSB 600인 경우에는 [ ]안의 값을 적용한다.

▪ 국부좌굴을 고려하지 않는 허용 축방향 압축응력 (MPa) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

강종 / 판두께 (mm)	SS 400 SM 400 SMA400	SM 490 [SM490C-TMC]	SM490Y SM 520 SMA490 [SM520C-TMC]	SM 570 SMA570 [SM570-TMC]
40 이하	$140 : \frac{l}{r} \le 18.6$ $140 - 0.82\,(\frac{l}{r} - 18.6) :$ $18.6 < \frac{l}{r} \le 92.8$ $\frac{1,200,000}{6,700 + (\frac{l}{r})^2} : 92.8 < \frac{l}{r}$	$190 : \frac{l}{r} \le 16.0$ $190 - 1.29\,(\frac{l}{r} - 16.0) :$ $16.0 < \frac{l}{r} \le 80.1$ $\frac{1,200,000}{5,000 + (\frac{l}{r})^2} : 80.1 < \frac{l}{r}$	$215 : \frac{l}{r} \le 15.1$ $215 - 1.55\,(\frac{l}{r} - 15.1) :$ $15.1 < \frac{l}{r} \le 75.5$ $\frac{1,200,000}{4,400 + (\frac{l}{r})^2} : 75.5 < \frac{l}{r}$	$270 : \frac{l}{r} \le 13.4$ $270 - 2.19\,(\frac{l}{r} - 13.4) :$ $13.4 < \frac{l}{r} \le 67.1$ $\frac{1,200,000}{3,500 + (\frac{l}{r})^2} : 67.1 < \frac{l}{r}$
40 초과 75 이하	$130 : \frac{l}{r} \le 19.4$ $130 - 0.73\,(\frac{l}{r} - 19.4) :$ $19.4 < \frac{l}{r} \le 97$ $\frac{1,200,000}{7,300 + (\frac{l}{r})^2} : 97 < \frac{l}{r}$	$175 : \frac{l}{r} \le 16.6$ $175 - 1.15\,(\frac{l}{r} - 16.6) :$ $16.6 < \frac{l}{r} \le 82.8$ $\frac{1,200,000}{5,300 + (\frac{l}{r})^2} : 82.8 < \frac{l}{r}$	$200 : \frac{l}{r} \le 15.5$ $200 - 1.4\,(\frac{l}{r} - 15.5) :$ $15.5 < \frac{l}{r} \le 77.7$ $\frac{1,200,000}{4,700 + (\frac{l}{r})^2} : 77.7 < \frac{l}{r}$	$260 : \frac{l}{r} \le 13.7$ $260 - 2.07\,(\frac{l}{r} - 13.7) :$ $13.7 < \frac{l}{r} \le 68.6$ $\frac{1,200,000}{3,600 + (\frac{l}{r})^2} : 68.6 < \frac{l}{r}$
75 초과 100 이하			$195 : \frac{l}{r} \le 15.8$ $195 - 1.35\,(\frac{l}{r} - 15.8) :$ $15.8 < \frac{l}{r} \le 78.9$ $\frac{1,200,000}{4,800 + (\frac{l}{r})^2} : 78.9 < \frac{l}{r}$	$250 : \frac{l}{r} \le 13.9$ $250 - 1.96\,(\frac{l}{r} - 13.9) :$ $13.9 < \frac{l}{r} \le 69.4$ $\frac{1,200,000}{3,700 + (\frac{l}{r})^2} : 69.4 < \frac{l}{r}$
비고	l : 부재의 유효 좌굴길이 (mm) r : 부재 총단면의 단면 회전 반경 (mm)			

※ TMC 강재일 경우에는 일반강재에 40이하 값을 사용함

강종 / 판두께 (mm)	HSB500	HSB600	HSB800	비 고
80 이하	$230 : \frac{l}{r} \le 14.6$ $230 - 1.72\,(\frac{l}{r} - 14.6) :$ $14.6 < \frac{l}{r} \le 73.0$ $\frac{1,200,000}{4,100 + (\frac{l}{r})^2} : 73.0 < \frac{l}{r}$	$270 : \frac{l}{r} \le 13.4$ $270 - 2.19\,(\frac{l}{r} - 13.4) :$ $13.4 < \frac{l}{r} \le 67.1$ $\frac{1,200,000}{3,500 + (\frac{l}{r})^2} : 67.1 < \frac{l}{r}$	$380 : \frac{l}{r} \le 18.0$ $380 - 4.18\,(\frac{l}{r} - 18.0) :$ $18.0 < \frac{l}{r} \le 54.2$ $\frac{1,200,000}{2,300 + (\frac{l}{r})^2} : 54.2 < \frac{l}{r}$	
80 초과 100 이하				
비고	l : 부재의 유효 좌굴길이 (mm) r : 부재 총단면의 단면 회전 반경 (mm)			

▪ ⓐ 이외의 허용 휨 압축 응력 (MPa) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

판두께(㎜) \ 강 종		SS 400 SM 400 SMA400	SM 490 [SM490C-TMC]	SM490Y SM 520 SMA490 [SM520C-TMC]	SM 570 SMA570 SM570C-TMC]
$\frac{A_w}{A_c} \le 2$	40 이하	$140 : \frac{l}{b} \le 4.6$ $140 - 2.49(\frac{l}{b} - 4.6) :$ $4.6 < \frac{l}{b} \le 30$	$190 : \frac{l}{b} \le 4.0$ $190 - 3.91(\frac{l}{b} - 4.0) :$ $4.0 < \frac{l}{b} \le 30$	$215 : \frac{l}{b} \le 3.8$ $215 - 4.69(\frac{l}{b} - 3.8) :$ $3.8 < \frac{l}{b} \le 27$	$270 : \frac{l}{b} \le 3.4$ $270 - 6.64(\frac{l}{b} - 3.4) :$ $3.4 < \frac{l}{b} \le 25$
	40 초과 75 이하	$130 : \frac{l}{b} \le 4.9$	$175 : \frac{l}{b} \le 4.1$	$200 : \frac{l}{b} \le 3.9$ $200 - 4.24(\frac{l}{b} - 3.9) :$ $3.9 < \frac{l}{b} \le 27$	$260 : \frac{l}{b} \le 3.4$ $260 - 6.25(\frac{l}{b} - 3.4) :$ $3.4 < \frac{l}{b} \le 25$
	75 초과 100 이하	$130 - 2.21(\frac{l}{b} - 4.9) :$ $4.9 < \frac{l}{b} \le 30$	$175 - 3.48(\frac{l}{b} - 4.1) :$ $4.1 < \frac{l}{b} \le 30$	$195 : \frac{l}{b} \le 3.9$ $195 - 4.07(\frac{l}{b} - 3.9) :$ $3.9 < \frac{l}{b} \le 27$	$250 : \frac{l}{b} \le 3.5$ $250 - 5.94(\frac{l}{b} - 3.5) :$ $3.5 < \frac{l}{b} \le 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	40 이하	$140 : \frac{l}{b} \le \frac{9.3}{K}$ $140 - 1.24(K\frac{l}{b} - 9.3) :$ $\frac{9.3}{K} < \frac{l}{b} \le 30$	$190 : \frac{l}{b} \le \frac{8.0}{K}$ $190 - 1.95(K\frac{l}{b} - 8.0) :$ $\frac{8.0}{K} < \frac{l}{b} \le 30$	$215 : \frac{l}{b} \le \frac{7.5}{K}$ $215 - 2.35(K\frac{l}{b} - 7.5) :$ $\frac{7.5}{K} < \frac{l}{b} \le 27$	$270 : \frac{l}{b} \le \frac{6.7}{K}$ $270 - 3.32(K\frac{l}{b} - 6.7) :$ $\frac{6.7}{K} < \frac{l}{b} \le 25$
	40 초과 75 이하	$130 : \frac{l}{b} \le \frac{9.7}{K}$	$175 : \frac{l}{b} \le \frac{8.3}{K}$	$200 : \frac{l}{b} \le \frac{7.8}{K}$ $200 - 2.12(K\frac{l}{b} - 7.8) :$ $\frac{7.8}{K} < \frac{l}{b} \le 27$	$260 : \frac{l}{b} \le \frac{6.9}{K}$ $260 - 3.12(K\frac{l}{b} - 6.9) :$ $\frac{6.9}{K} < \frac{l}{b} \le 25$
	75 초과 100 이하	$130 - 1.10(K\frac{l}{b} - 9.7) :$ $\frac{9.7}{K} < \frac{l}{b} \le 30$	$175 - 1.74(K\frac{l}{b} - 8.3) :$ $\frac{8.3}{K} < \frac{l}{b} \le 30$	$195 : \frac{l}{b} \le \frac{7.9}{K}$ $195 - 2.04(K\frac{l}{b} - 7.9) :$ $\frac{7.9}{K} < \frac{l}{b} \le 27$	$250 : \frac{l}{b} \le \frac{6.9}{K}$ $250 - 2.97(K\frac{l}{b} - 6.9) :$ $\frac{6.9}{K} < \frac{l}{b} \le 25$
비 고		A_w : 복부판의 총 단면적 ($㎟^2$) A_c : 압축플랜지의 총단면적 ($㎟^2$) l : 압축플랜지의 고정점간의 거리 (㎜) b : 압축플랜지의 폭 (㎜) K : $\sqrt{3+\frac{A_w}{2A_c}}$			

※ TMC 강재일 경우에는 ( )안의 값을 적용한다.

강 종 / 판두께(㎜)		HSB500	HSB600	HSB800	비 고
$\frac{A_w}{A_c} \le 2$	100 이하	$230 : \frac{l}{b} \le 3.6$ $230 - 5.19(\frac{l}{b} - 3.6) :$ $3.6 < \frac{l}{b} \le 27$	$270 : \frac{l}{b} \le 3.4$ $270 - 6.64(\frac{l}{b} - 3.4) :$ $3.4 < \frac{l}{b} \le 25$	$380 : \frac{l}{b} \le 5.4$ $380 - 12.63(\frac{l}{b} - 5.4) :$ $5.4 < \frac{l}{b} \le 19$	
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	100 이하	$230 : \frac{l}{b} \le \frac{7.3}{K}$ $230 - 2.60(K\frac{l}{b} - 7.3) :$ $\frac{7.3}{K} < \frac{l}{b} \le 27$	$270 : \frac{l}{b} \le \frac{6.7}{K}$ $270 - 3.32(K\frac{l}{b} - 6.7) :$ $\frac{6.7}{K} < \frac{l}{b} \le 25$	$380 : \frac{l}{b} \le \frac{10.8}{K}$ $380 - 6.13(K\frac{l}{b} - 10.8) :$ $\frac{10.8}{K} < \frac{l}{b} \le 19$	
비 고		A_w : 복부판의 총 단면적 (mm^2) A_c : 압축플랜지의 총단면적 (mm^2) l : 압축플랜지의 고정점간의 거리 (㎜) b : 압축플랜지의 폭 (㎜) K : $\sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$			

▪ 강재 주거더의 허용응력 증가율 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

하중의 조합			증 가 율 (%)	
			정의 휨모멘트를 받는 부분	부의 휨모멘트를 받는 부분
1	크리프의 영향과 건조수축의 영향을 제외한 주하중		0	0
2	주 하 중	압 축 연	15	0
		인 장 연	0	0
3	주하중 + 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차	압 축 연	30	15
		인 장 연	15	15
4	가설시 하중	압 축 연	25	25
		인 장 연	25	25

▪ 마찰 이음용 고장력 볼트 허용력 (kN) (1볼트 1마찰면 마다) (☞ 도.설.해 3.3.2.3)

볼트의 등급 / 나사호칭	F 8 T	F 10 T	S 10 T	F 13 T	S 13 T
M 20	31	39	39	50	50
M 22	39	48	48	63	63
M 24	45	56	56	73	73
M 27	58	73	73	-	-
M 30	71	89	89	-	-

② 바닥판 콘크리트(☞ 도.설.해 3.9.2.7, 도.설.해 3.9.2.8, 도.설.해 4.2.3, 도.설.해 4.6.3.3)

콘크리트 설계 기준강도 (f_{ck})	27.0	MPa
콘크리트 탄성계수 (E_c)	28,693.4	MPa
전단 탄성계수 (G_c)	12,297.2	MPa
탄성계수비 (n)	8.0	
바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차	10.000	℃
바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 (α)	0.000012	
건조수축 계수 (ε_s)	0.000270	
상 대 습 도	70.0	%
CREEP 계수 (ϕ_2)	$\phi_2 = 2\phi_1$: 2	

③ 바닥판 철근

철근 설계 항복강도 (f_y)	400.0	MPa
철근 탄성계수 (E_s)	200,000.0	MPa

2) 하 중 조 건

(1) 고 정 하 중 (☞ 도.설.해 2.1.2)

① 철근 콘크리트 : 25.000 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : 23.500 kN/m^3

③ 강 재 : 78.500 kN/m^3

④ 포장 콘크리트 : 23.500 kN/m^3

(2) 활 하 중 (☞ 도.설.해 2.1.3)

① 설계 차선수 산정

W_c = 11.700 m , N = 3 차로

W = 11.700 / 3 = 3.900 m > 3.600 m

∴ 설계 차로폭 3.600m마다 3차로 연속으로 재하

② 1등급 교량으로서 DB-24 및 DL-24 하중을 적용한다.

▪ DB-24 하중

- 전륜하중 : P_f = 24.000 kN
- 후륜하중 : P_r = 96.000 kN

▪ DL-24 하중

- 차로당 등분포 하중 : W_l = 12.700 kN/m
- 모멘트 계산시 집중하중 : P_m = 108.000 kN
- 전단력 계산시 집중하중 : P_s = 156.000 kN

③ 충 격 계 수

- 1 지간

i = 15 / (40 + L) = 0.168 < 0.300 ∴ i = 0.168

- 2 지간

i = 15 / (40 + L) = 0.136 < 0.300 ∴ i = 0.136

- 3 지간

i = 15 / (40 + L) = 0.168 < 0.300 ∴ i = 0.168

(3) 콘크리트의 Creep와 건조수축의 영향

- 철근 콘크리트의 바닥판의 Creep와 건조수축의 영향에 대한 단면력을 검토한다.

(4) 지점침하에 의한 영향

- 각 지점에서 발생할 수 있는 부등침하의 발생을 가정하여 가장 불리한 단면력을 산정한다.

(5) 온도변화에 대한 영향

- 바닥판과 주형의 온도차 발생시 생기는 단면력 및 응력을 산정하고 이때의 온도 변화는 직선변화 한다고 가정한다.

(6) 풍 하 중 (☞ 도.설.해 2.1.9)

단 면 형 상	풍 하 중
1 ≤ B/D < 8	(4.0 - 0.2(B/D)) D ≥ 6.0
8 ≤ B/D	2.4 D ≥ 6.0

(7) 충 돌 하 중 (☞ 도.설.해 2.4.3.3, 도.설.해 2.4.3.6)

- 다음에 제시된 충돌력은 난간인 경우 바닥판의 설계에만 사용하며, 이 충돌력만을 사용하여 차량 방호 울타리 자체를 설계하는 것은 곤란하다.

수 평 력 (kN/m)		작용 높이	수 직 력 (kN/m)
도심 도로상	일반 도로상		
3.750	2.500	난간 상단부	1.000

- 다음에 제시된 충돌력은 벽식 강성 방호 울타리인 경우 바닥판의 설계에만 사용하며, 이 충돌력만을 사용하여 차량 방호 울타리 자체를 설계하는 것은 곤란하다.

① 수평 충돌력 H는 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0m마다 작용하면 다음 식에 의하여 구한다.

$$H = (\frac{V}{60})^2 \times 7.5 + 2.5 \, (kN/m)$$

② 방호벽 상단에 횡방향으로 10kN/m의 수평하중을 재하한다.

(다만, 곡률반지름 R≤200m인 곡선부에 대해서는 ①, ② 모두에 대해 그 수평충돌력은 계산된 값의 2배로 한다)

(8) 원 심 하 중

▪ 교량의 곡선부는 모든 설계차로에 재하된 DB하중의 백분율로서 표현되는 원심하중에 의해 설계한다.

$$CF = 0.79\frac{V^2}{R}(\%)$$

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분률

V : 설계속도 (km/h)

R : 곡선반경(m)

- 곡선부 교량에서 자동차에 의한 원심하중은 위 식과 같이 충격을 포함하지 않는 활하중에 대한 백분율로 표현되는데, 이때의 활하중이란 최대하중 효과가 발생되도록 설계 차로 위에 한대씩 재하된 DB하중을 말함.

3) 설 계 방 법

(1) 바 닥 판 : 강도설계법 + 경험적설계법

(2) Steel Box Girder : 허용응력 설계법

4) 참 고 문 헌

(1) 도로교 설계기준 (2010)

(2) 도로교 설계기준 해설 (2008)

(3) 콘크리트 구조 설계기준 (2007)

(4) 도로설계 편람 (2008)

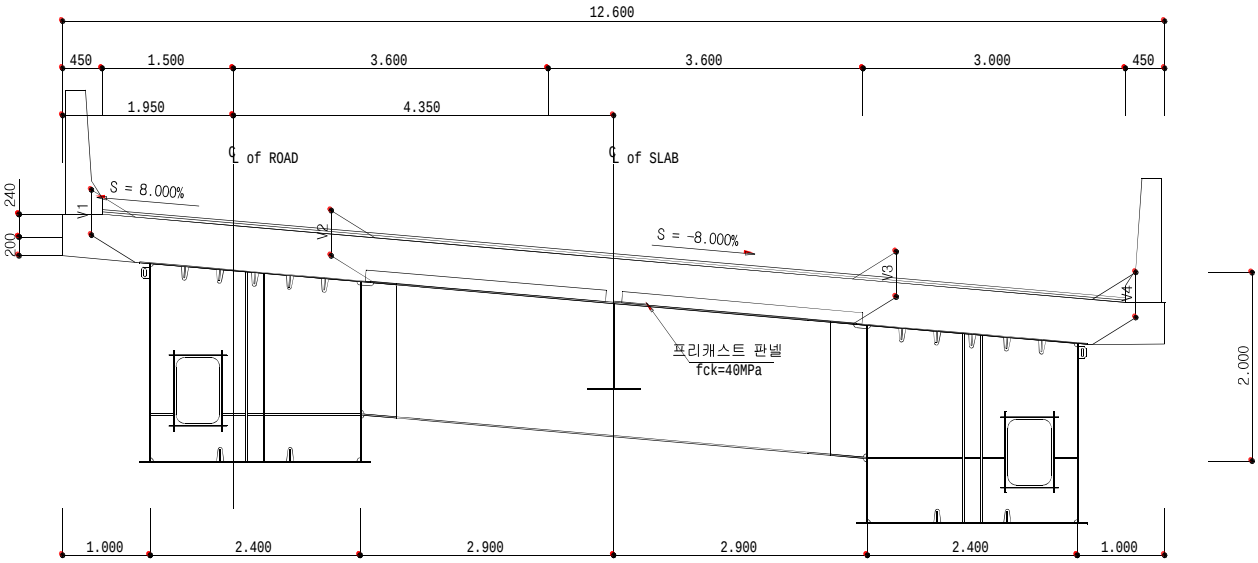
(5) 도로설계 요령 (2009)

(6) 강구조 편람 (1995)

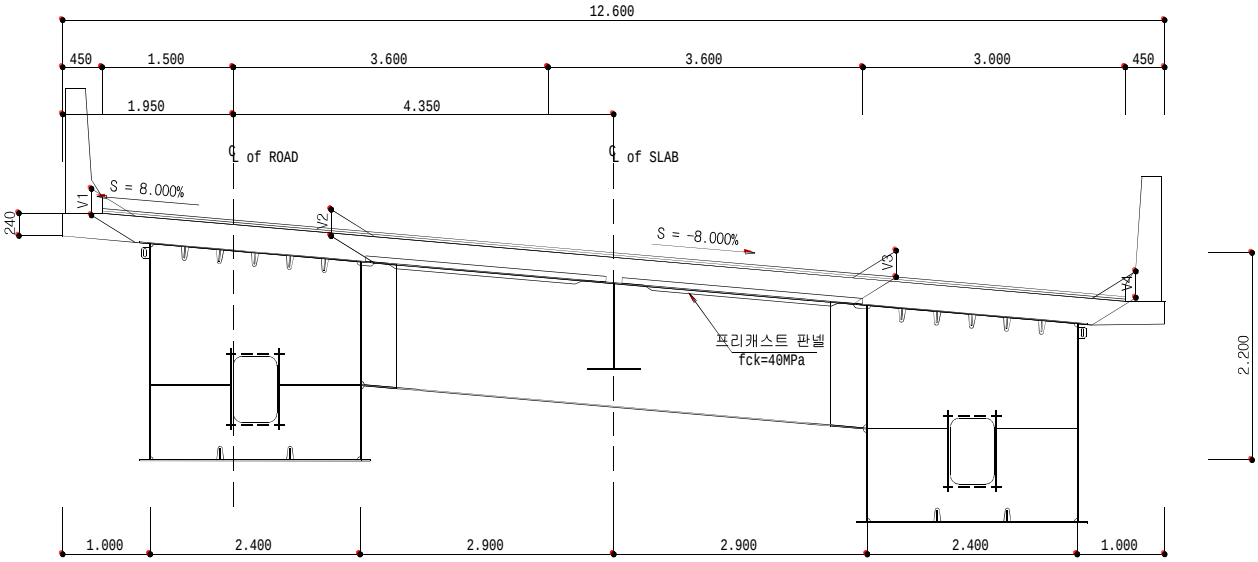
(7) 강도로교 상세부 설계지침 (2006)

2. 단면가정

표준횡단면도 (단지점부)

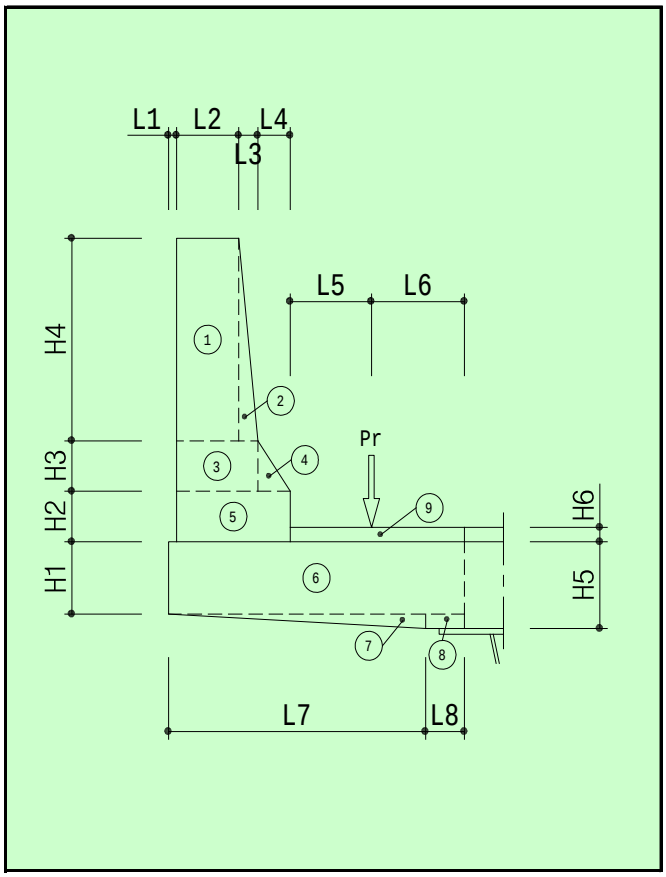


표준횡단면도 (일반부)



3. 바닥판 설계

3.1 좌측 캔틸레버부



H1	0.240 m	L1	0.030 m
H2	0.175 m	L2	0.230 m
H3	0.175 m	L3	0.070 m
H4	0.970 m	L4	0.120 m
H5	0.280 m	L5	0.300 m
H6	0.050 m	L6	0.190 m
H7	0.400 m	L7	0.830 m
R	170.000 m	L8	0.110 m
V	60.000 km/h	L9	0.145 m

콘크리트 단위중량	25.000 kN/m³
무근콘크리트 단위중량	23.500 kN/m³
포장 단위중량	23.500 kN/m³
DB 1후륜 하중 (Pr)	96.000 kN
탱크 총 중량	
탱크궤도 길이	
탱크하중 작용점(L5)	
트레일러 1후륜 하중	
트레일러하중 작용점(L5)	

(1) 고 정 하 중

NO.	산 식	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)
1	0.230 × 0.970 × 25.000	5.578	0.795	4.434
2	½ × 0.070 × 0.970 × 25.000	0.849	0.657	0.557
3	0.300 × 0.175 × 25.000	1.313	0.760	0.998
4	½ × 0.120 × 0.175 × 25.000	0.263	0.570	0.150
5	0.420 × 0.175 × 25.000	1.838	0.700	1.286
6	0.940 × 0.240 × 25.000	5.640	0.470	2.651
7	½ × 0.830 × 0.040 × 25.000	0.415	0.387	0.160
8	0.110 × 0.040 × 25.000	0.110	0.055	0.006
9	0.490 × 0.050 × 23.500	0.576	0.245	0.141
10	(부가하중 : 투석방지망1)	1.000	0.795	0.795
TOTAL		17.580		**11.178**

(2) 활 하 중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

▪ 윤하중 분포폭 (☞ 도.설 3.6.1.4)

E = 0.8 · X + 1.14 = 0.8 × 0.190 + 1.14 = 1.292 m 여기서, X = 0.190 m

▪ 충 격 계 수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.190) = 0.373 > 0.300 i = 0.300

▪ 작용 모멘트

MI+i = (96.00 / 1.292)×0.190×(1 + 0.30) = **18.353** kN·m/m

(3) 차량 충돌 하중 (☞ 도.설.해 2.4.3.6)

① 수평충돌력 H는 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0m 마다 작용시

$$H=(V/60)^2\times 7.5+2.5$$

여기서,

H : 강성 방호울타리 1m 높이에 직각으로 작용하는 교축 1m당의 수평충돌력(kN/m)

V : 차량의 충돌 속도(km/h), 최근 도로환경이 개선되고 주행속도가 높아지는 경향이 있으므로 충돌속도는 도로의 설계속도로 볼 수 있다.

H = (60.000 / 60)² × 7.5 + 2.5 = 10.000 kN/m 작용높이 h = 1.190 m

Mco = 10.000 × 1.190 = 11.900 kN·m/m

② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10.000 kN/m 의 수평하중 재하시

H = 10.000 = 10.000 kN/m 작용높이 h = 1.460 m

Mco = 10.000 × 1.460 = 14.600 kN·m/m

③ 곡선반경 R ≤ 200m 이므로 ①과 ②에 의해 계산된 값중에서 큰 값의 2배를 적용

Mco = 14.600 × 2 = **29.200** kN·m/m

(4) 풍 하 중 (3.000 kN/m²) (☞ 도.설.해 2.1.11)

Pw = 3.000 × 1.670 = 5.010 kN/m

Mw = 5.010 × (1.670 / 2 + 0.05 + 0.28 / 2) = **5.135** kN·m/m

(5) 원 심 하 중 (☞ 도.설.해 2.1.17)

$$CF=0.79\ V^2 / R(\%)$$

여기서,

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도 (km/h)

R : 곡선반경 (m)

▪ 일반 차량하중 작용시

CF = 0.79 × 60.000² / 170.000 = 16.729 (%)

Pcf = 96.000 / 1.292 × 16.729 / 100 = 12.431 kN/m 작용높이 h = 1.990 m

Mcf = 12.431 × 1.990 = **24.737** kN·m/m

(6) 작용 모멘트

구 분	고정하중(M_D)	활하중(M_{L+i})	군중하중(M_{L+i})	충돌하중(M_{CO})	난간충돌하중(M_{CO})	풍하중(M_W)	원심하중(M_{CF})
모 멘 트	**11.178**	**18.353**	**0.000**	**29.200**	**0.000**	**5.135**	**24.737**

(7) 하 중 조 합 (☞ 도.설.해 2.2.3.2)

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	비 고
CASE 1	kN·m	1.30	2.15			1.30	
CASE 2	"	1.30	1.30	1.30		1.30	차량 충돌하중
CASE 3	"	1.30	1.30		0.65	1.30	활하중 재하시
CASE 4	"	1.20		1.20	1.20		차량 충돌하중
CASE 5	"	1.30			1.30		
CASE 6	"	1.00	1.00		0.30	0.00	사용모멘트
CASE 7	"	1.00	1.00	0.00		0.00	차량충돌 사용모멘트

(8) 계산 적용 모멘트 산정

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	소 계
CASE 1	kN·m	14.532	39.459			32.158	86.148
CASE 2	"	14.532	23.859	37.960		32.158	108.508
CASE 3	"	14.532	23.859		3.338	32.158	73.886
CASE 4	"	13.414		35.040	6.162		54.616
CASE 5	"	14.532			6.676		21.207
최대 계수 모멘트							**108.508**
CASE 6	"	11.178	18.353		1.541	0.000	31.072
CASE 7	"	11.178	18.353	0.000		0.000	29.531
최대 사용 모멘트							**31.072**

(9) 캔틸레버판 단부 설계 (☞ 도.설.해 4.7.6.4)

① 주철근량 : 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배근한다.

② 배력철근량 : 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판 상측에 배력 철근량의 2배를 배력철근으로 배근한다.

③ 배치범위 : 도로교설계기준 강교편 바닥판에 배치 범위가 명시되지 않아 콘크리트편 4.7.5.7을 적용하여 캔틸레버판의 고정하중에 대한 지간을 배치 범위로 적용한다.

(10) 바닥판의 최소 두께 (X = 0.19 ≤ 0.25인 경우) (☞ 도.설.해 3.6.1.5)

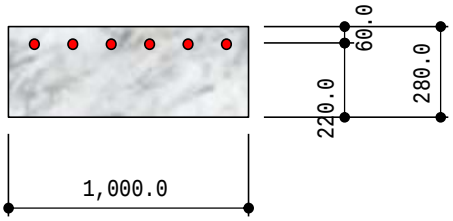
$h_{m\ in}$ = (280 · L + 180) = (280 × 0.190 + 180) = 233.2 mm > 220.0 mm ∴ h_{req} = 233.2 mm

h_{use} = 280.0 mm > h_{req} = 233.2 mm ····· O.K !!

(11) 단 면 검 토

① 캔틸레버부

f_{ck}	=	27.0	MPa	f_y	=	400.0	MPa
M_u	=	108.5	kN·m	M	=	31.1	kN·m
b	=	1,000.0	mm	h	=	280.0	mm
β	=	0.85		d'	=	60.0	mm
$Ø_f$	=	0.85		d	=	220.0	mm



▪ 강도 감소계수 ($Ø_f$) 산정 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

$T = A_s \times f_y$ = 1,986.0 × 400.0 = 794,400.0

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b$ = 0.85 × 27.0 × a × 1,000.0 = 22,950.0 a

T = C 이므로, a = 34.614mm

c = 34.614 / β = 34.614 / 0.85 = 40.723 mm

$\varepsilon_y = f_y / E_s$ = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020

$\varepsilon_t = 0.003 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (220.0 - 40.723) / 40.723$ = 0.0132

ε_t = 0.0132 ≥ 0.0050 이므로 인장지배 단면이며, Øf = 0.85를 적용한다.

▪ 필요 철근량 산정

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 0.017429 A_s ---------- ①

$M_u = \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$ = 74,800.0 A_s - 170.0 $A_s \cdot a$ ---------- ②

식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다.

108,508,257.1 = -2.962963 A_s^2 + 74,800.0 A_s

∴ $A_{s\,req}$ = **1,545.227** mm^2

▪ 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\,use}$ = H 16 @ 200.0 = 993.0 mm^2

H 16 @ 200.0 = 993.0 mm^2

Σ = **1,986.0** mm^2 [사용률 = 1.285] ····· O.K !!

▪ 철근량 검토

$A_{s\,min}$ = 1.4 / f_y × b × d = 770.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 0.25√(f_{ck})/f_y × b × d = 714.5 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 수축 온도 철근량 = 560.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 5.7.2)

∴ $A_{s\,min}$ = **770.0** mm^2

$A_{s\,max}$ = 0.714 × ρ_b × b × d = **4,596.4** mm^2 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

∴ $A_{s\,max}$ ≥ $A_{s\,use}$ ≥ $A_{s\,min}$ ····· O.K !!

▪ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 34.614 mm

ΦM_n = 0.85×1,986.0×400.0×(220.0-a/2) = **136.866** kN·m

∴ ΦM_n ≥ M_u [사용률 = 1.261] ····· O.K !!

▪ 배력 철근량 산정 (☞ 도.설.해 3.6.1.4)

백분율 = 120 / √(L) = 120 / √(0.940) = 123.771 % ≥ 67.0 %

A_s = 1,545.227 × 67.000 % = 1,035.302 mm^2

수축·온도철근량 = 0.002 · b · h = 560.000 mm^2

∴ $A_{s\ req}$ = 1,035.302 mm^2

▪ 배력철근 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\ use}$ = H 19 @ 250.0 = 1,146.0 mm^2

Σ = **1,146.0** mm^2 **[사용률 = 1.107]** ····· **O.K !!**

② 캔틸레버부 단부 설계 (☞ 도.설.해 4.7.6.4)

철근 콘크리트 바닥판의 경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 배치 범위는 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간 0.940m 이상 배치 한다.

▪ 주 철 근

∴ $A_{s\ req}$ = **3,090.455** mm^2

∴ $A_{s\ use}$ = H 22 @ 200.0 = 1,935.5 mm^2

H 22 @ 200.0 = 1,935.5 mm^2

Σ = **3,871.0** mm^2 **[사용률 = 1.253]** ····· **O.K !!**

▪ 배 력 철 근

∴ $A_{s\ req}$ = **2,070.605** mm^2

∴ $A_{s\ use}$ = H 19 @ 125.0 = 2,292.0 mm^2

Σ = **2,292.0** mm^2 **[사용률 = 1.107]** ····· **O.K !!**

③ 사용성 검토

탄성계수비 n	= Es / Ec	=	8.0		
$A_{s\ use}$	= H 16 @ 200.0	=	993.0 mm^2	(개수 = 10.0 ea)	
	H 16 @ 200.0	=	993.0 mm^2		
	Σ	=	**1,986.0** mm^2		
철근비 ρ	= A_s / bd				
	= 1,986.0 / (1,000.0 × 220.0)	=	0.00903		
중립축 k	= $-n\rho + \sqrt{(2n\rho + (n\rho)^2)}$				
	= $-0.0722 + \sqrt{(2\times0.0722 + 0.0722^2)}$	=	0.31463		
중립축 거리 x	= k × d = 0.31463 × 220.0	=	69.219		
j	= 1 - k / 3 = 1 - 0.315 / 3	=	0.895		
철근 응력 f_s	= M / (A_s × j × d)				
	= 31.07 / (1,986.0 × 0.895 × 220.0)	=	79.448 MPa		

▪ 균 열 검 토 (☞ 콘.설.해 4.2)

최소 두께 c_c = 60.0 - 15.9 / 2 = 52.050 mm

인장연단 폭 s_1 = 375 × (210 / f_s) - 2.5·c_c (☞ 콘.설.해 6.3.3)

= 375×(210 / 79.448) - 2.5×52.050 = 861.095 mm

인장연단 폭 s_2 = 300 × (210 / f_s)

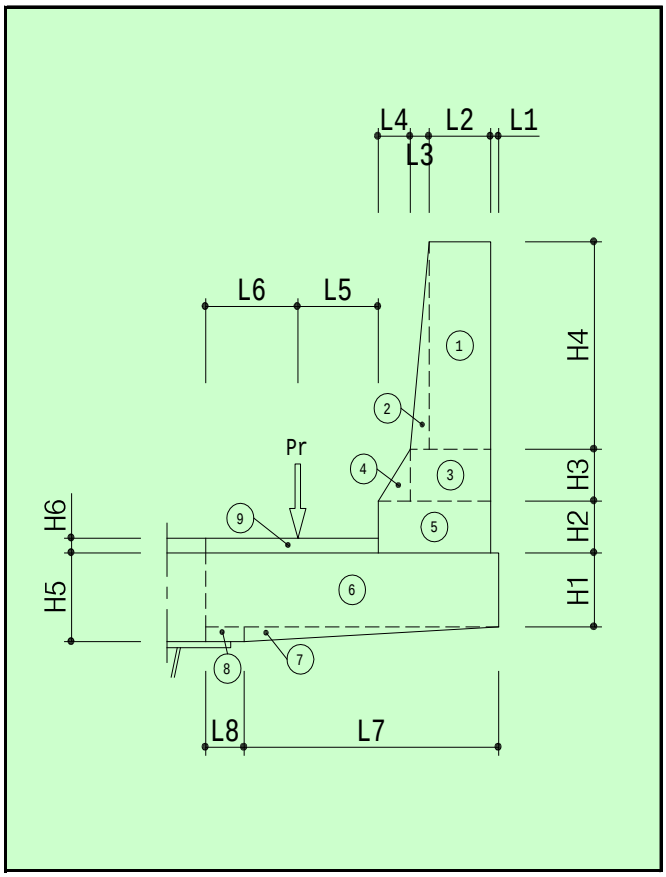
= 300×(210 / 79.448) = 792.976 mm

Min = 792.976 mm

∴ **s** = 1,000.0 / 10.0ea = **100.0 mm** ≤ s_a = **793.0 mm** ····· **O.K !!**

3. 바닥판 설계

3.2 우측 캔틸레버부



H1	0.240 m	L1	0.030 m
H2	0.175 m	L2	0.230 m
H3	0.175 m	L3	0.070 m
H4	0.970 m	L4	0.120 m
H5	0.280 m	L5	0.300 m
H6	0.050 m	L6	0.190 m
H7	-0.320 m	L7	0.830 m
R	170.000 m	L8	0.110 m
V	60.000 km/h	L9	0.145 m

콘크리트 단위중량	25.000 kN/m³
무근콘크리트 단위중량	23.500 kN/m³
포장 단위중량	23.500 kN/m³
DB 1후륜 하중 (Pr)	96.000 kN
탱크 총 중량	
탱크궤도 길이	
탱크하중 작용점(L5)	
트레일러 1후륜 하중	
트레일러하중 작용점(L5)	

(1) 고 정 하 중

NO.	산 식	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)
1	0.230 × 0.970 × 25.000	5.578	0.795	4.434
2	½ × 0.070 × 0.970 × 25.000	0.849	0.657	0.557
3	0.300 × 0.175 × 25.000	1.313	0.760	0.998
4	½ × 0.120 × 0.175 × 25.000	0.263	0.570	0.150
5	0.420 × 0.175 × 25.000	1.838	0.700	1.286
6	0.940 × 0.240 × 25.000	5.640	0.470	2.651
7	½ × 0.830 × 0.040 × 25.000	0.415	0.387	0.160
8	0.110 × 0.040 × 25.000	0.110	0.055	0.006
9	0.490 × 0.050 × 23.500	0.576	0.245	0.141
10	(부가하중 : 투석방지망2)	1.000	0.795	0.795
TOTAL		17.580		**11.178**

(2) 활 하 중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

▪ 윤하중 분포폭 (☞ 도.설 3.6.1.4)

E = 0.8·X + 1.14 = 0.8 × 0.190 + 1.14 = 1.292 m 여기서, X = 0.190 m

▪ 충 격 계 수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.190) = 0.373 > 0.300 i = 0.300

▪ 작용 모멘트

MI+i = (96.00 / 1.292)×0.190×(1 + 0.30) = **18.353** kN·m/m

(3) 차량 충돌 하중 (☞ 도.설.해 2.4.3.6)

① 수평충돌력 H는 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0m 마다 작용시

$$H=(V/60)^2\times 7.5+2.5$$

여기서,

H : 강성 방호울타리 1m 높이에 직각으로 작용하는 교축 1m당의 수평충돌력(kN/m)

V : 차량의 충돌 속도(km/h), 최근 도로환경이 개선되고 주행속도가 높아지는 경향이 있으므로 충돌속도는 도로의 설계속도로 볼 수 있다.

H = (60.000 / 60)² × 7.5 + 2.5 = 10.000 kN/m 작용높이 h = 1.190 m

Mco = 10.000 × 1.190 = 11.900 kN·m/m

② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10.000 kN/m 의 수평하중 재하시

H = 10.000 = 10.000 kN/m 작용높이 h = 1.460 m

Mco = 10.000 × 1.460 = 14.600 kN·m/m

③ 곡선반경 R ≤ 200m 이므로 ①과 ②에 의해 계산된 값중에서 큰 값의 2배를 적용

Mco = 14.600 × 2 = **29.200** kN·m/m

(4) 풍 하 중 (3.000 kN/m²) (☞ 도.설.해 2.1.11)

Pw = 3.000 × 0.950 = 2.850 kN/m

Mw = 2.850 × (0.950 / 2 + 0.05 + 0.28 / 2) = **1.895** kN·m/m

(5) 원 심 하 중 (☞ 도.설.해 2.1.17)

$$CF=0.79\ V^2 / R(\%)$$

여기서,

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도 (km/h)

R : 곡선반경 (m)

▪ 일반 차량하중 작용시

CF = 0.79 × 60.000² / 170.000 = 16.729 (%)

Pcf = 96.000 / 1.292 × 16.729 / 100 = 12.431 kN/m 작용높이 h = 1.990 m

Mcf = 12.431 × 1.990 = **24.737** kN·m/m

(6) 작용 모멘트

구 분	고정하중(M_D)	활하중(M_{L+i})	군중하중(M_{L+i})	충돌하중(M_{CO})	난간충돌하중(M_{CO})	풍하중(M_W)	원심하중(M_{CF})
모 멘 트	11.178	18.353	0.000	29.200	0.000	1.895	24.737

(7) 하 중 조 합 (☞ 도.설.해 2.2.3.2)

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	비 고
CASE 1	kN·m	1.30	2.15			1.30	
CASE 2	"	1.30	1.30	1.30		1.30	차량 충돌하중
CASE 3	"	1.30	1.30		0.65	1.30	활하중 재하시
CASE 4	"	1.20		1.20	1.20		차량 충돌하중
CASE 5	"	1.30			1.30		
CASE 6	"	1.00	1.00		0.30	0.00	사용모멘트
CASE 7	"	1.00	1.00	0.00		0.00	차량충돌 사용모멘트

(8) 계산 적용 모멘트 산정

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	소 계
CASE 1	kN·m	14.532	39.459			32.158	86.148
CASE 2	"	14.532	23.859	37.960		32.158	108.508
CASE 3	"	14.532	23.859		1.232	32.158	71.780
CASE 4	"	13.414		35.040	2.274		50.728
CASE 5	"	14.532			2.464		16.995
최대 계수 모멘트							**108.508**
CASE 6	"	11.178	18.353		0.569	0.000	30.100
CASE 7	"	11.178	18.353	0.000		0.000	29.531
최대 사용 모멘트							**30.100**

(9) 캔틸레버판 단부 설계 (☞ 도.설.해 4.7.6.4)

① 주철근량 : 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배근한다.

② 배력철근량 : 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판 상측에 배력 철근량의 2배를 배력철근으로 배근한다.

③ 배치범위 : 도로교설계기준 강교편 바닥판에 배치 범위가 명시되지 않아 콘크리트편 4.7.5.7을 적용하여 캔틸레버판의 고정하중에 대한 지간을 배치 범위로 적용한다.

(10) 바닥판의 최소 두께 (X = 0.19 ≤ 0.25인 경우) (☞ 도.설.해 3.6.1.5)

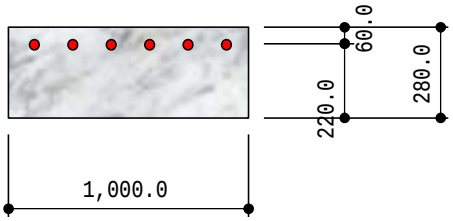
h_{min} = (280 · L + 180) = (280 × 0.190 + 180) = 233.2 mm > 220.0 mm ∴ h_{req} = 233.2 mm

h_{use} = 280.0 mm > h_{req} = 233.2 mm ····· O.K !!

(11) 단 면 검 토

① 캔틸레버부

f_{ck}	=	27.0 MPa	f_y	=	400.0 MPa
M_u	=	108.5 kN·m	M	=	30.1 kN·m
b	=	1,000.0 mm	h	=	280.0 mm
β	=	0.85	d'	=	60.0 mm
$Ø_f$	=	0.85	d	=	220.0 mm



▪ 강도 감소계수 (ϕ_f) 산정 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

$T = A_s \times f_y = 1{,}986.0 \times 400.0 = 794{,}400.0$

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1{,}000.0 = 22{,}950.0\ a$

$T = C$ 이므로, $a = 34.614$mm

$c = 34.614 / \beta = 34.614 / 0.85 = 40.723$ mm

$\varepsilon_y = f_y / E_s = 400.0 / 200{,}000.0 = 0.0020$

$\varepsilon_t = 0.003 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (220.0 - 40.723) / 40.723 = 0.0132$

$\varepsilon_t =$ 0.0132 ≥ 0.0050 이므로 인장지배 단면이며, $\phi f = 0.85$를 적용한다.

▪ 필요 철근량 산정

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 0.017429\ A_s$ ---------- ①

$M_u = \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 74{,}800.0\ A_s - 170.0\ A_s \cdot a$ ---------- ②

식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다.

$108{,}508{,}257.1 = -2.962963\ A_s^2 + 74{,}800.0\ A_s$

∴ $A_{s\ req} =$ **1,545.227** mm²

▪ 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\ use}$ = H 16 @ 200.0 = 993.0 mm²

H 16 @ 200.0 = 993.0 mm²

Σ = **1,986.0** mm² [사용률 = 1.285] ····· O.K !!

▪ 철근량 검토

$A_{s\ min}$ = $1.4 / f_y \times b \times d$ = 770.0 mm² (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= $0.25\sqrt{(f_{ck})}/f_y \times b \times d$ = 714.5 mm² (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 수축 온도 철근량 = 560.0 mm² (☞ 콘.설.해 5.7.2)

∴ $A_{s\ min}$ = **770.0** mm²

$A_{s\ max}$ = 0.714 × $\rho_b \times b \times d$ = **4,596.4** mm² (☞ 콘.설.해 6.2.2)

∴ $A_{s\ max} \geq A_{s\ use} \geq A_{s\ min}$ ····· O.K !!

▪ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 34.614$ mm

$\Phi M_n = 0.85 \times 1{,}986.0 \times 400.0 \times (220.0 - a/2) =$ **136.866** kN·m

∴ $\Phi M_n \geq M_u$ [사용률 = 1.261] ····· O.K !!

▪ 배력 철근량 산정 (☞ 도.설.해 3.6.1.4)

백분율 = $120 / \sqrt{(L)} = 120 / \sqrt{(0.940)} = 123.771$ % ≥ 67.0 %

$A_s = 1{,}545.227 \times 67.000\ \% = 1{,}035.302$ mm²

수축·온도철근량 = $0.002 \cdot b \cdot h = 560.000$ mm²

∴ $A_{s\ req} = 1{,}035.302$ mm²

▪ 배력철근 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\ use}$ = H 19 @ 250.0 = 1,146.0 mm²

Σ = **1,146.0** mm² [사용률 = 1.107] ····· O.K !!

② 캔틸레버부 단부 설계 (☞ 도.설.해 4.7.6.4)

철근 콘크리트 바닥판의 경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 배치 범위는 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간 0.940m 이상 배치 한다.

▪ 주 철 근

∴ $A_{s\ req}$ = **3,090.455** mm^2

∴ $A_{s\ use}$ = H 22 @ 200.0 = 1,935.5 mm^2

H 22 @ 200.0 = 1,935.5 mm^2

Σ = **3,871.0** mm^2 **[사용률 = 1.253]** ····· O.K !!

▪ 배 력 철 근

∴ $A_{s\ req}$ = **2,070.605** mm^2

∴ $A_{s\ use}$ = H 19 @ 125.0 = 2,292.0 mm^2

Σ = **2,292.0** mm^2 **[사용률 = 1.107]** ····· O.K !!

③ 사용성 검토

탄성계수비 n	= Es / Ec	=	8.0		
$A_{s\ use}$	= H 16 @ 200.0	=	993.0	mm^2	(개수 = 10.0 ea)
	H 16 @ 200.0	=	993.0	mm^2	
		Σ =	**1,986.0**	mm^2	
철근비 ρ	= A_s / bd				
	= 1,986.0 / (1,000.0 × 220.0)	=	0.00903		
중립축 k	= $-n\rho + \sqrt{(2n\rho + (n\rho)^2)}$				
	= $-0.0722 + \sqrt{(2\times0.0722 + 0.0722^2)}$	=	0.31463		
중립축 거리 x	= k × d = 0.31463 × 220.0	=	69.219		
j	= 1 - k / 3 = 1 - 0.315 / 3	=	0.895		
철근 응력 f_s	= M / (A_s × j × d)				
	= 30.10 / (1,986.0 × 0.895 × 220.0)	=	76.962	MPa	

▪ 균 열 검 토 (☞ 콘.설.해 4.2)

최소 두께 c_c = 60.0 - 15.9 / 2 = 52.050 mm

인장연단 폭 s_1 = 375 × (210 / f_s) - 2.5·c_c (☞ 콘.설.해 6.3.3)

= 375×(210 / 76.962) - 2.5×52.050 = 893.104 mm

인장연단 폭 s_2 = 300 × (210 / f_s)

= 300×(210 / 76.962) = 818.583 mm

Min = 818.583 mm

∴ **s** = 1,000.0 / 10.0ea = **100.0 mm** ≤ **s_a = 818.6 mm** ····· O.K !!

3. 바닥판 설계

3.3 중 앙 부(경험적 설계법 + 프리캐스트 패널)

1) 경험적 설계법에 의한 바닥판 슬래브계산

(☞ 도.설.해 4.7.7.3)

바닥판 제원		
바닥판 두께		264.0 mm
(플랜지 두께 변화를 고려한 가장 불리한 단면)		
유효지간		2,765.0 mm
철근 덮개	상면	60.0 mm
	하면	40.0 mm

(1) 설 계 조 건

① 지지부재 : 강재 주거더

② 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생도어야 함

③ 거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게 한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정해야 함

④ 바닥판의 두게에 대한 유효지간의 비가 6이상 15이하인 경

6 ≤ 2,765.0 mm / 264.0 mm = 10.47 ≤ 15 ····· O.K !!

⑤ 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150mm 이상인 경우

8.0 mm + 164.0 mm + 8.0 mm = 179.90 ≥ 150 ····· O.K !!

⑥ 유효 지간이 표준차선폭 3.6m 이하인 경우

2.765 m ≤ 3.600 m ····· O.K !!

⑦ 바닥판의 흠집, 마모면, 그리고 보호피복두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240mm 이상인 경우

264.0 mm ≥ 240.0 mm ····· O.K !!

⑧ 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 5배 이상이거나 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께에 3배 이상이고 연속인 콘크리트 방호책과 구조적으로 합성이 된 경우

※ 캔틸레버 길이 5배 규정은 도.설.해 4.7.4.1 바닥판 최소두께 기준을 만족시키지 못하므로 무시

좌측 캔틸레버 (방호책있음) : 0.940m ≥ 0.264m × 3 = 0.792m ····· O.K !!

우측 캔틸레버 (방호책있음) : 0.940m ≥ 0.264m × 3 = 0.792m ····· O.K !!

⑨ 콘크리트의 28일 압축강도가 27MPa 이상인 경우

27.0 MPa ≥ 27.0 MPa ····· O.K !!

⑩ 철근 콘크리트 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전합성거동을 하여야함

(2) 철근 배근량

(☞ 도.설.해 4.7.7.4)

위 치			산 정 식					검 토
주 철 근	하 면 철 근	필요철근량	264,000.0	×	0.4%	=	1,056.0 mm²	····· O.K !!
		1 Cycle	H 16	@	400.0	=	496.5 mm²	
		프리캐스트	H 13	@	120.0	=	1,055.8 mm²	
	상 면 철 근	필요철근량	264,000.0	×	0.3%	=	792.0 mm²	····· O.K !!
		1 Cycle	H 16	@	400.0	=	496.5 mm²	
		2 Cycle	H 16	@	400.0	=	496.5 mm²	
배 력 철 근	하 면 철 근	필요철근량	264,000.0	×	0.3%	=	792.0 mm²	····· O.K !!
		사용철근량	H 16	@	250.0	=	794.4 mm²	
	상 면 철 근	필요철근량	264,000.0	×	0.3%	=	792.0 mm²	····· O.K !!
		사용철근량	H 16	@	250.0	=	794.4 mm²	
바닥판 슬래브 단면적 = 1,000.0 mm × 264.0 mm = 264,000.0 mm²								

3. 바닥판 설계

3.4 내부지점부 주장율검토 (☞ 도.설.해 3.9.2.3)

- 인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적에 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다. 이경우 교축방향 철근의 총주변장의 바닥판 콘크리트의 단면적에 대한 비, 즉 주장률은 0.0035 mm/mm2 이상으로 하면 좋다. 또한 바닥판 작용에 대처하기 위하여 배치된 철근을 교축방향 철근의 일부로 볼 수 있다.
- 철근은 고정하중에 의한 휨모멘트의 부호가 변하는 점을 지나서 바닥판 콘크리트의 압축측에 정착한다.

- 필요 철근량 산정

A_c = 1,000.0 × 264.0 = 264,000.0 mm^2

∴ $A_{s\ req}$ = 264,000.0 × 1.5% = **3,960.0** mm^2

- 사용 철근량

∴ $A_{s\ use}$ = H 22 @ 125.0 = 3,096.8 mm^2

H 22 @ 125.0 = 3,096.8 mm^2

Σ = **6,193.6** mm^2 **[사용률 = 1.564]** ····· 0.K !!

- 주장률 검토

사용철근 개수 : 8.000 + 8.000 = 16.00 EA/m

주 장 률 : $\mu = \dfrac{\pi \times D \times n + \pi \times D \times n}{1000 \times t_m}$ > 0.0035 mm/mm^2

여기서 , D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$\mu = \dfrac{\pi \times 22.20 \times 8.00 + \pi \times 22.20 \times 8.00}{1{,}000.00 \times 264.00} = 0.0042$ mm/mm^2

μ = 0.0042 mm/mm^2 > μ_a = 0.0035 mm/mm^2 **O.K.**

3.5 프리캐스트 패널 합성전 검토

(1)일반조건

교량명	상부형식	연장	교량폭원	평면선형
옥산JCT-R-D교	SEB 거더교	170.3 m	12.60 m	곡선교

(2)재료강도 및 특성

구 분		Rib Deck	바닥판 슬래브
콘크리트	압축강도(fck)	40 MPa	27 MPa
	탄성계수(Ec)	$8500\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 30,891 MPa	$8500\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,804 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	포장
단위중량	25.0 kN/㎥	23.5 kN/㎥

(4)프리캐스트 패널 설계제원

슬래브 평균두께(T)	280	플랜지 높이(H)	60	Top Bar 2 직경(Φ)	16
순 지 간(L)	2,630	Diagonal-Bar 피치	200	RiB DECK단위폭(B)	400
계 산 지 간(L')	2,690	RiB 높이(t)	50	포장두께(T1)	50
Top Bar 1 직경(Φ)	16	Bottom Bar 직경(Φ)	6	Main Bar 직경(Φ)	13

(5)합성전 안전성 검토

▪ 하중산정

1) 하중산정기준 (콘크리트표준시방서)

①고정하중 : 콘크리트의 자중

②활하중 : 3.75 kN/㎡ (진동식 카트 장비 사용시)

2) 고정하중

① RiB DECK 자중

Mp = [(0.06×0.4×25) + 0.5×(0.1+0.22)×0.06×25]×2.69 ² / 8 = 0.724 kN.m

② 현장타설 콘크리트 하중(후타설 콘크리트)

Mc = (0.22 × 0.4 × 25) × 2.69 ² / 8 = 1.990 kN.m

③ 고정하중에 의한 부재력

MD =Mp + Mc = 0.724 + 1.99 = 2.714 kN.m

3) 활하중

① 활하중

MA = (3.75 × 0.4) × 2.69 ² / 8 = 1.357 kN.m

② 활하중에 의한 부재력

ML = MA = 1.357 = 1.357 kN.m

(6)단면상수 산정 및 철근 극한응력 검토

1) 단면상수 산정

구분	A(mm^2)	y(mm)	A×y(mm^3)	A×y^2(mm^4)	I(mm^4)
Top Bar	201.062	167.000	33577	5607416	3137.317
Bottom Bar	56.549	53.000	2997	158845	159.623
Main Bar 1	253.400	6.350	1609	10218	2553.964
Main Bar 2	168.891	56.350	9517	536284	1702.217
계	679.902		47701	6312763	7553.121

χ = 47700.525 / 679.902 = 70.158 mm

y_ℓ = 70.158 mm , y_u = 104.842 mm

I = 7553.121 + 6312763 - (679.902 × 70.158 2)

= 2973741.204 mm^4

2) 응력 검토

: 공사중 압축력을 받는 상부철근의 안전성 검토는 본계산이 실제발생응력이 아닌 극한 응력을 토대로 검토하게 되므로 Diagonal bar에 의하여 강결제작된 Top Bar의 길이와 Top Bar의 단면적에 의한 세장비를 고려한 감소계수를 추가로 적용하여 안전성 검토를 수행한다.

① Top Bar(Φ16) 응력검토

▪ Top-Bar의 응력산정

- Mu = MD + Mℓ = 2713.538 + 1356.769 = 4070.306 kN.mm

- $fc = \frac{Mu}{I} y_u$ = 4070.30625 × 104.842 / 2973741.204 = 0.144 kN/mm^2

= 143.500 MPa

▪ 허용압축응력(fa) 산정(도로교설계기준 3.3.2)

- 단 면 적 : A = 201.062 mm^2
- 2차 회전반경: r = √(I/A) = 1/4 d = 4.000 mm
- 세 장 비 : λ = l/r = 0.80 × 200 / 4 = 40.0

여기서, 세장비 계산을 위한 유효깊이 계수 (β)는 0.80를 적용함.

▶ 국부 좌굴을 고려하지 않는 허용축방향 압축응력

$\frac{l}{r}$ = 40.0 , 13.7 < $\frac{l}{r}$ < 68.6 인 경우 이므로

fa = 260- 2.07 ×($\frac{l}{r}$ - 13.7) = 260 - 2.07 × (40 - 13.7)

= 206.000 MPa > 143.500 MPa ∴ O.K 69.66%

② 하단인장철근 검토

fs = 4070.306 × 70.158 / 2973741.204

= 0.096 kN/mm^2 = 96.03 MPa < 160 MPa ∴ O.K 60.02%

(7) 합성후 수평전단(Horizontal Shear) 검토

▶ 본 항에서는 Rib-Deck와 그 위에 타설되는 현장콘크리트가 합성되는 접합면에서 발생하는 수평 전단력에 대해 Rib-Deck에 삽입되어 돌출된 Truss Girder의 Diagonal-Bar에 의한 전단강도에 대해 검토함.

▶ Rib-Deck와 그 위에 타설되는 현장콘크리트가 합성되는 접합면에서 발생하는 수평전단력에 대한 마찰저항력이 최대한 발생하기 위해 Rib-Deck 상면의 마찰조도를 확보하여 제작됨.

▶ 기수행한 Rib-Deck의 구조적 안전성 확보에 대한 실험에서 신·구콘크리트의 일체화는 충분히 검증되었음.

1) 하중산정

① 고정하중

- 포 장 0.05 × 23.5 × 0.4 = 0.470 KN/m
- Rib-Deck : 0.05 × 25 × 0.4 + 0.0108 x 25 = 0.770 KN/m
- 바닥판 : 0.22 × 25 × 0.4 = 2.200 KN/m

계(w_d) : 3.440 KN/m

$$V_d = \frac{w_d \ \ell}{2} = \frac{3.44 \times 2.69}{2} = 4.627 \ \text{KN·m}$$

② 활하중

- 충격계수 : i = 15 / (40 + L) 15 / (40 + 2.69) = 0.351 > 0.3 이므로

∴ i = 0.3 적용

$$M_\ell = \frac{L + 0.6}{9.6} \times P_{24} = \frac{2.69 + 0.6}{9.6} \times 96 = 32.900 \ \text{KN·m}$$

$$M_{\ell+i} = 32.900 \times (1 + 0.3) \times 0.8 = 34.216 \ \text{KN·m}$$

$$w_{\ell+i} = \frac{34.216 \times 10}{7.236} = 47.285 \ \text{KN/m}$$

$$V_{\ell+i} = \frac{47.285 \times 2.69}{2} \times 0.40 \ (\text{단위폭}) = 25.439 \ \text{KN}$$

③ 극한전단력

V_u = 1.3 × 4.63 + 2.15 × 25.44 = 60.710 KN

2) 전단력 산정

- 지점에서 유효깊이(d)만큼 떨어진 위치에서의 Vu

V_u = 60.71 × (134.5 - 22.0) / 134.5 = 50.779 KN

3) 수평전단검토

① 수평전단강도 검토 (콘크리트구조설계기준 해설.2007, 17.3.2 수평전단강도)

: 합성부재의 제작형태는 최소 전단연결재(Diagonal-Bar)가 있고, 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 6mm 깊이로 거칠게 만들어진 경우로 적용함.

- $\phi V_{nh} = \phi \times (1.8 + 0.6 \rho_v f_y) \times \lambda \times b_v \times d$

= 0.75 x (1.8 + 0.6 x 0.000708 x 460)

x 1 x 400 x 220

= 131.688 KN

$$\rho_v = \frac{28.300 \times 2\ ea}{400 \times 200} = 0.000708$$

여기서, ρ_v = 접촉면에 대한 전단연결재 면적의비

λ =(보통콘크리트에 일부러 표면을 거칠게 만든 콘크리트에 새로 친 콘크리트의 경우)

- $\phi V_{nh} = \phi \times 3.5 \times b_v \times d$

= 0.75 x 3.5 x 400 x 220

= 231.000 KN > 131.688 KN

∴ 따라서 ϕV_{nh} = 131.688 KN 적용

ϕV_{nh} = 131.688 KN > V_u = 50.779 KN ∴ O.K

② 최대간격 검토

Sv = 200 mm < Sv_{max} = 600 mm ∴ O.K

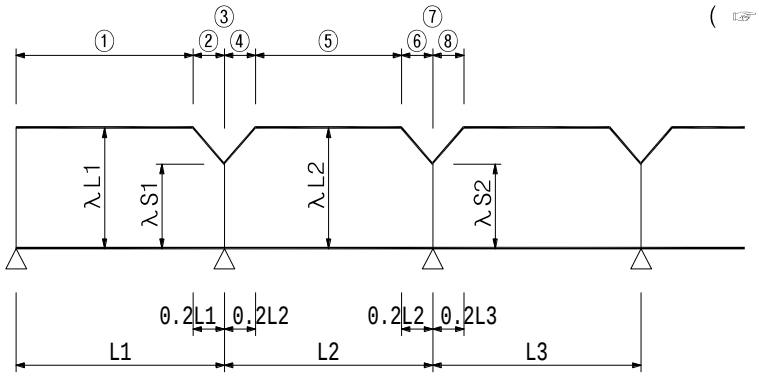
4. 주형의 설계

4.1 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

전단지연(Shear Lag) 현상의 영향으로 인한 플랜지 및 바닥판의 유효폭의 고려하여 단면응력을 검토하도록 하며, 해석 시에는 전단면을 적용한다.

1) 플랜지 유효폭

(☞ 도.설.해 3.8.3.4)



지 간 장	L1	L2	L3				
	49.450 m	70.000 m	49.450 m				

▪ 등가 지간장 산정식

- 연속거더

① λ_{L1}(지간 중앙부) : $l = 0.8 \cdot L_1$

⑤ λ_{L2}(지간 중앙부) : $l = 0.6 \cdot L_2$

③ λ_{S1}(중간지점) : $l = 0.2 \cdot (L_1 + L_2)$

⑦ λ_{S2}(중간지점) : $l = 0.2 \cdot (L_2 + L_3)$

②④⑥⑧ 양단의 유효폭을 사용하여 직선적으로 변화한다.

▪ 유효폭 산정식

(☞ 도.설.해 3.8.3.4)

- 지간 중앙부 유효폭 산정식

$b/l < 0.05$, $\lambda = b$

$0.05 < b/l < 0.30$, $\lambda = \{1.1 - 2(b/l)\} \times b$

$b/l > 0.30$, $\lambda = 0.15 \times l$

- 지점부 유효폭 산정식

$b/l < 0.02$, $\lambda = b$

$0.02 < b/l < 0.30$, $\lambda = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)2\} \times b$

$b/l > 0.30$, $\lambda = 0.15 \times l$

- 플랜지 돌출폭

b = 각 위치별 상부플랜지 폭 / 2 를 적용

- 플랜지 유효폭

B = 2 ×((λL or λS) + be)

[G1] (단위 : m)

위치	단면 번호	등가 지간장 (l)	복부간격(2b)		플랜지 돌출폭(be)		b / l		λ_L or λ_S		강재 플랜지 유효폭	
			상 부	하 부	상 부	하 부	상 부	하 부	상 부	하 부	상 부	하 부
C1(A1)	1	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C2	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C3	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C4	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C5	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C6	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C7	3	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C8	4	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C9	5	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	5	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C10	6	직선변화							1.147	1.147	2.534	2.534
C11(P1)	7	23.890	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.093	1.093	2.425	2.425
C12	6	직선변화							1.131	1.131	2.502	2.502
C13	5	직선변화							1.169	1.169	2.579	2.579
0.20L	5	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C14	8	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C15	9	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C16	9	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C17	10	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C18	10	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C19	10	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C20	9	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C21	9	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C22	8	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	8	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C23	5	직선변화							1.169	1.169	2.579	2.579
C24	6	직선변화							1.131	1.131	2.502	2.502
C25(P2)	7	23.890	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.093	1.093	2.425	2.425
C26	6	직선변화							1.147	1.147	2.534	2.534
0.20L	6	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C27	5	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C28	4	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C29	3	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C30	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C31	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C32	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C33	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C34	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C35(A2)	1	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640

[G2] (단위 : m)

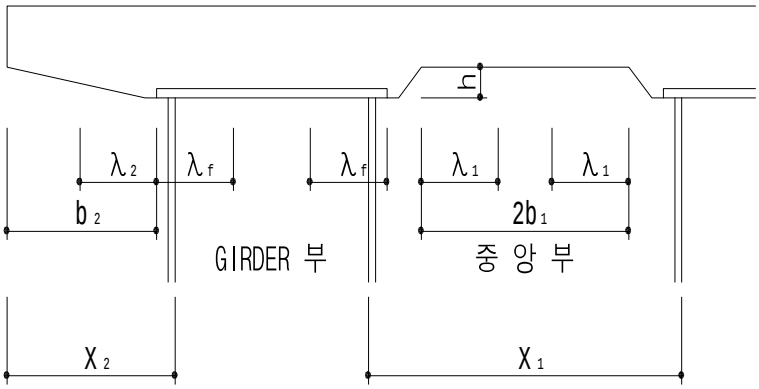
위치	단면 번호	등가 지간장 (l)	복부간격(2b)		플랜지 돌출폭(be)		b / l		λ_L or λ_S		강재 플랜지 유효폭	
			상 부	하 부	상 부	하 부	상 부	하 부	상 부	하 부	상 부	하 부
C1(A1)	1	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C2	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C3	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C4	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C5	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C6	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C7	3	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C8	4	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C9	5	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	5	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C10	6	직선변화							1.147	1.147	2.534	2.534
C11(P1)	7	23.890	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.093	1.093	2.425	2.425
C12	6	직선변화							1.131	1.131	2.502	2.502
C13	5	직선변화							1.169	1.169	2.579	2.579
0.20L	5	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C14	8	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C15	9	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C16	9	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C17	10	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C18	10	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C19	10	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C20	9	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C21	9	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C22	8	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	8	42.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.029	0.029	1.200	1.200	2.640	2.640
C23	5	직선변화							1.169	1.169	2.579	2.579
C24	6	직선변화							1.131	1.131	2.502	2.502
C25(P2)	7	23.890	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.093	1.093	2.425	2.425
C26	6	직선변화							1.147	1.147	2.534	2.534
0.20L	6	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C27	5	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C28	4	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C29	3	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C30	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C31	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C32	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C33	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C34	2	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640
C35(A2)	1	39.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.030	0.030	1.200	1.200	2.640	2.640

2) 바닥판 유효폭 (☞ 도.설.해 3.8.3.4, 3.9.2.4)

바닥판의 유효폭의 계산은 플랜지의 유효폭 계산 규정에 의하고, λ와 b는 아래 그림과 같이 한다.

이 경우 수평에 대한 헌치의 경사는 도.설.해 3.6.1.10의 규정에 의하지만 계산상에는 45° 로 취급한다.

(1) 좌측 캔틸레버부 (G1)



X1 : 인접 거더의 복부 사이의 간격

X2 : 외측거더복부에서 캔틸레버 끝단거리

h : 헌치 높이

be : 복부판내측에서 상부플랜지 끝단거리

2b1 = X1 - 2(be + h)

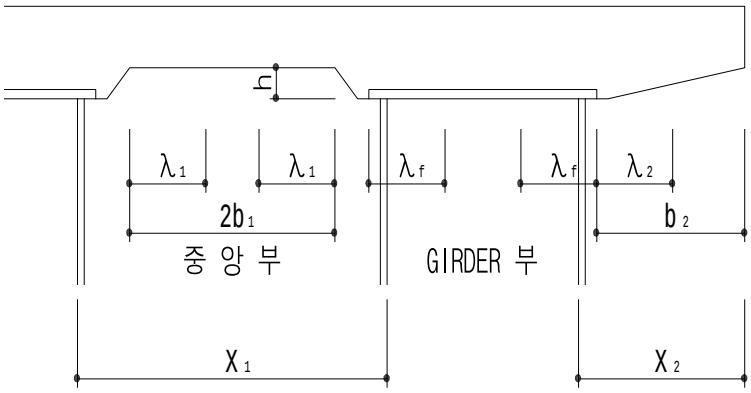
b2 = X2 - be

[G1] (단위 : m)

위치	단면번호	등가지간장	플랜지유효	헌치높이(h)	X_1	X_2	X_3	플랜지돌출	b_1 / l	b_2 / l	b_3 / l	λ_1	λ_2	λ_3	B
C1(A1)	1	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C2	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C3	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
0.20L	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C4	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C5	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C6	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C7	3	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C8	4	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C9	5	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
0.20L	5	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C10	6	직선변화										2.377	0.857	0.000	5.769
C11(P1)	7	23.890	2.425	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.116	0.037	0.000	2.081	0.834	0.000	5.341
C12	6	직선변화										2.298	0.851	0.000	5.651
C13	5	직선변화										2.516	0.867	0.000	5.962
0.20L	5	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C14	8	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C15	9	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C16	9	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C17	10	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C18	10	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C19	10	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C20	9	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C21	9	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C22	8	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210

위치	단면 번호	등가 지간 장	플랜지 유효	헌치 높이 (h)	X_1	X_2	X_3	플랜지 돌출	b_1 / l	b_2 / l	b_3 / l	λ_1	λ_2	λ_3	B
0.20L	8	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C23	5	직선변화										2.516	0.867	0.000	5.962
C24	6	직선변화										2.298	0.851	0.000	5.651
C25(P2)	7	23.890	2.425	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.116	0.037	0.000	2.081	0.834	0.000	5.341
C26	6	직선변화										2.377	0.857	0.000	5.769
0.20L	6	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C27	5	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C28	4	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C29	3	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C30	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C31	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C32	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C33	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C34	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C35(A2)	1	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187

(2) 우측 캔틸레버부 (G2)



X1 : 인접 거더의 복부 사이의 간격

X2 : 외측거더복부에서 캔틸레버 끝단거리

h : 헌치 높이

be : 복부판내측에서 상부플랜지 끝단거리

2b1 = X1 - 2(be + h)

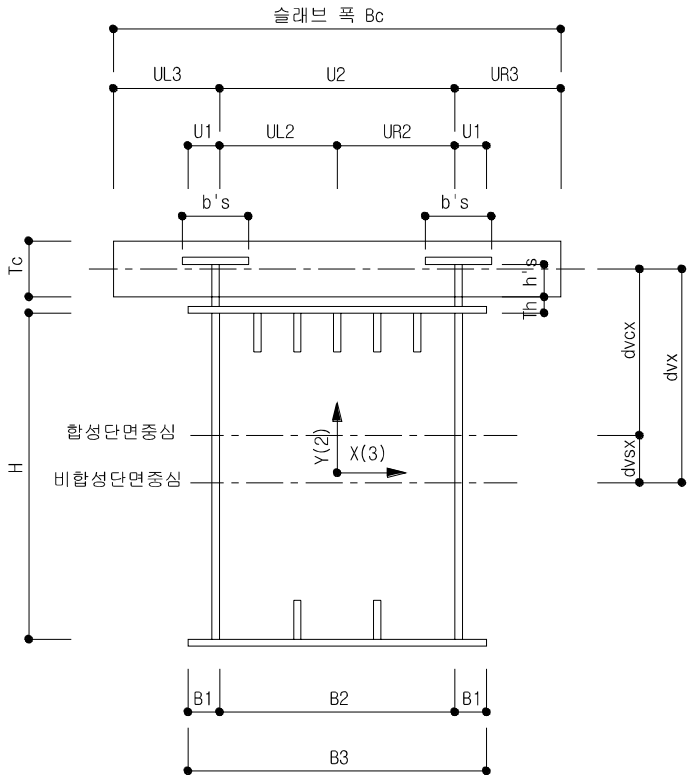
b2 = X2 - be

[G2] (단위 : m)

위치	단면 번호	등가 지간 장	플랜지 유효	헌치 높이 (h)	X_1	X_2	X_3	플랜지 돌출	b_1 / l	b_2 / l	b_3 / l	λ_1	λ_2	λ_3	B
C1(A1)	1	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C2	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C3	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
0.20L	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C4	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C5	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C6	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C7	3	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C8	4	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C9	5	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
0.20L	5	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187

위치	단면 번호	등가 지간 장	플랜지 유효	헌치 높이 (h)	X_1	X_2	X_3	플랜지 돌출	b_1 / l	b_2 / l	b_3 / l	λ_1	λ_2	λ_3	B
C10	6	직선변화										2.377	0.857	0.000	5.769
C11(P1)	7	23.890	2.425	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.116	0.037	0.000	2.081	0.834	0.000	5.341
C12	6	직선변화										2.298	0.851	0.000	5.651
C13	5	직선변화										2.516	0.867	0.000	5.962
0.20L	5	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C14	8	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C15	9	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C16	9	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C17	10	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C18	10	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C19	10	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C20	9	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C21	9	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C22	8	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
0.20L	8	42.000	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.066	0.021	0.000	2.690	0.880	0.000	6.210
C23	5	직선변화										2.516	0.867	0.000	5.962
C24	6	직선변화										2.298	0.851	0.000	5.651
C25(P2)	7	23.890	2.425	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.116	0.037	0.000	2.081	0.834	0.000	5.341
C26	6	직선변화										2.377	0.857	0.000	5.769
0.20L	6	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C27	5	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C28	4	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C29	3	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C30	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C31	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C32	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C33	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C34	2	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187
C35(A2)	1	39.560	2.640	0.000	5.800	1.000	0.000	0.120	0.070	0.022	0.000	2.667	0.880	0.000	6.187

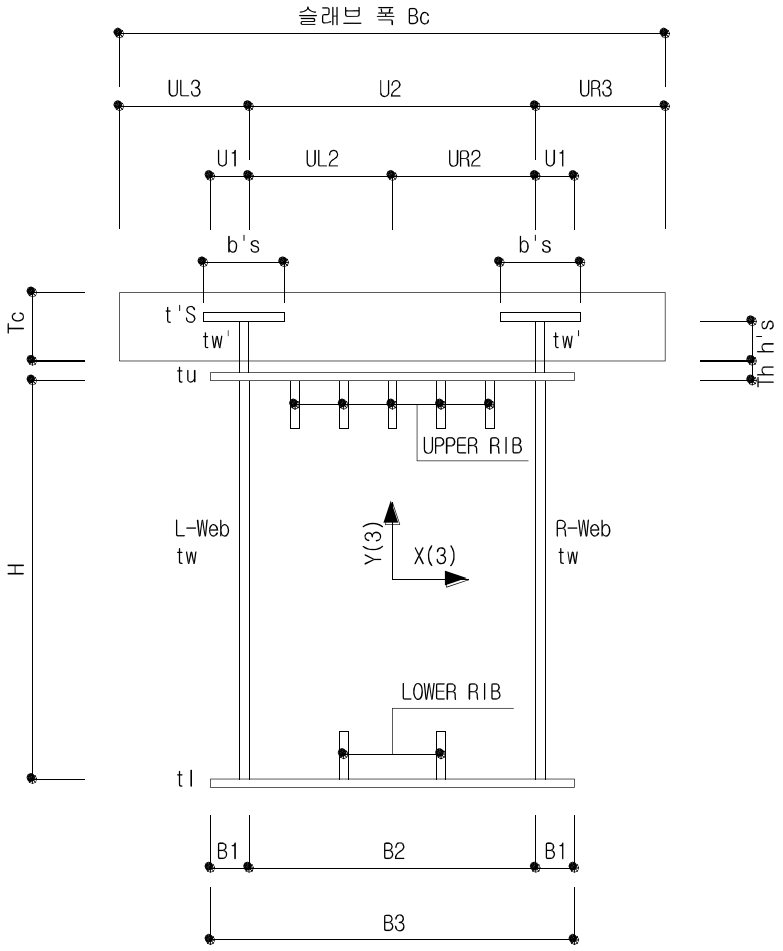
4.2 단 면 가 정



주형의 탄성변형 및 부정정력을 계산하는 경우에는 정부모멘트에 관계없이 바닥판 콘크리트의 합성작용을 고려한다. (☞ 도.설 3.9.1.2)

Bc	: 바닥판 콘크리트의 폭
Tc	: 바닥판 콘크리트의 두께
Th	: 바닥판 콘크리트의 헌치 높이
b's	: Bieup 플랜지 폭
h's	: Bieup Web 높이
N	: 강재와 콘크리트의 탄성계수비 ($N = E_s / E_c$)
Ac	: 바닥판 콘크리트의 단면적
Av	: 합성후 (강재 + Half-Deck + 바닥판 콘크리트)의 환산 단면적
$I_{cx(y)}$	: 2축(3축) 방향 바닥판 콘크리트의 단면 2차 모멘트
$d_{vx(y)}$	: 2축(3축) 방향 강재단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리
$d_{vcx(y)}$	: 2축(3축) 방향 합성후 합성단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리
$d_{vsx(y)}$	: 2축(3축) 방향 합성단면 도심에서 강재단면 도심까지의 거리 (합성전 및 합성후 단면에서의 도심축 이동량)
I_{33}	: 합성전 강재단면의 3축 방향(종방향) 단면2차 모멘트
I_{22}	: 합성전 강재단면의 2축 방향(횡방향) 단면2차 모멘트
I_{v33}	: 합성후 단면의 3축 방향(종방향) 단면2차 모멘트
I_{v22}	: 합성후 단면의 2축 방향(횡방향) 단면2차 모멘트

◎ FRAME SECTION NAME 1 < G1 >



Bc =	6,300.0	mm
U1 =	120.0	mm
U2 =	2,400.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm
U3 =	0.0	mm
UL3 =	1,000.0	mm
UR3 =	2,900.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
B3 =	2,640.0	mm
Tc =	480.0	mm
Th =	0.0	mm
h's =	0.0	mm
b's =	0.0	mm
t's =	0.0	mm
tw' =	0.0	mm
H =	2,000.0	mm
n =	8.0	
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,010.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,010.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 10.0	26,400.0	1,005.0	2.653E+07	2.666E+10	2.200E+05
UPPER RIB	5 - 120.0 × 12.0	7,200.0	940.0	6.768E+06	6.362E+09	8.640E+06
L - WEB	1 - 2,000.0 × 12.0	24,000.0	-	-	-	8.000E+09
R - WEB	1 - 2,000.0 × 12.0	24,000.0	-	-	-	8.000E+09
LOWER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-940.0	-2.707E+06	2.545E+09	3.456E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-1,006.0	-3.187E+07	3.206E+10	3.802E+05
합 계		116,160.0	-	-1.277E+06	6.763E+10	1.601E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 120.0 × 12.0	7,200.0	-	-	-	8.640E+04
L - WEB	1 - 2,000.0 × 12.0	24,000.0	-1,206.0	-2.894E+07	3.491E+10	2.880E+05
R - WEB	1 - 2,000.0 × 12.0	24,000.0	1,206.0	2.894E+07	3.491E+10	2.880E+05
LOWER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-	-	-	3.456E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		116,160.0	-	0.000E+00	6.981E+10	3.373E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 67,632,648,480.0 + 16,012,696,160.0 = 8.365E+10 mm^4

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -1,277,280.0 / 116,160.0 = -11.0 mm

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 83,645,344,640.0 - 116,160.0 × -11.0^2 = 8.363E+10 mm^4

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 69,812,928,000.0 + 33,733,560,960.0 = 1.035E+11 mm^4

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 116,160.0 = 0.0 mm

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 103,546,488,960.0 - 116,160.0 × 0.0^2 = 1.035E+11 mm^4

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

Bu = U2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

Bl = B2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

H = h + tu/2 + tl/2 = 2,000.0 + 10.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,011.0 mm

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,011.0 = 4.851E+06 mm^2

$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,850,532.0^2 / {(2,011.0 + 2,011.0) / 12.0 + 2,412.0 / 10.0

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.211E+11 mm^4

② 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 6,300.0 × 480.0 = 3.024E+06 mm^2

$Av = \sum As + Ac / N$ = 116,160.0 + 3,024,000.0 / 8.0 = 4.942E+05 mm^2

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 6,300.0 × 480.0³ / 12 = 5.806E+10 mm^4

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,000.0 / 2 - -11.0 + 0.0 + 480.0 / 2 = 1,251.0 mm

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,251.0 × 116,160.0 / 494,160.0 = 294.1 mm

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,251.0 - 294.1 = 956.9 mm

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 83,631,299,838.0 + 58,060,800,000.0 / 8.0 + 116,160.0 × 956.9²

+ 3,024,000.0 / 8.0 × 294.1² = 2.299E+11 mm^4

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 480.0 × 6,300.0³ / 12 = 1.000E+13 mm^4

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 2,900.0 - 0.0 - 6,300.0 / 2 = 950.0 mm

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 950.0 × 116,160.0 / 494,160.0 = 223.3 mm

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 950.0 - 223.3 = 726.7 mm

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 103,546,488,960.0 + 10,001,880,000,000.0 / 8.0 + 116,160.0 × 726.7²

+ 3,024,000.0 / 8.0 × 223.3² = 1.434E+12 mm^4

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 10.0 + 480.0 / 8.0 = 70.0 mm

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,000.0 + 70.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,041.0 mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,041.0 = 4.923E+06 mm^2

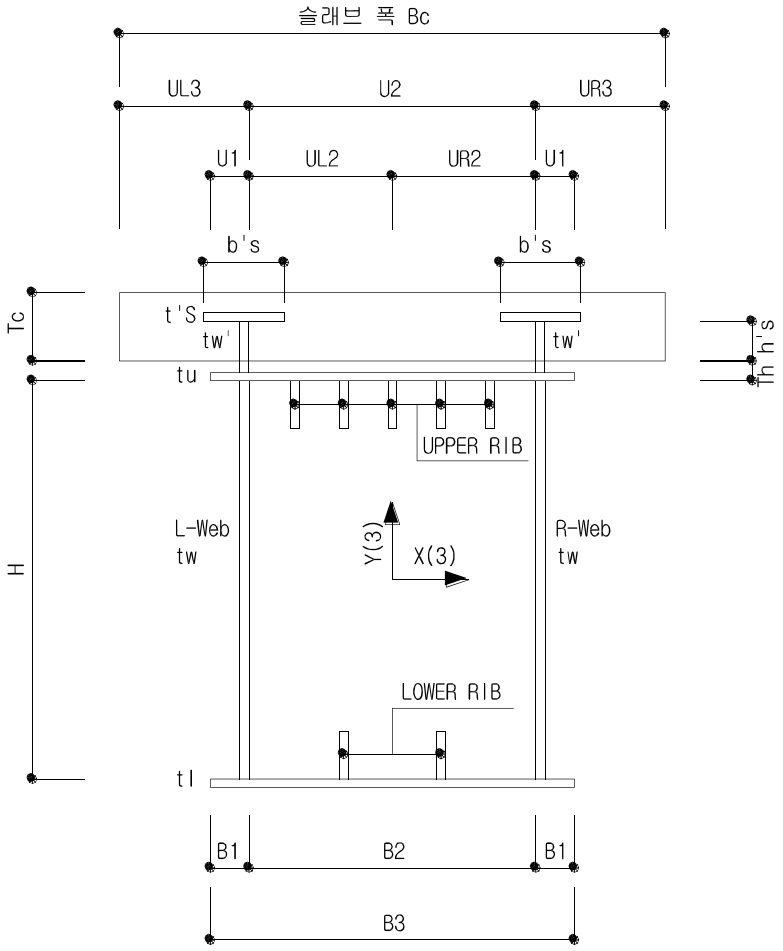
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,922,892.0² / {(2,041.0 + 2,041.0) / 12.0 + 2,412.0 / 70.0

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.684E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 2 < G1 >



Bc =	6,300.0	mm
U1 =	120.0	mm
U2 =	2,400.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm
U3 =	0.0	mm
UL3 =	1,000.0	mm
UR3 =	2,900.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
B3 =	2,640.0	mm
Tc =	280.0	mm
Th =	0.0	mm
h's =	0.0	mm
b's =	0.0	mm
t's =	0.0	mm
tw' =	0.0	mm
H =	2,200.0	mm
n =	8.0	
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,110.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,110.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 10.0	26,400.0	1,105.0	2.917E+07	3.224E+10	2.200E+05
UPPER RIB	5 - 120.0 × 12.0	7,200.0	1,040.0	7.488E+06	7.788E+09	8.640E+06
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
LOWER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-1,040.0	-2.995E+06	3.115E+09	3.456E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-1,106.0	-3.504E+07	3.875E+10	3.802E+05
합 계		120,960.0	-	-1.373E+06	8.189E+10	2.131E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 120.0 × 12.0	7,200.0	-	-	-	8.640E+04
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-1,206.0	-3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	1,206.0	3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
LOWER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-	-	-	3.456E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		120,960.0	-	0.000E+00	7.679E+10	3.373E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 81,889,704,480.0 + 21,308,696,160.0 = 1.032E+11 mm^4

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -1,373,280.0 / 120,960.0 = -11.4 mm

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 103,198,400,640.0 - 120,960.0 × -11.4^2 = 1.032E+11 mm^4

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 76,794,220,800.0 + 33,733,618,560.0 = 1.105E+11 mm^4

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 120,960.0 = 0.0 mm

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 110,527,839,360.0 - 120,960.0 × 0.0^2 = 1.105E+11 mm^4

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

Bu = U2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

Bl = B2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

H = h + tu/2 + tl/2 = 2,200.0 + 10.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,211.0 mm

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,211.0 = 5.333E+06 mm^2

$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,332,932.0² / {(2,211.0 + 2,211.0) / 12.0 + 2,412.0 / 10.0

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.403E+11 mm^4

② 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 6,300.0 × 280.0 = 1.764E+06 mm^2

$Av = \sum As + Ac / N$ = 120,960.0 + 1,764,000.0 / 8.0 = 3.415E+05 mm^2

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 6,300.0 × 280.0³ / 12 = 1.152E+10 mm^4

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,200.0 / 2 - -11.4 + 0.0 + 280.0 / 2 = 1,251.4 mm

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,251.4 × 120,960.0 / 341,460.0 = 443.3 mm

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,251.4 - 443.3 = 808.1 mm

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 103,182,809,552.4 + 11,524,800,000.0 / 8.0 + 120,960.0 × 808.1²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 443.3² = 2.269E+11 mm^4

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 280.0 × 6,300.0³ / 12 = 5.834E+12 mm^4

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 2,900.0 - 0.0 - 6,300.0 / 2 = 950.0 mm

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 950.0 × 120,960.0 / 341,460.0 = 336.5 mm

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 950.0 - 336.5 = 613.5 mm

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 110,527,839,360.0 + 5,834,430,000,000.0 / 8.0 + 120,960.0 × 613.5²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 336.5² = 9.103E+11 mm^4

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 10.0 + 280.0 / 8.0 = 45.0 mm

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,200.0 + 45.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,228.5 mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,228.5 = 5.375E+06 mm^2

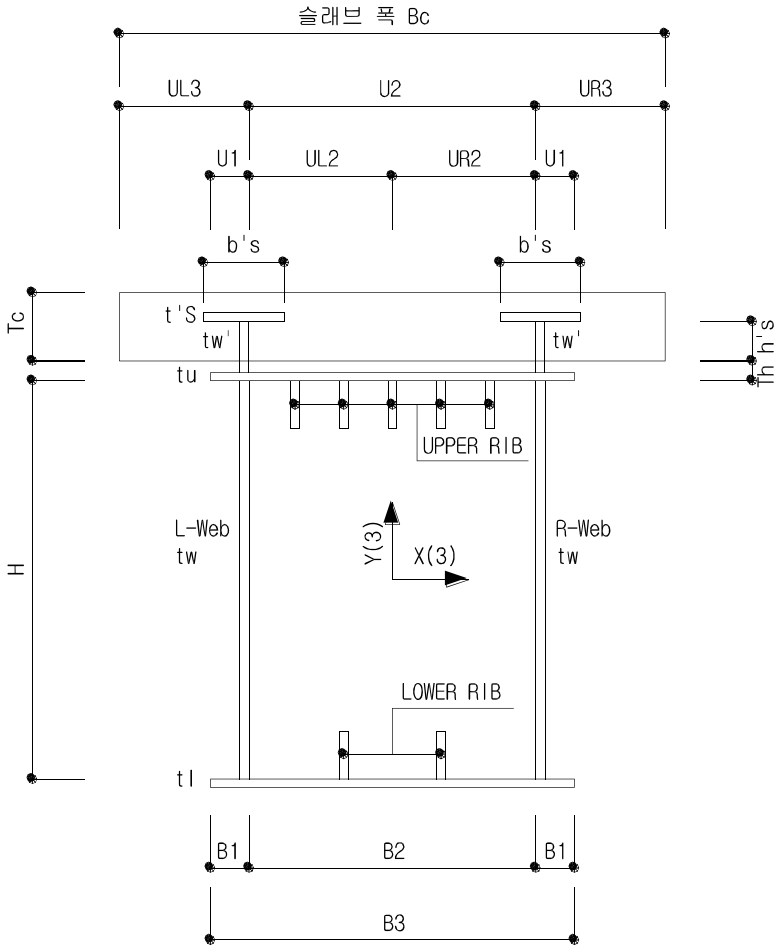
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,375,142.0² / {(2,228.5 + 2,228.5) / 12.0 + 2,412.0 / 45.0

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.846E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 3 < G1 >



Bc =	6,300.0	mm
U1 =	120.0	mm
U2 =	2,400.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm
U3 =	0.0	mm
UL3 =	1,000.0	mm
UR3 =	2,900.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
B3 =	2,640.0	mm
Tc =	280.0	mm
Th =	0.0	mm
h's =	0.0	mm
b's =	0.0	mm
t's =	0.0	mm
tw' =	0.0	mm
H =	2,200.0	mm
n =	8.0	
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,110.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,110.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 10.0	26,400.0	1,105.0	2.917E+07	3.224E+10	2.200E+05
UPPER RIB	5 - 120.0 × 12.0	7,200.0	1,040.0	7.488E+06	7.788E+09	8.640E+06
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,025.0	-1.076E+07	1.103E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-1,106.0	-3.504E+07	3.875E+10	3.802E+05
합 계		128,580.0	-	-9.141E+06	8.981E+10	2.132E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 120.0 × 12.0	7,200.0	-	-	-	8.640E+04
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-1,206.0	-3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	1,206.0	3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-	-	-	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		128,580.0	-	0.000E+00	7.679E+10	3.373E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 89,806,258,980.0 + 21,324,927,660.0 = 1.111E+11 mm^4

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -9,140,580.0 / 128,580.0 = -71.1 mm

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 111,131,186,640.0 - 128,580.0 × -71.1^2 = 1.105E+11 mm^4

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 76,794,220,800.0 + 33,733,755,500.0 = 1.105E+11 mm^4

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 128,580.0 = 0.0 mm

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 110,527,976,300.0 - 128,580.0 × 0.0^2 = 1.105E+11 mm^4

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

Bu = U2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

Bl = B2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

H = h + tu/2 + tl/2 = 2,200.0 + 10.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,211.0 mm

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,211.0 = 5.333E+06 mm^2

$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,332,932.0² / {(2,211.0 + 2,211.0) / 12.0 + 2,412.0 / 10.0

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.403E+11 mm^4

② 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 6,300.0 × 280.0 = 1.764E+06 mm^2

$Av = \sum As + Ac / N$ = 128,580.0 + 1,764,000.0 / 8.0 = 3.491E+05 mm^2

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 6,300.0 × 280.0³ / 12 = 1.152E+10 mm^4

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,200.0 / 2 - -71.1 + 0.0 + 280.0 / 2 = 1,311.1 mm

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,311.1 × 128,580.0 / 349,080.0 = 482.9 mm

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,311.1 - 482.9 = 828.2 mm

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 110,481,395,049.3 + 11,524,800,000.0 / 8.0 + 128,580.0 × 828.2²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 482.9² = 2.515E+11 mm^4

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 280.0 × 6,300.0³ / 12 = 5.834E+12 mm^4

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 2,900.0 - 0.0 - 6,300.0 / 2 = 950.0 mm

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 950.0 × 128,580.0 / 349,080.0 = 349.9 mm

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 950.0 - 349.9 = 600.1 mm

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 110,527,976,300.0 + 5,834,430,000,000.0 / 8.0 + 128,580.0 × 600.1²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 349.9² = 9.131E+11 mm^4

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 10.0 + 280.0 / 8.0 = 45.0 mm

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,200.0 + 45.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,228.5 mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,228.5 = 5.375E+06 mm^2

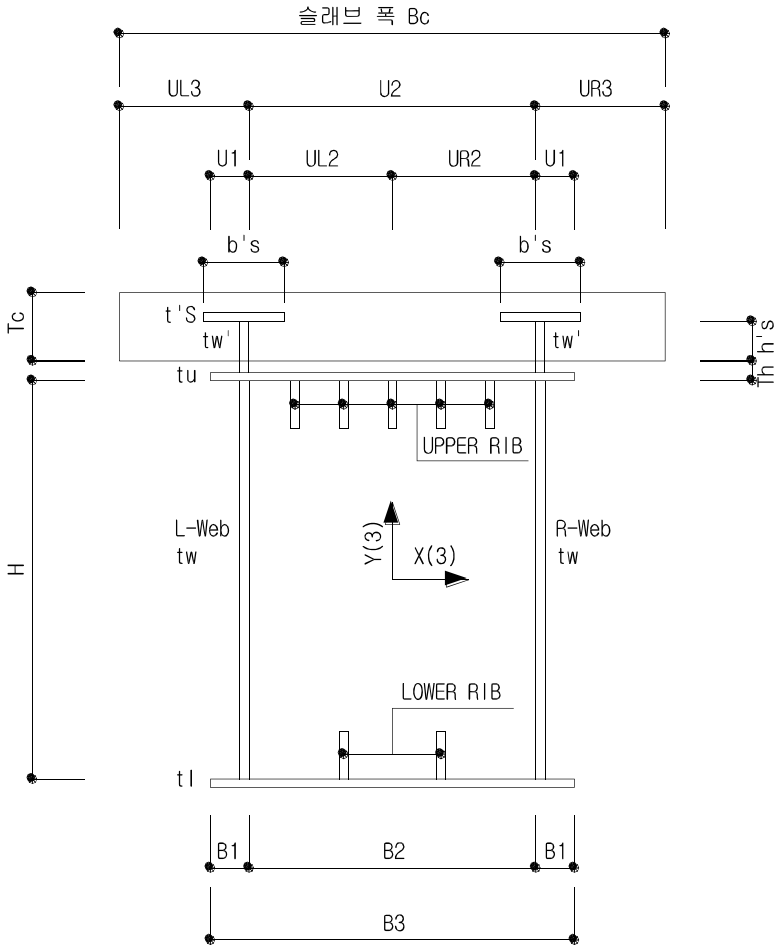
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,375,142.0² / {(2,228.5 + 2,228.5) / 12.0 + 2,412.0 / 45.0

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.846E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 4 < G1 >



Bc =	6,300.0	mm
U1 =	120.0	mm
U2 =	2,400.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm
U3 =	0.0	mm
UL3 =	1,000.0	mm
UR3 =	2,900.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
B3 =	2,640.0	mm
Tc =	280.0	mm
Th =	0.0	mm
h's =	0.0	mm
b's =	0.0	mm
t's =	0.0	mm
tw' =	0.0	mm
H =	2,254.0	mm
n =	8.0	
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,145.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,145.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	1,136.0	5.398E+07	6.132E+10	1.283E+06
UPPER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	1,067.0	3.073E+06	3.279E+09	3.456E+06
L - WEB	1 - 2,254.0 × 12.0	27,048.0	-	-	-	1.145E+10
R - WEB	1 - 2,254.0 × 12.0	27,048.0	-	-	-	1.145E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,052.0	-1.105E+07	1.162E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 20.0	52,800.0	-1,137.0	-6.003E+07	6.826E+10	1.760E+06
합 계		167,796.0	-	-1.402E+07	1.445E+11	2.293E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.760E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-	-	-	3.456E+04
L - WEB	1 - 2,254.0 × 12.0	27,048.0	-1,206.0	-3.262E+07	3.934E+10	3.246E+05
R - WEB	1 - 2,254.0 × 12.0	27,048.0	1,206.0	3.262E+07	3.934E+10	3.246E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-	-	-	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 20.0	52,800.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	3.067E+10
합 계		167,796.0	-	0.000E+00	7.868E+10	5.827E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 144,481,813,440.0 + 22,929,152,668.0 = 1.674E+11 mm^4

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -14,023,920.0 / 167,796.0 = -83.6 mm

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 167,410,966,108.0 - 167,796.0 × -83.6^2 = 1.662E+11 mm^4

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 78,679,169,856.0 + 58,266,711,212.0 = 1.369E+11 mm^4

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 167,796.0 = 0.0 mm

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 136,945,881,068.0 - 167,796.0 × 0.0^2 = 1.369E+11 mm^4

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

Bu = U2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

Bl = B2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

H = h + tu/2 + tl/2 = 2,254.0 + 18.0 / 2 + 20.0 / 2 = 2,273.0 mm

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,273.0 = 5.482E+06 mm^2

$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × $5,482,476.0^2$ / {(2,273.0 + 2,273.0) / 12.0 + 2,412.0 / 18.0

+ 2,412.0 / 20.0 } = 1.898E+11 mm^4

② 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 6,300.0 × 280.0 = 1.764E+06 mm^2

$Av = \sum As + Ac / N$ = 167,796.0 + 1,764,000.0 / 8.0 = 3.883E+05 mm^2

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 6,300.0 × 280.0³ / 12 = 1.152E+10 mm^4

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,254.0 / 2 - -83.6 + 0.0 + 280.0 / 2 = 1,350.6 mm

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,350.6 × 167,796.0 / 388,296.0 = 583.6 mm

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,350.6 - 583.6 = 766.9 mm

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 166,238,886,128.9 + 11,524,800,000.0 / 8.0 + 167,796.0 × 766.9²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 583.6² = 3.415E+11 mm^4

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 280.0 × 6,300.0³ / 12 = 5.834E+12 mm^4

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 2,900.0 - 0.0 - 6,300.0 / 2 = 950.0 mm

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 950.0 × 167,796.0 / 388,296.0 = 410.5 mm

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 950.0 - 410.5 = 539.5 mm

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 136,945,881,068.0 + 5,834,430,000,000.0 / 8.0 + 167,796.0 × 539.5²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 410.5² = 9.522E+11 mm^4

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 18.0 + 280.0 / 8.0 = 53.0 mm

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,254.0 + 53.0 / 2 + 20.0 / 2 = 2,290.5 mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,290.5 = 5.525E+06 mm^2

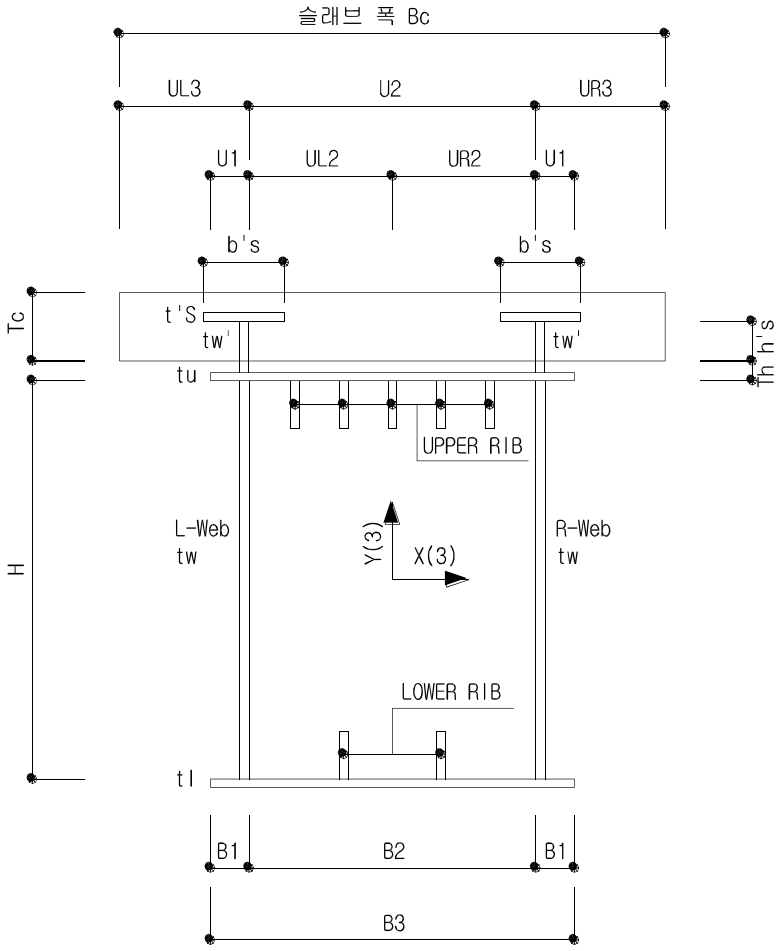
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,524,686.0² / {(2,290.5 + 2,290.5) / 12.0 + 2,412.0 / 53.0

+ 2,412.0 / 20.0 } = 2.228E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 5 < G1 >



Bc =	6,300.0	mm
U1 =	120.0	mm
U2 =	2,400.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm
U3 =	0.0	mm
UL3 =	1,000.0	mm
UR3 =	2,900.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
B3 =	2,640.0	mm
Tc =	280.0	mm
Th =	0.0	mm
h's =	0.0	mm
b's =	0.0	mm
t's =	0.0	mm
tw' =	0.0	mm
H =	2,494.0	mm
n =	8.0	
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,265.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,265.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	1,256.0	5.969E+07	7.496E+10	1.283E+06
UPPER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	1,187.0	3.419E+06	4.058E+09	3.456E+06
L - WEB	1 - 2,494.0 × 12.0	29,928.0	-	-	-	1.551E+10
R - WEB	1 - 2,494.0 × 12.0	29,928.0	-	-	-	1.551E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,172.0	-1.231E+07	1.442E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 20.0	52,800.0	-1,257.0	-6.637E+07	8.343E+10	1.760E+06
합 계		173,556.0	-	-1.557E+07	1.769E+11	3.105E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.760E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-	-	-	3.456E+04
L - WEB	1 - 2,494.0 × 12.0	29,928.0	-1,206.0	-3.609E+07	4.353E+10	3.591E+05
R - WEB	1 - 2,494.0 × 12.0	29,928.0	1,206.0	3.609E+07	4.353E+10	3.591E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-	-	-	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 20.0	52,800.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	3.067E+10
합 계		173,556.0	-	0.000E+00	8.706E+10	5.827E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 176,871,560,640.0 + 31,051,726,108.0 = 2.079E+11 mm^4

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -15,571,920.0 / 173,556.0 = -89.7 mm

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 207,923,286,748.0 - 173,556.0 × -89.7^2 = 2.065E+11 mm^4

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 87,056,721,216.0 + 58,266,780,332.0 = 1.453E+11 mm^4

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 173,556.0 = 0.0 mm

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 145,323,501,548.0 - 173,556.0 × 0.0^2 = 1.453E+11 mm^4

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

Bu = U2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

Bl = B2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

H = h + tu/2 + tl/2 = 2,494.0 + 18.0 / 2 + 20.0 / 2 = 2,513.0 mm

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,513.0 = 6.061E+06 mm^2

$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × $6,061,356.0^2$ / {(2,513.0 + 2,513.0) / 12.0 + 2,412.0 / 18.0

+ 2,412.0 / 20.0 } = 2.182E+11 mm^4

② 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 6,300.0 × 280.0 = 1.764E+06 mm^2

$Av = \sum As + Ac / N$ = 173,556.0 + 1,764,000.0 / 8.0 = 3.941E+05 mm^2

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 6,300.0 × 280.0³ / 12 = 1.152E+10 mm^4

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,494.0 / 2 - -89.7 + 0.0 + 280.0 / 2 = 1,476.7 mm

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,476.7 × 173,556.0 / 394,056.0 = 650.4 mm

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,476.7 - 650.4 = 826.3 mm

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 206,526,131,406.3 + 11,524,800,000.0 / 8.0 + 173,556.0 × 826.3²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 650.4² = 4.197E+11 mm^4

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 280.0 × 6,300.0³ / 12 = 5.834E+12 mm^4

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 2,900.0 - 0.0 - 6,300.0 / 2 = 950.0 mm

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 950.0 × 173,556.0 / 394,056.0 = 418.4 mm

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 950.0 - 418.4 = 531.6 mm

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 145,323,501,548.0 + 5,834,430,000,000.0 / 8.0 + 173,556.0 × 531.6²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 418.4² = 9.623E+11 mm^4

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 18.0 + 280.0 / 8.0 = 53.0 mm

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,494.0 + 53.0 / 2 + 20.0 / 2 = 2,530.5 mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,530.5 = 6.104E+06 mm^2

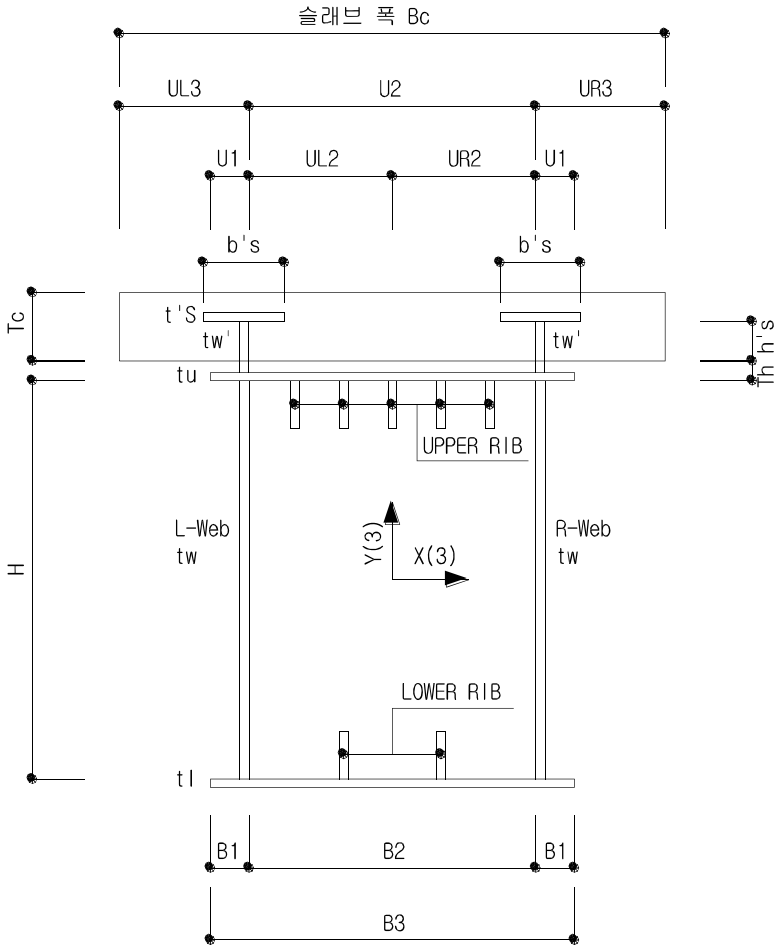
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 6,103,566.0² / {(2,530.5 + 2,530.5) / 12.0 + 2,412.0 / 53.0

+ 2,412.0 / 20.0 } = 2.535E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 6 < G1 >



Bc =	6,300.0	mm
U1 =	120.0	mm
U2 =	2,400.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm
U3 =	0.0	mm
UL3 =	1,000.0	mm
UR3 =	2,900.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
B3 =	2,640.0	mm
Tc =	280.0	mm
Th =	0.0	mm
h's =	138.0	mm
b's =	400.0	mm
t's =	34.0	mm
tw' =	12.0	mm
H =	2,800.0	mm
n =	8.0	
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 400.0 × 34.0	27,200.0	1,573.0	4.279E+07	6.730E+10	2.620E+06
Bieup WEB	2 - 138.0 × 12.0	3,312.0	1,487.0	4.925E+06	7.323E+09	5.256E+06
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	1,409.0	6.696E+07	9.434E+10	1.283E+06
UPPER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	1,340.0	3.859E+06	5.171E+09	3.456E+06
L - WEB	1 - 2,800.0 × 14.0	39,200.0	-	-	-	2.561E+10
R - WEB	1 - 2,800.0 × 14.0	39,200.0	-	-	-	2.561E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,325.0	-1.391E+07	1.843E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 28.0	73,920.0	-1,414.0	-1.045E+08	1.478E+11	4.829E+06
합 계		243,732.0	-	9.004E+04	3.404E+11	5.126E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 400.0 × 34.0	27,200.0	1,156.0	3.144E+07	3.635E+10	3.627E+08
Bieup WEB	2 - 138.0 × 12.0	3,312.0	1,206.0	3.994E+06	4.817E+09	3.974E+04
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.760E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-	-	-	3.456E+04
L - WEB	1 - 2,800.0 × 14.0	39,200.0	-1,207.0	-4.731E+07	5.711E+10	6.403E+05
R - WEB	1 - 2,800.0 × 14.0	39,200.0	1,207.0	4.731E+07	5.711E+10	6.403E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-	-	-	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 28.0	73,920.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	4.293E+10
합 계		243,732.0	-	3.544E+07	1.554E+11	7.090E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 340,366,436,468.0 + 51,258,465,724.0 = 3.916E+11 mm^4

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = 90,044.0 / 243,732.0 = 0.4 mm

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 391,624,902,192.0 - 243,732.0 × 0.4^2 = 3.916E+11 mm^4

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 155,382,392,832.0 + 70,896,545,004.0 = 2.263E+11 mm^4

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 35,437,472.0 / 243,732.0 = 145.4 mm

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 226,278,937,836.0 - 243,732.0 × 145.4^2 = 2.211E+11 mm^4

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

Bu = U2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 14.0 / 2 + 14.0 / 2 = 2,414.0 mm

Bl = B2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 14.0 / 2 + 14.0 / 2 = 2,414.0 mm

H = h + tu/2 + tl/2 = 2,800.0 + 18.0 / 2 + 28.0 / 2 = 2,823.0 mm

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,414.0 + 2,414.0) / 2 × 2,823.0 = 6.815E+06 mm^2

$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × $6,814,722.0^2$ / {(2,823.0 + 2,823.0) / 14.0 + 2,414.0 / 18.0

+ 2,414.0 / 28.0 } = 2.979E+11 mm^4

② 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 6,300.0 × 280.0 = 1.764E+06 mm^2

$Av = \sum As + Ac / N$ = 243,732.0 + 1,764,000.0 / 8.0 = 4.642E+05 mm^2

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 6,300.0 × 280.0³ / 12 = 1.152E+10 mm^4

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,800.0 / 2 - 0.4 + 0.0 + 280.0 / 2 = 1,539.6 mm

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,539.6 × 243,732.0 / 464,232.0 = 808.3 mm

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,539.6 - 808.3 = 731.3 mm

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 391,624,868,926.3 + 11,524,800,000.0 / 8.0 + 243,732.0 × 731.3²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 808.3² = 6.675E+11 mm^4

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 280.0 × 6,300.0³ / 12 = 5.834E+12 mm^4

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 2,900.0 - 145.4 - 6,300.0 / 2 = 804.6 mm

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 804.6 × 243,732.0 / 464,232.0 = 422.4 mm

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 804.6 - 422.4 = 382.2 mm

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 221,126,498,182.0 + 5,834,430,000,000.0 / 8.0 + 243,732.0 × 382.2²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 422.4² = 1.025E+12 mm^4

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 18.0 + 280.0 / 8.0 = 53.0 mm

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,800.0 + 53.0 / 2 + 28.0 / 2 = 2,840.5 mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,414.0 + 2,414.0) / 2 × 2,840.5 = 6.857E+06 mm^2

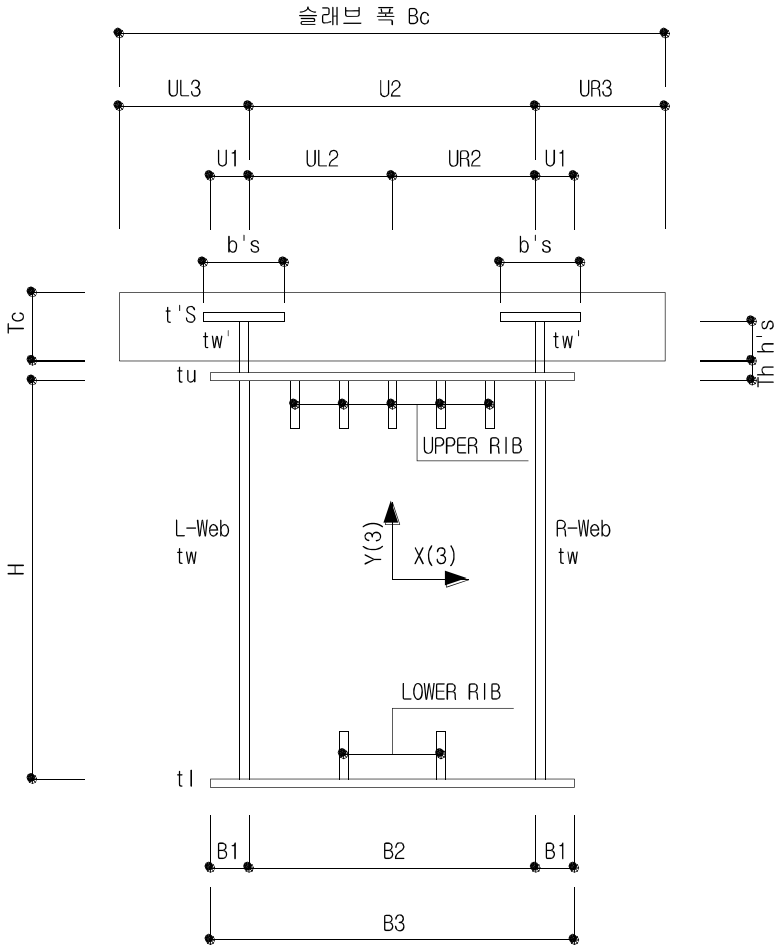
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 6,856,967.0² / {(2,840.5 + 2,840.5) / 14.0 + 2,414.0 / 53.0

+ 2,414.0 / 28.0 } = 3.499E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 7 < G1 >



Bc =	6,300.0	mm
U1 =	120.0	mm
U2 =	2,400.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm
U3 =	0.0	mm
UL3 =	1,000.0	mm
UR3 =	2,900.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
B3 =	2,640.0	mm
Tc =	280.0	mm
Th =	0.0	mm
h's =	0.0	mm
b's =	0.0	mm
t's =	0.0	mm
tw' =	0.0	mm
H =	2,200.0	mm
n =	8.0	
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,112.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,112.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	1,106.0	3.504E+07	3.875E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	1,040.0	2.995E+06	3.115E+09	3.456E+06
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,025.0	-1.076E+07	1.103E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-1,106.0	-3.504E+07	3.875E+10	3.802E+05
합 계		129,540.0	-	-7.767E+06	9.165E+10	2.132E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-	-	-	3.456E+04
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-1,206.0	-3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	1,206.0	3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-	-	-	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		129,540.0	-	0.000E+00	7.679E+10	3.680E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 91,650,803,460.0 + 21,319,903,820.0 = 1.130E+11 mm^4

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -7,767,300.0 / 129,540.0 = -60.0 mm

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 112,970,707,280.0 - 129,540.0 × -60.0^2 = 1.125E+11 mm^4

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 76,794,220,800.0 + 36,800,327,660.0 = 1.136E+11 mm^4

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 129,540.0 = 0.0 mm

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 113,594,548,460.0 - 129,540.0 × 0.0^2 = 1.136E+11 mm^4

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

Bu = U2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

Bl = B2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

H = h + tu/2 + tl/2 = 2,200.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,212.0 mm

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,212.0 = 5.335E+06 mm^2

$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,335,344.0² / {(2,212.0 + 2,212.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.477E+11 mm^4

② 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 6,300.0 × 280.0 = 1.764E+06 mm^2

$Av = \sum As + Ac / N$ = 129,540.0 + 1,764,000.0 / 8.0 = 3.500E+05 mm^2

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 6,300.0 × 280.0³ / 12 = 1.152E+10 mm^4

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,200.0 / 2 - -60.0 + 0.0 + 280.0 / 2 = 1,300.0 mm

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,300.0 × 129,540.0 / 350,040.0 = 481.1 mm

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,300.0 - 481.1 = 818.9 mm

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 112,504,975,079.2 + 11,524,800,000.0 / 8.0 + 129,540.0 × 818.9²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 481.1² = 2.518E+11 mm^4

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 280.0 × 6,300.0³ / 12 = 5.834E+12 mm^4

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 2,900.0 - 0.0 - 6,300.0 / 2 = 950.0 mm

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 950.0 × 129,540.0 / 350,040.0 = 351.6 mm

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 950.0 - 351.6 = 598.4 mm

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 113,594,548,460.0 + 5,834,430,000,000.0 / 8.0 + 129,540.0 × 598.4²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 351.6² = 9.165E+11 mm^4

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 280.0 / 8.0 = 47.0 mm

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,200.0 + 47.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,229.5 mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,229.5 = 5.378E+06 mm^2

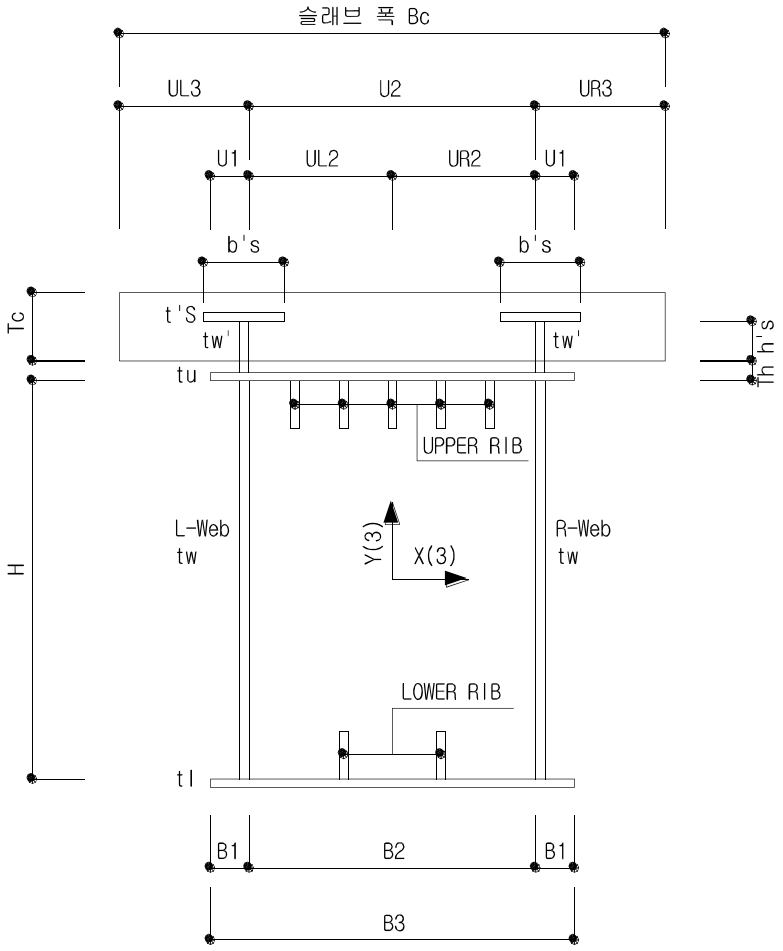
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,377,554.0² / {(2,229.5 + 2,229.5) / 12.0 + 2,412.0 / 47.0

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.854E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 8 < G1 >



Bc =	6,300.0	mm
U1 =	120.0	mm
U2 =	2,400.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm
U3 =	0.0	mm
UL3 =	1,000.0	mm
UR3 =	2,900.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
B3 =	2,640.0	mm
Tc =	280.0	mm
Th =	0.0	mm
h's =	0.0	mm
b's =	0.0	mm
t's =	0.0	mm
tw' =	0.0	mm
H =	2,200.0	mm
n =	8.0	
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,112.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,112.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	1,106.0	3.504E+07	3.875E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 120.0 × 12.0	7,200.0	1,040.0	7.488E+06	7.788E+09	8.640E+06
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
LOWER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-1,040.0	-2.995E+06	3.115E+09	3.456E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-1,106.0	-3.504E+07	3.875E+10	3.802E+05
합 계		126,240.0	-	4.493E+06	8.841E+10	2.131E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 120.0 × 12.0	7,200.0	-	-	-	8.640E+04
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-1,206.0	-3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	1,206.0	3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
LOWER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-	-	-	3.456E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		126,240.0	-	0.000E+00	7.679E+10	3.680E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 88,406,760,960.0 + 21,308,856,320.0 = 1.097E+11 mm^4

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = 4,492,800.0 / 126,240.0 = 35.6 mm

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 109,715,617,280.0 - 126,240.0 × 35.6^2 = 1.096E+11 mm^4

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 76,794,220,800.0 + 36,800,242,560.0 = 1.136E+11 mm^4

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 126,240.0 = 0.0 mm

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 113,594,463,360.0 - 126,240.0 × 0.0^2 = 1.136E+11 mm^4

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

Bu = U2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

Bl = B2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

H = h + tu/2 + tl/2 = 2,200.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,212.0 mm

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,212.0 = 5.335E+06 mm^2

$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,335,344.0² / {(2,212.0 + 2,212.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.477E+11 mm^4

② 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 6,300.0 × 280.0 = 1.764E+06 mm^2

$Av = \sum As + Ac / N$ = 126,240.0 + 1,764,000.0 / 8.0 = 3.467E+05 mm^2

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 6,300.0 × 280.0³ / 12 = 1.152E+10 mm^4

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,200.0 / 2 - 35.6 + 0.0 + 280.0 / 2 = 1,204.4 mm

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,204.4 × 126,240.0 / 346,740.0 = 438.5 mm

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,204.4 - 438.5 = 765.9 mm

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 109,555,721,432.1 + 11,524,800,000.0 / 8.0 + 126,240.0 × 765.9²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 438.5² = 2.274E+11 mm^4

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 280.0 × 6,300.0³ / 12 = 5.834E+12 mm^4

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 2,900.0 - 0.0 - 6,300.0 / 2 = 950.0 mm

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 950.0 × 126,240.0 / 346,740.0 = 345.9 mm

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 950.0 - 345.9 = 604.1 mm

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 113,594,463,360.0 + 5,834,430,000,000.0 / 8.0 + 126,240.0 × 604.1²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 345.9² = 9.153E+11 mm^4

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 280.0 / 8.0 = 47.0 mm

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,200.0 + 47.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,229.5 mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,229.5 = 5.378E+06 mm^2

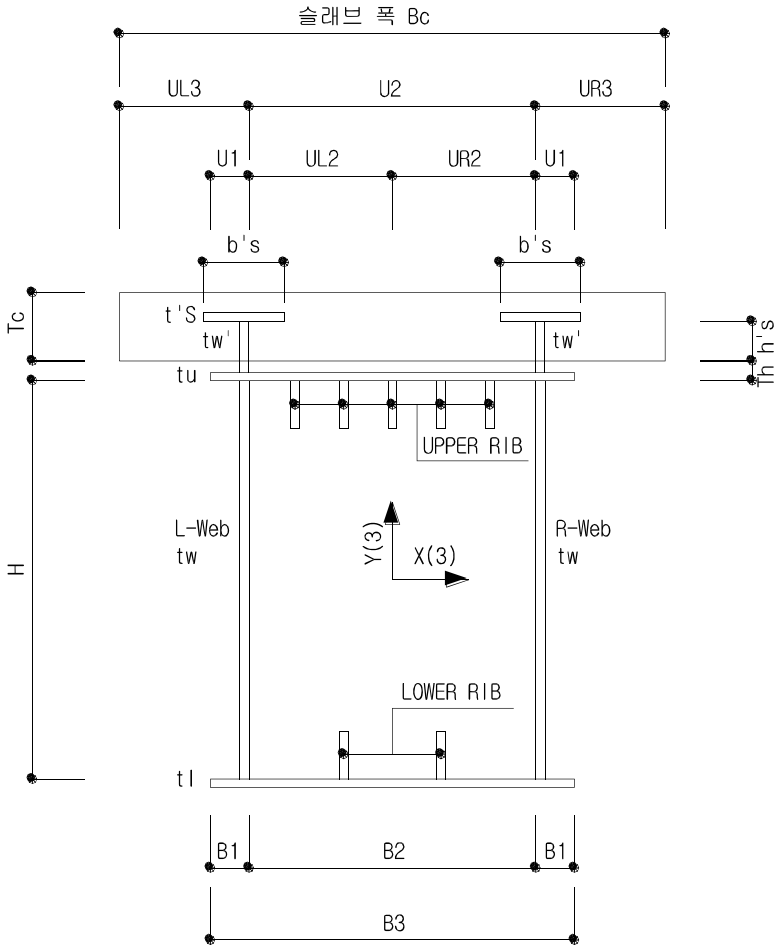
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,377,554.0² / {(2,229.5 + 2,229.5) / 12.0 + 2,412.0 / 47.0

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.854E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 9 < G1 >



Bc =	6,300.0	mm
U1 =	120.0	mm
U2 =	2,400.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm
U3 =	0.0	mm
UL3 =	1,000.0	mm
UR3 =	2,900.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
B3 =	2,640.0	mm
Tc =	280.0	mm
Th =	0.0	mm
h's =	0.0	mm
b's =	0.0	mm
t's =	0.0	mm
tw' =	0.0	mm
H =	2,200.0	mm
n =	8.0	
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,112.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,112.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	1,106.0	3.504E+07	3.875E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 120.0 × 12.0	7,200.0	1,040.0	7.488E+06	7.788E+09	8.640E+06
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
LOWER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-1,040.0	-2.995E+06	3.115E+09	3.456E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,108.0	-4.680E+07	5.186E+10	9.011E+05
합 계		136,800.0	-	-7.271E+06	1.015E+11	2.131E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 120.0 × 12.0	7,200.0	-	-	-	8.640E+04
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-1,206.0	-3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	1,206.0	3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
LOWER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-	-	-	3.456E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.453E+10
합 계		136,800.0	-	0.000E+00	7.679E+10	4.293E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 101,511,171,840.0 + 21,309,377,280.0 = 1.228E+11 mm^4

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -7,271,040.0 / 136,800.0 = -53.2 mm

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 122,820,549,120.0 - 136,800.0 × -53.2^2 = 1.224E+11 mm^4

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 76,794,220,800.0 + 42,933,490,560.0 = 1.197E+11 mm^4

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 136,800.0 = 0.0 mm

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 119,727,711,360.0 - 136,800.0 × 0.0^2 = 1.197E+11 mm^4

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

Bu = U2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

Bl = B2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

H = h + tu/2 + tl/2 = 2,200.0 + 12.0 / 2 + 16.0 / 2 = 2,214.0 mm

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,214.0 = 5.340E+06 mm^2

$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × $5,340,168.0^2$ / {(2,214.0 + 2,214.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0

+ 2,412.0 / 16.0 } = 1.583E+11 mm^4

② 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 6,300.0 × 280.0 = 1.764E+06 mm^2

$Av = \sum As + Ac / N$ = 136,800.0 + 1,764,000.0 / 8.0 = 3.573E+05 mm^2

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 6,300.0 × 280.0³ / 12 = 1.152E+10 mm^4

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,200.0 / 2 - -53.2 + 0.0 + 280.0 / 2 = 1,293.2 mm

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,293.2 × 136,800.0 / 357,300.0 = 495.1 mm

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,293.2 - 495.1 = 798.0 mm

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 122,434,086,965.9 + 11,524,800,000.0 / 8.0 + 136,800.0 × 798.0²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 495.1² = 2.651E+11 mm^4

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 280.0 × 6,300.0³ / 12 = 5.834E+12 mm^4

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 2,900.0 - 0.0 - 6,300.0 / 2 = 950.0 mm

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 950.0 × 136,800.0 / 357,300.0 = 363.7 mm

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 950.0 - 363.7 = 586.3 mm

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 119,727,711,360.0 + 5,834,430,000,000.0 / 8.0 + 136,800.0 × 586.3²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 363.7² = 9.252E+11 mm^4

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 280.0 / 8.0 = 47.0 mm

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,200.0 + 47.0 / 2 + 16.0 / 2 = 2,231.5 mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,231.5 = 5.382E+06 mm^2

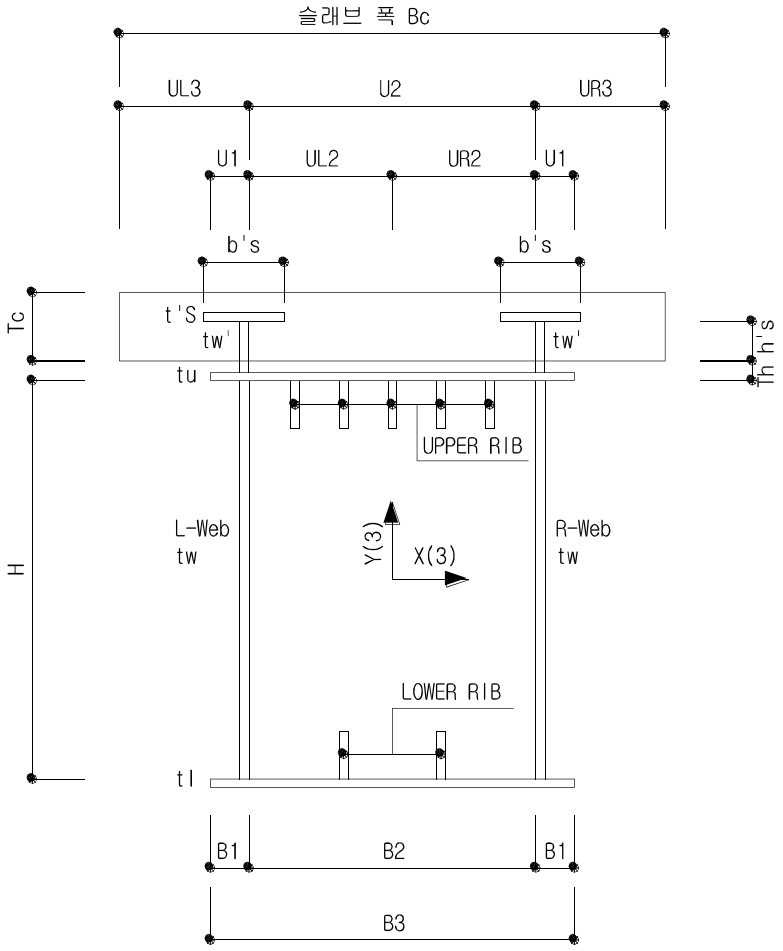
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,382,378.0² / {(2,231.5 + 2,231.5) / 12.0 + 2,412.0 / 47.0

+ 2,412.0 / 16.0 } = 2.019E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 10 < G1 >



Bc =	6,300.0	mm
U1 =	120.0	mm
U2 =	2,400.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm
U3 =	0.0	mm
UL3 =	1,000.0	mm
UR3 =	2,900.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
B3 =	2,640.0	mm
Tc =	280.0	mm
Th =	0.0	mm
h's =	0.0	mm
b's =	0.0	mm
t's =	0.0	mm
tw' =	0.0	mm
H =	2,200.0	mm
n =	8.0	
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,112.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,112.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	1,106.0	3.504E+07	3.875E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 120.0 × 12.0	7,200.0	1,040.0	7.488E+06	7.788E+09	8.640E+06
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
LOWER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-1,040.0	-2.995E+06	3.115E+09	3.456E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,108.0	-4.680E+07	5.186E+10	9.011E+05
합 계		136,800.0	-	-7.271E+06	1.015E+11	2.131E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
Bieup FL	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Bieup WEB	2 - 0.0 × 0.0	0.0	1,200.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 120.0 × 12.0	7,200.0	-	-	-	8.640E+04
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-1,206.0	-3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	1,206.0	3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
LOWER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-	-	-	3.456E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.453E+10
합 계		136,800.0	-	0.000E+00	7.679E+10	4.293E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 101,511,171,840.0 + 21,309,377,280.0 = 1.228E+11 mm^4

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -7,271,040.0 / 136,800.0 = -53.2 mm

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 122,820,549,120.0 - 136,800.0 × -53.2^2 = 1.224E+11 mm^4

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 76,794,220,800.0 + 42,933,490,560.0 = 1.197E+11 mm^4

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 136,800.0 = 0.0 mm

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 119,727,711,360.0 - 136,800.0 × 0.0^2 = 1.197E+11 mm^4

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

Bu = U2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

Bl = B2 + tw/2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

H = h + tu/2 + tl/2 = 2,200.0 + 12.0 / 2 + 16.0 / 2 = 2,214.0 mm

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,214.0 = 5.340E+06 mm^2

$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × $5,340,168.0^2$ / {(2,214.0 + 2,214.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0

+ 2,412.0 / 16.0 } = 1.583E+11 mm^4

② 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 6,300.0 × 280.0 = 1.764E+06 mm^2

$Av = \sum As + Ac / N$ = 136,800.0 + 1,764,000.0 / 8.0 = 3.573E+05 mm^2

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 6,300.0 × 280.0³ / 12 = 1.152E+10 mm^4

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,200.0 / 2 - -53.2 + 0.0 + 280.0 / 2 = 1,293.2 mm

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,293.2 × 136,800.0 / 357,300.0 = 495.1 mm

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,293.2 - 495.1 = 798.0 mm

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 122,434,086,965.9 + 11,524,800,000.0 / 8.0 + 136,800.0 × 798.0²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 495.1² = 2.651E+11 mm^4

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 280.0 × 6,300.0³ / 12 = 5.834E+12 mm^4

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 2,900.0 - 0.0 - 6,300.0 / 2 = 950.0 mm

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 950.0 × 136,800.0 / 357,300.0 = 363.7 mm

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 950.0 - 363.7 = 586.3 mm

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 119,727,711,360.0 + 5,834,430,000,000.0 / 8.0 + 136,800.0 × 586.3²

+ 1,764,000.0 / 8.0 × 363.7² = 9.252E+11 mm^4

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 280.0 / 8.0 = 47.0 mm

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,200.0 + 47.0 / 2 + 16.0 / 2 = 2,231.5 mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,231.5 = 5.382E+06 mm^2

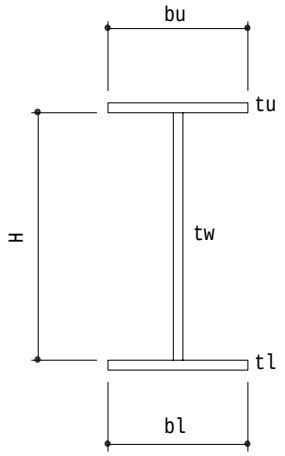
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,382,378.0² / {(2,231.5 + 2,231.5) / 12.0 + 2,412.0 / 47.0

+ 2,412.0 / 16.0 } = 2.019E+11 mm^4

◎ 가로보 단면 < 1 >



bu =	300.0 mm
bl =	300.0 mm
H =	1,400.0 mm
tu =	14.0 mm
tw =	12.0 mm
tl =	14.0 mm

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 14.0	4,200.0	707.0	2.969E+06	2.099E+09	6.860E+04
WEB	1 - 1,400.0 × 12.0	16,800.0	-	-	-	2.744E+09
LOWER FL.	1 - 300.0 × 14.0	4,200.0	-707.0	-2.969E+06	2.099E+09	6.860E+04
합 계		25,200.0	-	0.000E+00	4.199E+09	2.744E+09

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 14.0	4,200.0	-	-	-	3.150E+07
WEB	1 - 1,400.0 × 12.0	16,800.0	-	-	-	2.016E+05
LOWER FL.	1 - 300.0 × 14.0	4,200.0	-	-	-	3.150E+07
합 계		25,200.0	-	-	-	6.320E+07

$I_{33} = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 4,198,731,600.0 + 2,744,137,200.0 = 6.943E+09 mm^4

$I_{22} = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 0.0 + 63,201,600.0 = 6.320E+07 mm^4

※모델링시의 가로보 강성보정은 $I' = I \times (L'/L)^3$ 에 의한다.

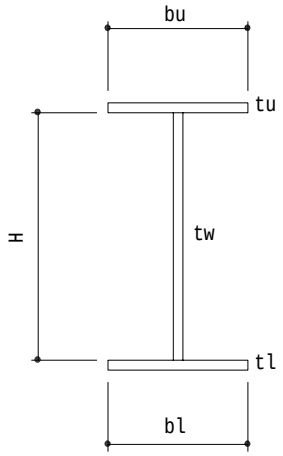
여기서, L,I : 실제 가로보의 길이 및 강성 L', I' : 모델링시 가로보의 길이 및 보정 강성

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$K = \sum(b \times t^3) / 3$

$= (300.0 \times 14.0^3 + 1,400.0 \times 12.0^3 + 300.0 \times 14.0^3) / 3$ = 1.355E+06 mm^4

◎ 가로보 단면 < 2 >



bu =	300.0	mm
bl =	300.0	mm
H =	1,300.0	mm
tu =	12.0	mm
tw =	12.0	mm
tl =	12.0	mm

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	656.0	2.362E+06	1.549E+09	4.320E+04
WEB	1 - 1,300.0 × 12.0	15,600.0	-	-	-	2.197E+09
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-656.0	-2.362E+06	1.549E+09	4.320E+04
합 계		22,800.0	-	0.000E+00	3.098E+09	2.197E+09

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	2.700E+07
WEB	1 - 1,300.0 × 12.0	15,600.0	-	-	-	1.872E+05
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	2.700E+07
합 계		22,800.0	-	-	-	5.419E+07

$I_{33} = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 3,098,419,200.0 + 2,197,086,400.0 = 5.296E+09 mm^4

$I_{22} = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 0.0 + 54,187,200.0 = 5.419E+07 mm^4

※모델링시의 가로보 강성보정은 $I' = I \times (L'/L)^3$ 에 의한다.

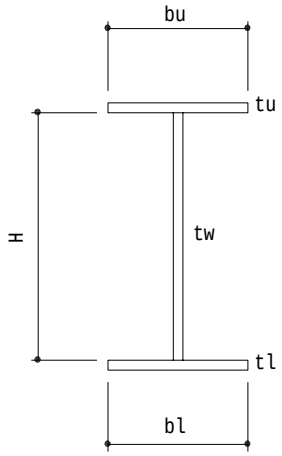
여기서, L,I : 실제 가로보의 길이 및 강성 L', I' : 모델링시 가로보의 길이 및 보정 강성

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$K = \sum (b \times t^3) / 3$

= (300.0 × 12.0^3 + 1,300.0 × 12.0^3 + 300.0 × 12.0^3) / 3 = 1.094E+06 mm^4

◎ 가로보 단면 < 3 >



bu =	300.0	mm
bl =	300.0	mm
H =	1,400.0	mm
tu =	12.0	mm
tw =	12.0	mm
tl =	12.0	mm

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	706.0	2.542E+06	1.794E+09	4.320E+04
WEB	1 - 1,400.0 × 12.0	16,800.0	-	-	-	2.744E+09
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-706.0	-2.542E+06	1.794E+09	4.320E+04
합 계		24,000.0	-	0.000E+00	3.589E+09	2.744E+09

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	2.700E+07
WEB	1 - 1,400.0 × 12.0	16,800.0	-	-	-	2.016E+05
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	2.700E+07
합 계		24,000.0	-	-	-	5.420E+07

$I_{33} = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 3,588,739,200.0 + 2,744,086,400.0 = 6.333E+09 mm^4

$I_{22} = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 0.0 + 54,201,600.0 = 5.420E+07 mm^4

※모델링시의 가로보 강성보정은 $I' = I \times (L'/L)^3$ 에 의한다.

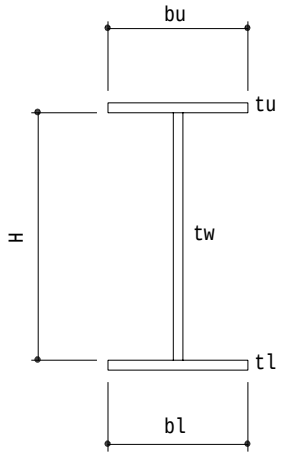
여기서, L,I : 실제 가로보의 길이 및 강성 L', I' : 모델링시 가로보의 길이 및 보정 강성

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$K = \sum (b \times t^3) / 3$

$= (300.0 \times 12.0^3 + 1,400.0 \times 12.0^3 + 300.0 \times 12.0^3) / 3$ = 1.152E+06 mm^4

◎ 가로보 단면 < 4 >



bu =	300.0	mm
bl =	300.0	mm
H =	1,500.0	mm
tu =	12.0	mm
tw =	12.0	mm
tl =	12.0	mm

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	756.0	2.722E+06	2.058E+09	4.320E+04
WEB	1 - 1,500.0 × 12.0	18,000.0	-	-	-	3.375E+09
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-756.0	-2.722E+06	2.058E+09	4.320E+04
합 계		25,200.0	-	0.000E+00	4.115E+09	3.375E+09

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	2.700E+07
WEB	1 - 1,500.0 × 12.0	18,000.0	-	-	-	2.160E+05
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	2.700E+07
합 계		25,200.0	-	-	-	5.422E+07

$I_{33} = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 4,115,059,200.0 + 3,375,086,400.0 = 7.490E+09 mm^4

$I_{22} = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 0.0 + 54,216,000.0 = 5.422E+07 mm^4

※모델링시의 가로보 강성보정은 $I' = I \times (L'/L)^3$ 에 의한다.

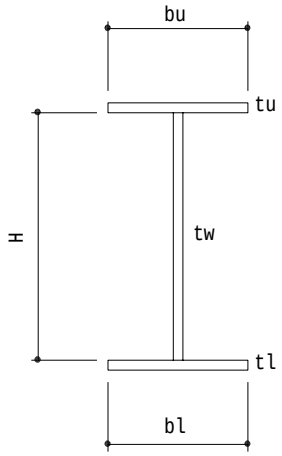
여기서, L,I : 실제 가로보의 길이 및 강성 L', I' : 모델링시 가로보의 길이 및 보정 강성

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$K = \sum (b \times t^3) / 3$

= (300.0 × 12.0^3 + 1,500.0 × 12.0^3 + 300.0 × 12.0^3) / 3 = 1.210E+06 mm^4

◎ 가로보 단면 < 5 >



bu =	300.0	mm
bl =	300.0	mm
H =	1,800.0	mm
tu =	14.0	mm
tw =	12.0	mm
tl =	14.0	mm

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 14.0	4,200.0	907.0	3.809E+06	3.455E+09	6.860E+04
WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER FL.	1 - 300.0 × 14.0	4,200.0	-907.0	-3.809E+06	3.455E+09	6.860E+04
합 계		30,000.0	-	0.000E+00	6.910E+09	5.832E+09

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 14.0	4,200.0	-	-	-	3.150E+07
WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	2.592E+05
LOWER FL.	1 - 300.0 × 14.0	4,200.0	-	-	-	3.150E+07
합 계		30,000.0	-	-	-	6.326E+07

$I_{33} = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 6,910,251,600.0 + 5,832,137,200.0 = 1.274E+10 mm^4

$I_{22} = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 0.0 + 63,259,200.0 = 6.326E+07 mm^4

※모델링시의 가로보 강성보정은 $I' = I \times (L'/L)^3$ 에 의한다.

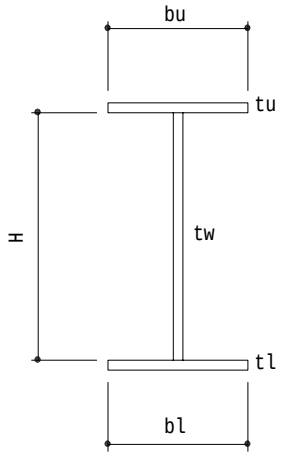
여기서, L,I : 실제 가로보의 길이 및 강성 L', I' : 모델링시 가로보의 길이 및 보정 강성

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$K = \sum (b \times t^3) / 3$

$= (300.0 \times 14.0^3 + 1,800.0 \times 12.0^3 + 300.0 \times 14.0^3) / 3$ = 1.586E+06 mm^4

◎ 세로보 단면 < 1 >



bu =	300.0	mm
bl =	300.0	mm
H =	900.0	mm
tu =	10.0	mm
tw =	10.0	mm
tl =	10.0	mm

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 10.0	3,000.0	455.0	1.365E+06	6.211E+08	2.500E+04
WEB	1 - 900.0 × 10.0	9,000.0	-	-	-	6.075E+08
LOWER FL.	1 - 300.0 × 10.0	3,000.0	-455.0	-1.365E+06	6.211E+08	2.500E+04
합 계		15,000.0	-	0.000E+00	1.242E+09	6.076E+08

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 10.0	3,000.0	-	-	-	2.250E+07
WEB	1 - 900.0 × 10.0	9,000.0	-	-	-	7.500E+04
LOWER FL.	1 - 300.0 × 10.0	3,000.0	-	-	-	2.250E+07
합 계		15,000.0	-	-	-	4.508E+07

$I_{33} = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 1,242,150,000.0 + 607,550,000.0 = 1.850E+09 mm^4

$I_{22} = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 0.0 + 45,075,000.0 = 4.508E+07 mm^4

※모델링시의 가로보 강성보정은 $I' = I \times (L'/L)^3$ 에 의한다.

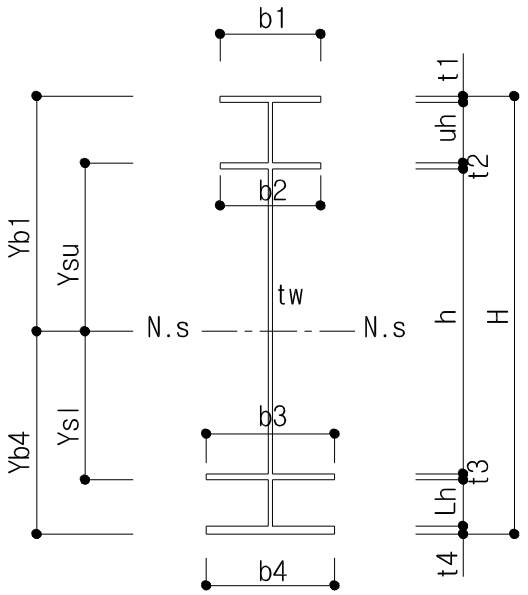
여기서, L,I : 실제 가로보의 길이 및 강성 L', I' : 모델링시 가로보의 길이 및 보정 강성

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$K = \sum(b \times t^3) / 3$

$= (300.0 \times 10.0^3 + 900.0 \times 10.0^3 + 300.0 \times 10.0^3) / 3$ = 5.000E+05 mm^4

○ 세로보 : 지점부(측경간) - IP 2



b1 =	400	mm
b2 =	400	mm
b3 =	300	mm
b4 =	600	mm
t1 =	24	mm
t2 =	24	mm
t3 =	12	mm
t4 =	24	mm
uh =	142	mm
Lh =	150	mm
H =	1688	mm
tw =	20	mm

부재구분	규 격	As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
T FL.	1 ; 400 X 24	9600	1022	9811200	10027046400	460800
T WEB	1 ; 142 X 20	2840	939	2666760	2504087640	4772146.667
UPPER FL.	1 ; 400 X 24	9600	856	8217600	7034265600	460800
WEB	1 ; 1688 X 20	33760	0	0	0	8016154453
Lower FL.	1 ; 300 X 12	3600	-850	-3060000	2601000000	43200
⊥ WEB	1 ; 150 X 20	3000	-931	-2793000	2600283000	5625000
⊥ FL.	1 ; 600 X 24	14400	-1018	-14659200	14923065600	691200
TOTAL		76800		183360	39689748240	8028207600

① 합성전 단면(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

Is' = $\sum AsY^2 + \sum Io$

= 39689748240 + 8028207600 = 47717955840 mm^4

δs = $\sum AsY / \sum As$

= 183360 / 76800 = 2.388 mm^4

I33 = Is´ - $\sum As \times \delta s^2$

= 47717955840 - 76800 X 2.388 ^{2} = 47717518068 mm^4

I22 = $(b1^3 \times t1 / 12) + (b2^3 \times t2 / 12) + (b3^3 \times t3 / 12) + (b4^3 \times t4 / 12) + [(H+uh+Lh) \times tw^3 / 12]$

= $(400^3 \times 24 / 12) + (400^3 \times 24 / 12) + (300^3 \times 12 / 12) + (600^3 \times 24 / 12) +$

+ $[(1688 +142 +150)^3 \times 20 / 12)$ = 716320000 mm^4

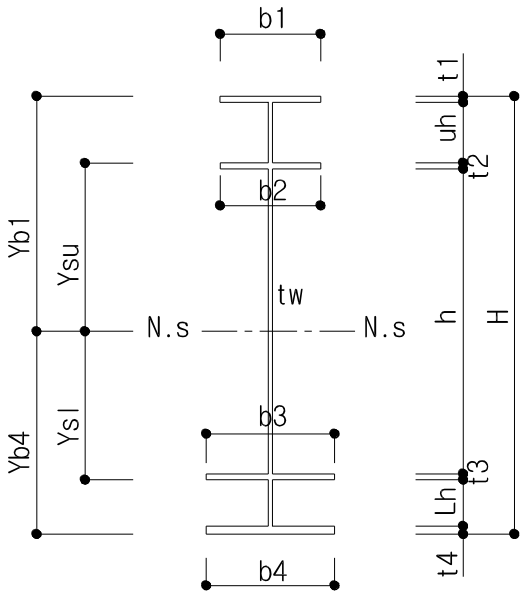
K = I11

= $\sum (b \times t^3) / 3$

= $(400 \times 24^3 / 3) + (400 \times 24^3 / 3) + (300 \times 12^3 / 3) + (600 \times 24^3 / 3) +(1688 +142 + 150) \times 20^3 / 3$

= 11904000 mm^4

○ 세로보 : 지점부(측경간) - IP 2



b1 =	400	mm
b2 =	400	mm
b3 =	300	mm
b4 =	600	mm
t1 =	24	mm
t2 =	24	mm
t3 =	12	mm
t4 =	24	mm
uh =	142	mm
Lh =	150	mm
H =	2638	mm
tw =	20	mm

부재구분	규 격	As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
T FL.	1 ; 400 X 24	9600	1497	14371200	21513686400	460800
T WEB	1 ; 142 X 20	2840	1414	4015760	5678284640	4772146.667
UPPER FL.	1 ; 400 X 24	9600	1331	12777600	17006985600	460800
WEB	1 ; 2638 X 20	52760	0	0	0	30596596787
Lower FL.	1 ; 300 X 12	3600	-1325	-4770000	6320250000	43200
⊥ WEB	1 ; 150 X 20	3000	-1406	-4218000	5930508000	5625000
⊥ FL.	1 ; 600 X 24	14400	-1493	-21499200	32098305600	691200
TOTAL		95800		677360	88548020240	30608649933

① 합성전 단면(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

Is' = ∑AsY^2 + ∑ I o

= 88548020240 + 30608649933 = 119156670173 mm^4

δs = ∑AsY / ∑As

= 677360 / 95800 = 7.071 mm^4

I33 = Is´ - ∑As x $δs^2$

= 119156670173 - 95800 X 7.071^2 = 119151880856 mm^4

I22 = ($b1^3$ x t1 / 12) + ($b2^3$ x t2 / 12) + ($b3^3$ x t3 / 12) + ($b4^3$ x t4 / 12) + [(H+uh+Lh) x tw^3 / 12]

= (400^3 x 24 / 12) + (400^3 x 24 / 12) + (300^3 x 12 / 12) + (600^3 x 24 / 12) +

+ [(2638 +142 +150)^3 x 20 / 12) = 716953333 mm^4

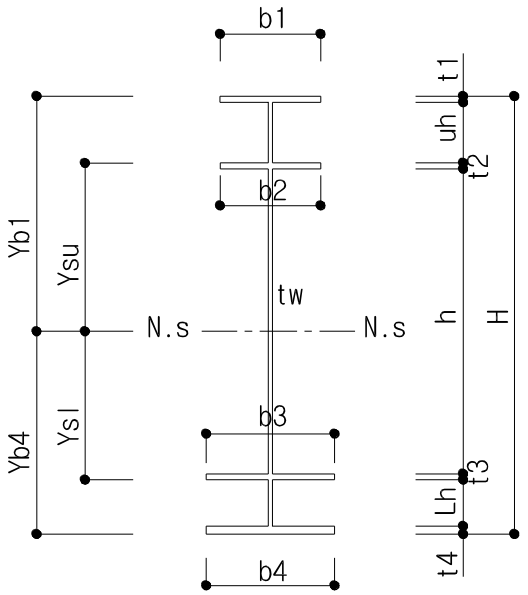
K = I11

= ∑ (b x t^3) / 3

= (400 x 24^3 / 3) + (400 x 24^3 / 3) + (300 x 12^3 / 3) + (600 x 24^3 / 3) +(2638 +142 + 150) x 20^3 / 3

= 14437333 mm^4

○ 세로보 : 지점부(측경간) - IP 2



b1 =	400	mm
b2 =	400	mm
b3 =	300	mm
b4 =	600	mm
t1 =	24	mm
t2 =	24	mm
t3 =	12	mm
t4 =	24	mm
uh =	142	mm
Lh =	150	mm
H =	2638	mm
tw =	20	mm

부재구분	규 격	As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
T FL.	1 ; 400 X 24	9600	1497	14371200	21513686400	460800
T WEB	1 ; 142 X 20	2840	1414	4015760	5678284640	4772146.667
UPPER FL.	1 ; 400 X 24	9600	1331	12777600	17006985600	460800
WEB	1 ; 2638 X 20	52760	0	0	0	30596596787
Lower FL.	1 ; 300 X 12	3600	-1325	-4770000	6320250000	43200
⊥ WEB	1 ; 150 X 20	3000	-1406	-4218000	5930508000	5625000
⊥ FL.	1 ; 600 X 24	14400	-1493	-21499200	32098305600	691200
TOTAL		95800		677360	88548020240	30608649933

① 합성전 단면(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

Is' = ∑AsY² + ∑ I o

= 88548020240 + 30608649933 = 119156670173 mm^4

δs = ∑AsY / ∑As

= 677360 / 95800 = 7.071 mm^4

I33 = Is´ - ∑As x $δs^2$

= 119156670173 - 95800 X 7.071 ² = 119151880856 mm^4

I22 = ($b1^3$ x t1 / 12) + ($b2^3$ x t2 / 12) + ($b3^3$ x t3 / 12) + ($b4^3$ x t4 / 12) + [(H+uh+Lh) x tw^3 / 12]

= (400^3 x 24 / 12) + (400^3 x 24 / 12) + (300^3 x 12 / 12) + (600^3 x 24 / 12) +

+ [(2638 +142 +150)³ x 20 / 12) = 716953333 mm^4

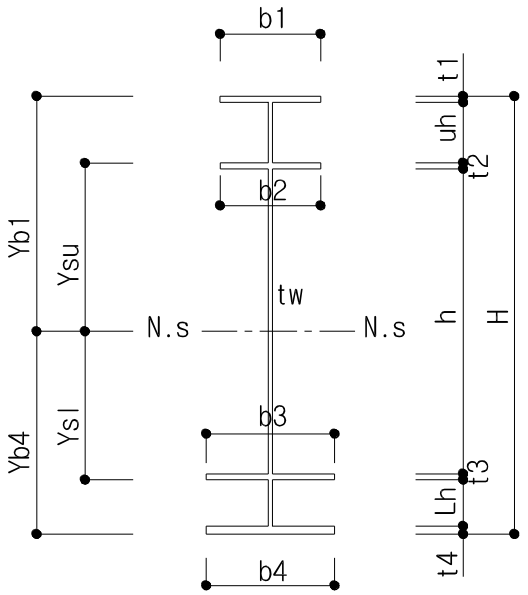
K = I11

= ∑ (b x t^3) / 3

= (400 x 24^3 / 3) + (400 x 24^3 / 3) + (300 x 12^3 / 3) + (600 x 24^3 / 3) +(2638 +142 + 150) x 20^3 / 3

= 14437333 mm^4

○ 세로보 : 지점부(측경간) - IP 2



b1 =	400	mm
b2 =	400	mm
b3 =	300	mm
b4 =	600	mm
t1 =	24	mm
t2 =	24	mm
t3 =	12	mm
t4 =	24	mm
uh =	142	mm
Lh =	150	mm
H =	1688	mm
tw =	20	mm

부재구분	규 격	As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
T FL.	1 ; 400 X 24	9600	1022	9811200	10027046400	460800
T WEB	1 ; 142 X 20	2840	939	2666760	2504087640	4772146.667
UPPER FL.	1 ; 400 X 24	9600	856	8217600	7034265600	460800
WEB	1 ; 1688 X 20	33760	0	0	0	8016154453
Lower FL.	1 ; 300 X 12	3600	-850	-3060000	2601000000	43200
⊥ WEB	1 ; 150 X 20	3000	-931	-2793000	2600283000	5625000
⊥ FL.	1 ; 600 X 24	14400	-1018	-14659200	14923065600	691200
TOTAL		76800		183360	39689748240	8028207600

① 합성전 단면(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

Is' = $\sum AsY^2 + \sum Io$

= 39689748240 + 8028207600 = 47717955840 mm^4

δs = $\sum AsY / \sum As$

= 183360 / 76800 = 2.388 mm^4

I33 = Is´ - $\sum As \times \delta s^2$

= 47717955840 - 76800 X 2.388 ² = 47717518068 mm^4

I22 = $(b1^3 \times t1 / 12) + (b2^3 \times t2 / 12) + (b3^3 \times t3 / 12) + (b4^3 \times t4 / 12) + [(H+uh+Lh) \times tw^3 / 12]$

= $(400^3 \times 24 / 12) + (400^3 \times 24 / 12) + (300^3 \times 12 / 12) + (600^3 \times 24 / 12) +$

+ $[(1688 +142 +150)^3 \times 20 / 12)$ = 716320000 mm^4

K = I11

= $\sum (b \times t^3) / 3$

= $(400 \times 24^3 / 3) + (400 \times 24^3 / 3) + (300 \times 12^3 / 3) + (600 \times 24^3 / 3) + (1688 +142 + 150) \times 20^3 / 3$

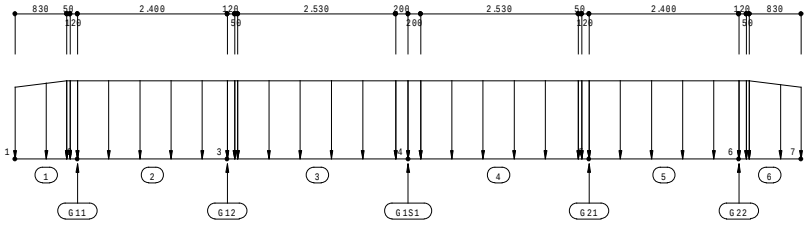
= 11904000 mm^4

4.3 작용하중의 산정

가. 횡방향 하중분배

1) 합성전 고정하중(슬래브 자중)

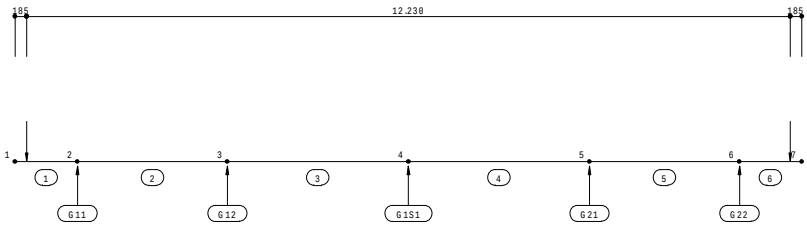
(1) 슬래브자중(STA. 0K+420.700)



하중명	재하부재	작용하중 좌측 제원		작용하중 우측 제원		하중종류
		위치 (m)	하중(kN/m²)	위치 (m)	하중(kN/m²)	
W1	1	0.000	-11.000	0.830	-12.000	분포하중
W2	1	0.830	-12.000	0.880	-12.000	분포하중
W3	1	0.880	-12.000	1.000	-12.000	분포하중
W4	2	0.000	-12.000	2.400	-12.000	분포하중
W5	3	0.000	-12.000	0.120	-12.000	분포하중
W6	3	0.120	-12.000	0.170	-12.000	분포하중
W7	3	0.170	-12.000	2.700	-12.000	분포하중
W8	3	2.700	-12.000	2.900	-12.000	분포하중
W9	4	0.000	-12.000	0.200	-12.000	분포하중
W10	4	0.200	-12.000	2.730	-12.000	분포하중
W11	4	2.730	-12.000	2.780	-12.000	분포하중
W12	4	2.780	-12.000	2.900	-12.000	분포하중
W13	5	0.000	-12.000	2.400	-12.000	분포하중
W14	6	0.000	-12.000	0.120	-12.000	분포하중
W15	6	0.120	-12.000	0.170	-12.000	분포하중
W16	6	0.170	-12.000	1.000	-11.000	분포하중

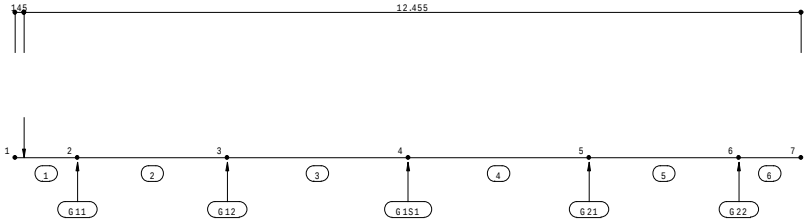
2) 합성후 고정하중

(1) 방호벽(STA. 0K+420.700)



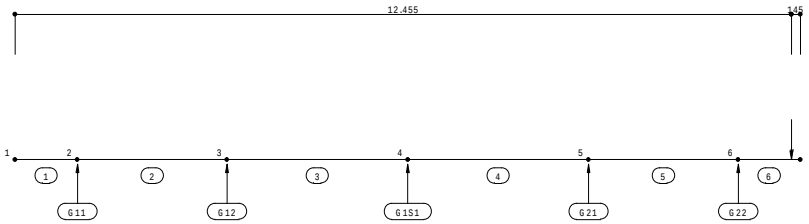
하중명	재하부재	작용하중 좌측 제원		작용하중 우측 제원		하중종류
		위치 (m)	하중(kN/m²)	위치 (m)	하중(kN/m²)	
P1	1	0.185	-9.839	-	-	집중하중
P2	6	0.815	-9.839	-	-	집중하중

(2) 부가하중(투석방지망1)(STA. 0K+420.700)



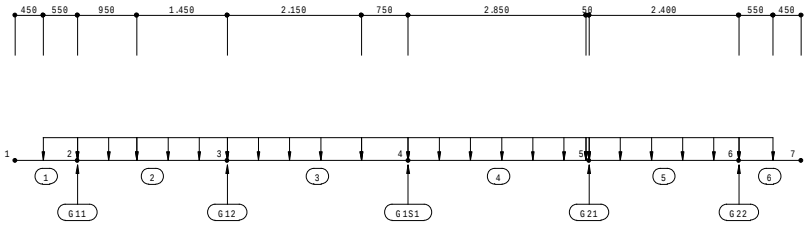
하중명	재하부재	작용하중 좌측 제원		작용하중 우측 제원		하중종류
		위치 (m)	하중(kN/m²)	위치 (m)	하중(kN/m²)	
P1	1	0.145	-1.000	-	-	집중하중

(3) 부가하중(투석방지망2)(STA. 0K+420.700)



하중명	재하부재	작용하중 좌측 제원		작용하중 우측 제원		하중종류
		위치 (m)	하중(kN/m²)	위치 (m)	하중(kN/m²)	
P1	6	0.855	-1.000	-	-	집중하중

(4) 콘크리트 교면포장(STA. 0K+420.700)



하중명	재하부재	작용하중 좌측 제원		작용하중 우측 제원		하중종류
		위치 (m)	하중(kN/m²)	위치 (m)	하중(kN/m²)	
W1	1	0.450	-1.175	1.000	-1.175	분포하중
W2	2	0.000	-1.175	0.950	-1.175	분포하중
W3	2	0.950	-1.175	2.400	-1.175	분포하중
W4	3	0.000	-1.175	2.150	-1.175	분포하중
W5	3	2.150	-1.175	2.900	-1.175	분포하중
W6	4	0.000	-1.175	2.850	-1.175	분포하중
W7	4	2.850	-1.175	2.900	-1.175	분포하중
W8	5	0.000	-1.175	2.400	-1.175	분포하중
W9	6	0.000	-1.175	0.550	-1.175	분포하중

3) 활하중

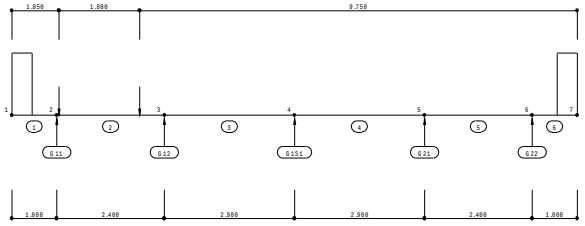
연석간의 교폭 Wc = 11.700 m (STA. 0K+420.700)

∴ 설계 차로수 N = 3 (☞ 도.설 2.1.3)

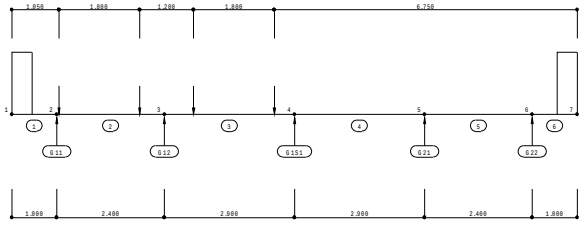
설계 차로폭 W = Wc / N = 11.700 / 3 = 3.900 > 3.6 m ⇒ W = 3.600 m

☞ 곡선교와 같이 차량의 편심재하에 대한 설계가 중요한 교량에서는 표준차로폭이나 설계차로폭에 관계없이 DB하중이나 DL하중을 표준점유폭인 3m마다 연속시켜서 설계차선수 이내로 최대의 편심효과가 일어날 수 있도록 재하한다. 설계차로폭 W = 3.0 m

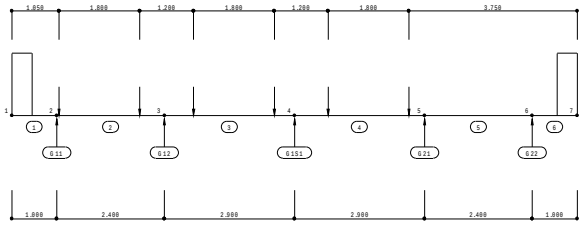
< G1 Max DB 1선 >



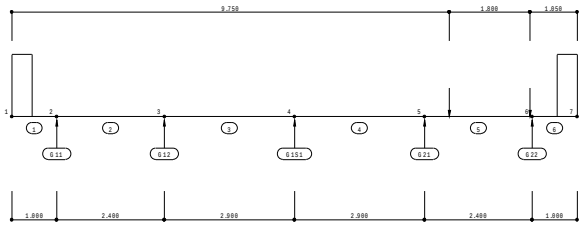
< G1 Max DB 2선 >



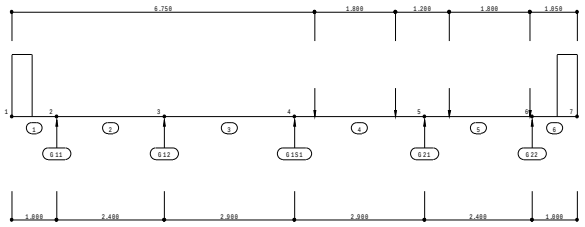
< G1 Max DB 3선 >



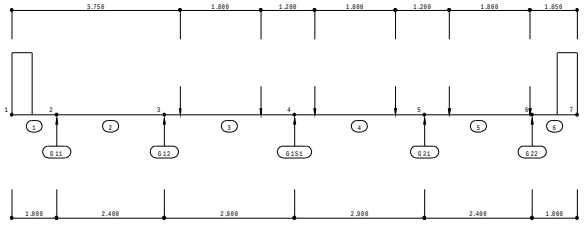
< G2 Max DB 1선 >



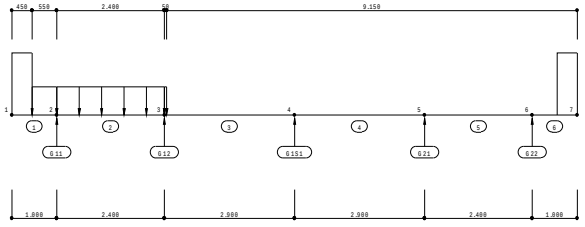
< G2 Max DB 2선 >



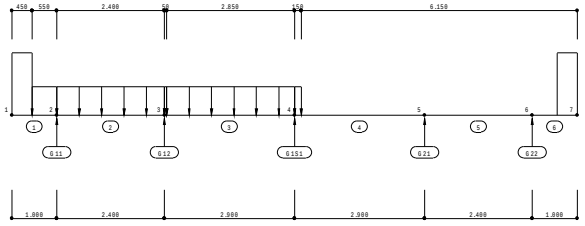
< G2 Max DB 3선 >



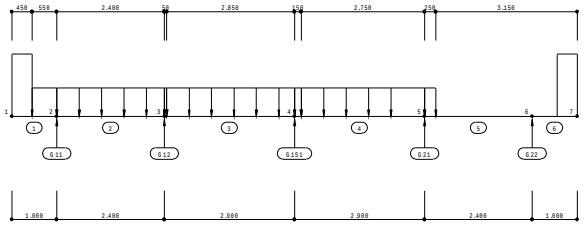
< G1 Max DL 1선 >



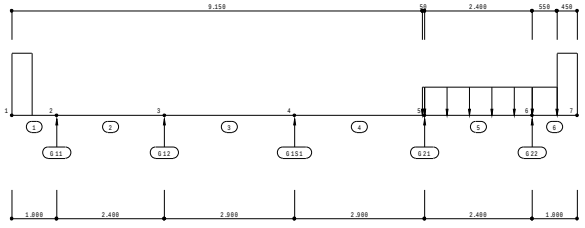
< G1 Max DL 2선 >



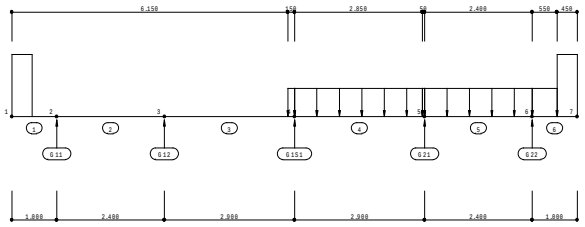
< G1 Max DL 3선 >



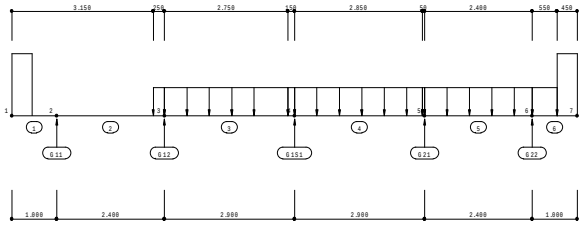
< G2 Max DL 1선 >



< G2 Max DL 2선 >



< G2 Max DL 3선 >



4) 활하중의 크기

◁ DB-24 (윤하중)

전륜 하중 Pf = 24.000 kN

후륜 하중 Pr = 96.000 kN

◁ DL-24 (차선하중)

W = 12.700 / 3.0 = 4.233 kN/m

Pm = 108.000 / 3.0 = 36.000 kN

Ps = 156.000 / 3.0 = 52.000 kN

5) 활하중 충격계수 (☞ 도.설 2.1.4)

지간장 (L) = 49.450 + 70.000 + 49.450 m

따라서, 내부 지점 및 지간내에 재하되는 하중에 대한 충격계수는 아래와 같다.

다만, 탱크궤도하중과 탱크 트레일러 하중에는 일률적으로 충격계수를 0.15로 적용 한다.

◁ 제1 지간

$$i = \frac{15}{40 + 49.45} = 0.168 \quad < \quad 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.168$$

◁ 제2 지간

$$i = \frac{15}{40 + 70} = 0.136 \quad < \quad 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.136$$

◁ 제3 지간

$$i = \frac{15}{40 + 49.45} = 0.168 \quad < \quad 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.168$$

◁ 제1 내부지점

$$i = \frac{15}{40 + (49.450 + 70.000) / 2} = 0.150 \quad < \quad 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.150$$

◁ 제2 내부지점

$$i = \frac{15}{40 + (70.000 + 49.450) / 2} = 0.150 \quad < \quad 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.150$$

∴ 계산된 충격계수 중 가장 큰 0.168 를 적용함.

6) 풍하중 (☞ 도.설 2.1.11)

다음의 계산은 활하중 비재하시의 값으로 활하중 재하시에는 산정된 값의 1/2을 적용한다.

< A1 - 위치 : Sta 0+420.70 >

- 좌측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 12.600 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방호벽높이 =

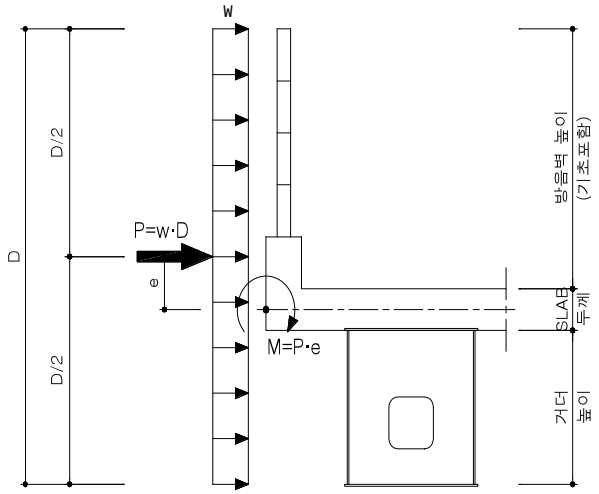
= 2.200 + 0.280 + 1.320 = 3.800 m

B / D = 12.600 / 3.800 = 3.316

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (3.800 / 12.600)] = 12.7 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 12.680 kN/m

w = 3336.8 N/m²

e = -0.440 m

M = -5.58 N·m/m

- 우측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 12.600 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방호벽높이 =

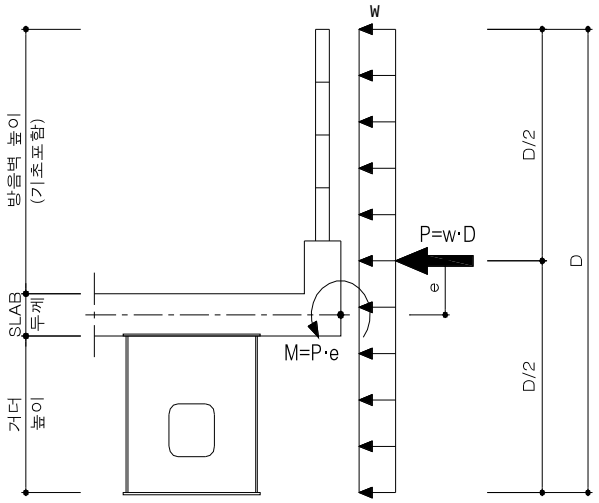
= 2.200 + 0.280 + 1.320 = 3.800 m

B / D = 12.600 / 3.800 = 3.316

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (3.800 / 12.600)] = 12.7 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 12.680 kN/m

w = 3336.8 N/m²

e = -0.440 m

M = -5.58 N · m/m

< P1 - 위치 : Sta 0+470.15 >

- 좌측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 12.600 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방호벽높이 =

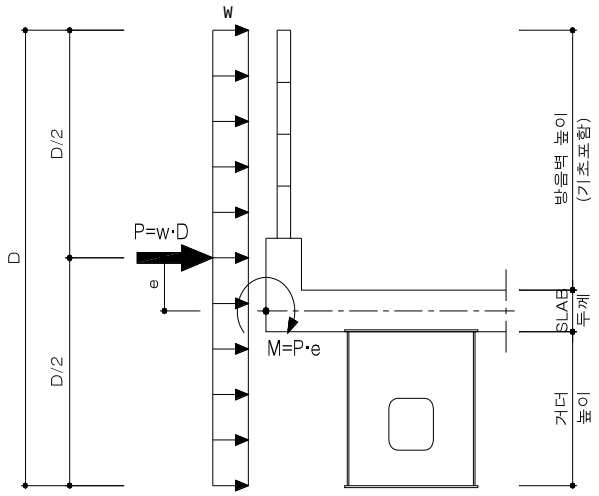
= 2.800 + 0.280 + 1.320 = 4.400 m

B / D = 12.600 / 4.400 = 2.864

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (4.400 / 12.600)] = 15.1 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 15.080 kN/m

w = 3427.3 N/m²

e = -0.740 m

M = -11.16 N · m/m

- 우측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 12.600 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방호벽높이 =

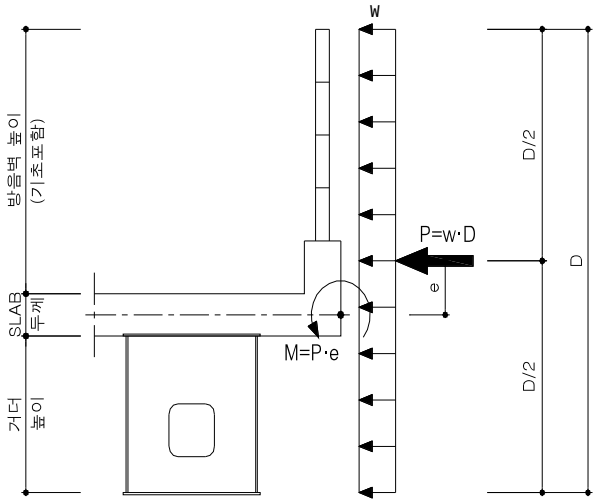
= 2.800 + 0.280 + 1.320 = 4.400 m

B / D = 12.600 / 4.400 = 2.864

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (4.400 / 12.600)] = 15.1 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 15.080 kN/m

w = 3427.3 N/m²

e = -0.740 m

M = -11.16 N · m/m

< P2 - 위치 : Sta 0+540.15 >

- 좌측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 12.600 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방호벽높이 =

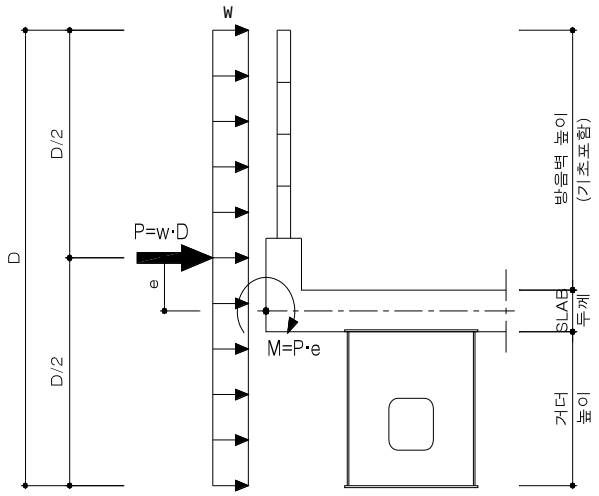
= 2.800 + 0.280 + 1.320 = 4.400 m

B / D = 12.600 / 4.400 = 2.864

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (4.400 / 12.600)] = 15.1 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 15.080 kN/m

w = 3427.3 N/m²

e = -0.740 m

M = -11.16 N · m/m

- 우측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 12.600 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방호벽높이 =

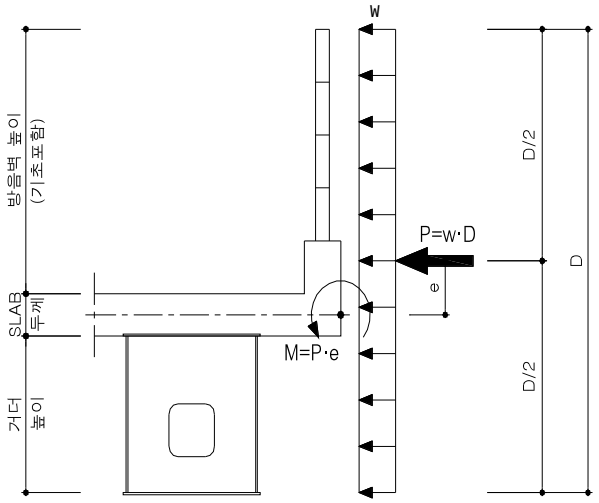
= 2.800 + 0.280 + 1.320 = 4.400 m

B / D = 12.600 / 4.400 = 2.864

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (4.400 / 12.600)] = 15.1 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 15.080 kN/m

w = 3427.3 N/m²

e = -0.740 m

M = -11.16 N · m/m

< A2 - 위치 : Sta 0+589.60 >

- 좌측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 12.600 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방호벽높이 =

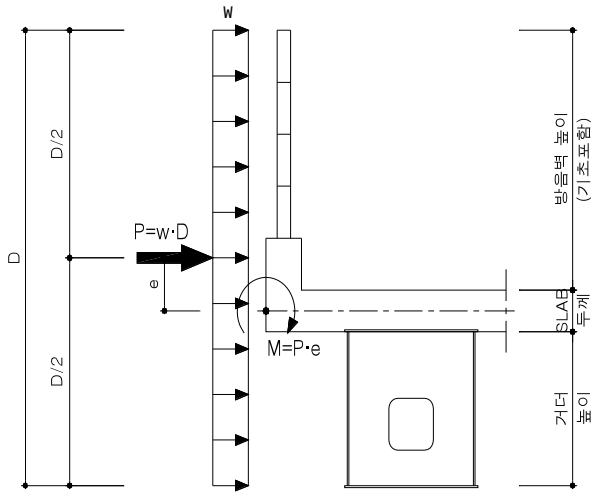
= 2.200 + 0.280 + 1.320 = 3.800 m

B / D = 12.600 / 3.800 = 3.316

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (3.800 / 12.600)] = 12.7 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 12.680 kN/m

w = 3336.8 N/m²

e = -0.440 m

M = -5.58 N · m/m

- 우측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 12.600 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방호벽높이 =

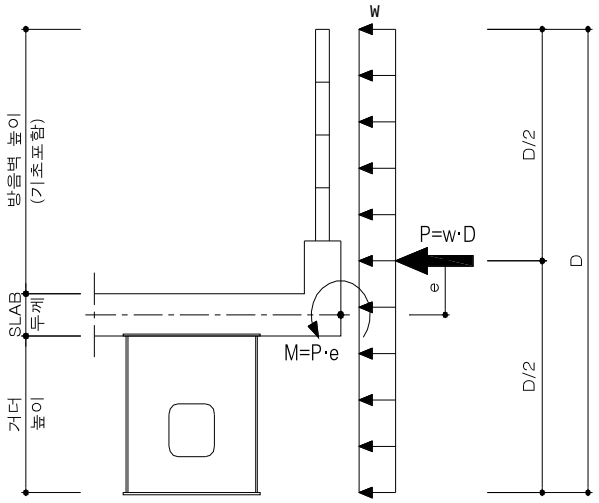
= 2.200 + 0.280 + 1.320 = 3.800 m

B / D = 12.600 / 3.800 = 3.316

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (3.800 / 12.600)] = 12.7 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 12.680 kN/m

w = 3336.8 N/m^2

e = -0.440 m

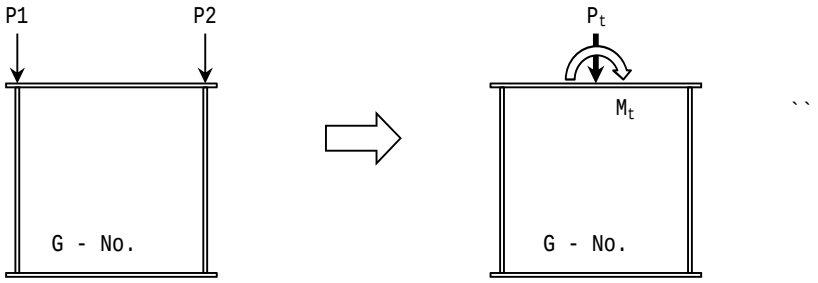
M = -5.58 N · m/m

나. 주형별 작용 하중

1) 강재자중 - 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중으로 주부재자중 34.000 % 할증적용

총강재중량 / 모델링 강재중량 = 6162.497 kN / 4598.878 kN = 1.34000

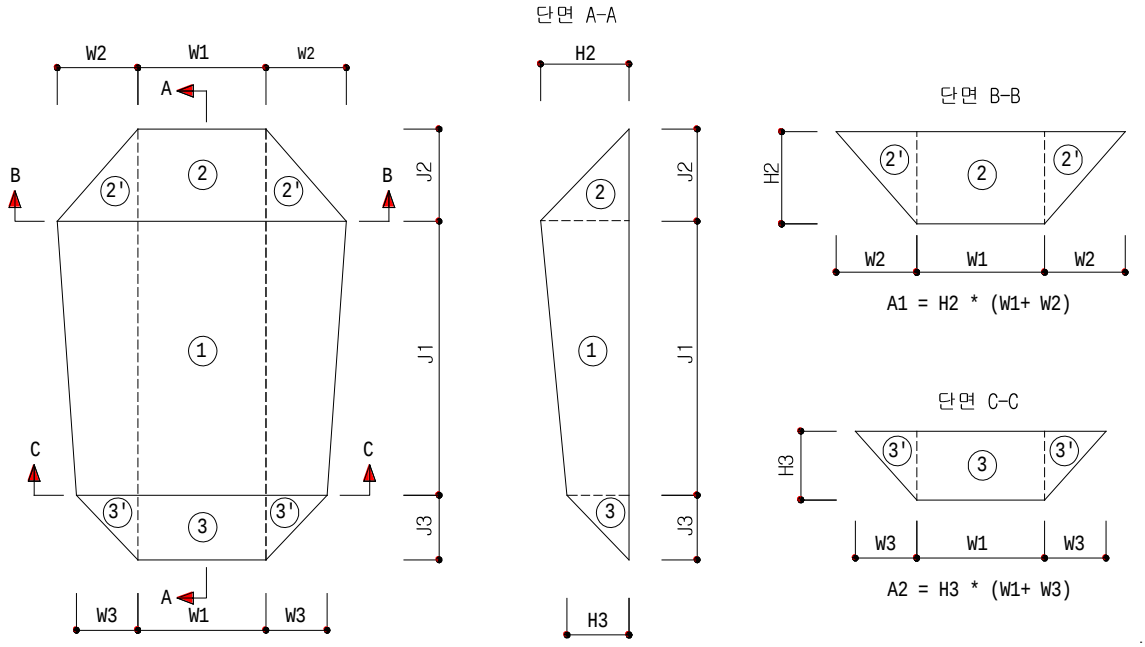
2) 합성전 고정하중



< Sta 0+420.70 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	25.426	31.654	57.080	7.474	
G - 2	2.400	31.654	25.426	57.080	-7.474	
ST - 1		36.209		36.209		

가로보 헌치 자중



* 산식 정리

V(1)

= 1/2 × J1 × (A1 + A2) = 1/2 × J1 × (H2 × (W1 + W2) + H3 × (W1 + W3))

V(2) + (2')

= (1/2 × H2 × J2 × W1) + (1/2 × H2 × J2 × W2 × 1/3) × 2 ea

V(3) + (3')

= (1/2 × H3 × J3 × W1) + (1/2 × H3 × J3 × W3 × 1/3) × 2 ea

가로보 단위 길이당 작용 하중

∴ Σ V × 단위중량 / 가로보 길이

* 입력자료

위치	폭원(m)			길이(m)			높이(m)		가로보 길이
	W1	W2	W3	J1	J2	J3	H2	H3	
G1-C1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G1-C1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G1-C2-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C2-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C3-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C3-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C4-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C4-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C5-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C5-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C6-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C6-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C7-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C7-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C8-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C8-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C9-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C9-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C10-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C10-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C11-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C11-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C12-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C12-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C13-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C13-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C14-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C14-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C15-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C15-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C16-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C16-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C17-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C17-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C18-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C18-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C19-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C19-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C20-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C20-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C21-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543

위치	폭원(m)			길이(m)			높이(m)		가로보 길이
	W1	W2	W3	J1	J2	J3	H2	H3	
G1-C21-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C22-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C22-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C23-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C23-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C24-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C24-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C25-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C25-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C26-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C26-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C27-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C27-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C28-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C28-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C29-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C29-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C30-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C30-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C31-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C31-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C32-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C32-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C33-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C33-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C34-1	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C34-2	0.400	0.000	0.000	2.530	0.000	0.000	0.000	0.000	2.543
G1-C35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G1-C35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

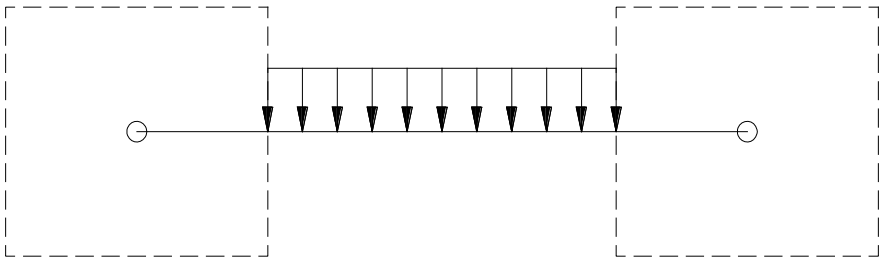
* 계산자료

위치	체적(㎥)				단위중량 (kN/㎥)	길이당 중량 (kN/m)
	V(1)	V(2)+(2')	V(3)+(3')	Σ V		
G1-C1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C2-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C2-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C3-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C3-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C4-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C4-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C5-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000

위치	체적(㎥)				단위중량 (kN/㎥)	길이당 중량 (kN/m)
	V(1)	V(2)+(2')	V(3)+(3')	Σ V		
G1-C5-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C6-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C6-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C7-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C7-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C8-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C8-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C9-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C9-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C10-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C10-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C11-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C11-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C12-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C12-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C13-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C13-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C14-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C14-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C15-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C15-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C16-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C16-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C17-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C17-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C18-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C18-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C19-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C19-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C20-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C20-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C21-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C21-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C22-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C22-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C23-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C23-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C24-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C24-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C25-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C25-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C26-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000

위치	체적(㎥)				단위중량 (kN/㎥)	길이당 중량 (kN/m)
	V(1)	V(2)+(2')	V(3)+(3')	Σ V		
G1-C26-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C27-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C27-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C28-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C28-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C29-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C29-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C30-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C30-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C31-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C31-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C32-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C32-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C33-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C33-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C34-1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C34-2	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C35	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C35	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000

* 가로보 하중 작용위치



3) 합성후 고정하중

< Sta 0+420.70 >

거더 No.	거더폭(m)	Pavement 및 방호벽, 중분대				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN)	
G - 1	2.400	17.281	-2.455	14.826	-23.683	
G - 2	2.400	-2.455	17.281	14.826	23.683	
ST - 1	2.400	5.773		5.773		

4) 활하중

< DB-24 G1 MAX > : 단위하중재하

차선 재하	거더No.	거더폭(m)	격자해석용 거더별 활하중 계수					비 고
			P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN)	e(m)	
1 차선	G - 1	2.400	1.128	0.957	2.084	-0.205	-0.098	
	G - 2	2.400	0.028	-0.006	0.022	-0.040	-1.814	
	ST - 1		-0.107		-0.107			
2 차선	G - 1	2.400	1.007	2.013	3.020	1.207	0.400	
	G - 2	2.400	-0.123	0.025	-0.098	0.178	-1.814	
	ST - 1		1.078		1.078			
3 차선	G - 1	2.400	1.038	1.860	2.899	0.986	0.340	
	G - 2	2.400	1.127	-0.089	1.038	-1.458	-1.405	
	ST - 1		2.063		2.063			

< DB-24 G2 MAX > : 단위하중재하

차선 재하	거더No.	거더폭(m)	격자해석용 거더별 활하중 계수					비 고
			P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN)	e(m)	
1 차선	G - 1	2.400	-0.006	0.028	0.022	0.040	1.814	
	G - 2	2.400	0.957	1.128	2.084	0.205	0.098	
	ST - 1		-0.107		-0.107			
2 차선	G - 1	2.400	0.025	-0.123	-0.098	-0.178	1.814	
	G - 2	2.400	2.013	1.007	3.020	-1.207	-0.400	
	ST - 1		1.078		1.078			
3 차선	G - 1	2.400	-0.089	1.127	1.038	1.458	1.405	
	G - 2	2.400	1.860	1.038	2.899	-0.986	-0.340	
	ST - 1		2.063		2.063			

< DL-24 G1 MAX > : 단위하중재하

차선 재하	거더No.	거더폭(m)	격자해석용 거더별 활하중 계수					비 고
			P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN)	e(m)	
1 차선	G - 1	2.400	1.683	1.453	3.136	-0.275	-0.088	
	G - 2	2.400	0.045	-0.009	0.036	-0.065	-1.814	
	ST - 1		-0.172		0.045			
2 차선	G - 1	2.400	1.495	3.043	4.538	1.859	0.410	
	G - 2	2.400	-0.193	0.039	-0.154	0.279	-1.814	
	ST - 1		1.616		-0.193			
3 차선	G - 1	2.400	1.543	2.806	4.349	1.516	0.349	
	G - 2	2.400	1.695	-0.141	1.554	-2.203	-1.418	
	ST - 1		3.097		1.695			

< DL-24 G2 MAX > : 단위하중재하

차선 재하	거더No.	거더폭(m)	격자해석용 거더별 활하중 계수					비 고
			P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN)	e(m)	
1 차선	G - 1	2.400	-0.009	0.045	0.036	0.065	1.814	
	G - 2	2.400	1.453	1.683	3.136	0.275	0.088	
	ST - 1		-0.172		1.453			
2 차선	G - 1	2.400	0.039	-0.193	-0.154	-0.279	1.814	
	G - 2	2.400	3.043	1.495	4.538	-1.859	-0.410	
	ST - 1		1.616		3.043			
3 차선	G - 1	2.400	-0.141	1.695	1.554	2.203	1.418	
	G - 2	2.400	2.806	1.543	4.349	-1.516	-0.349	
	ST - 1		3.097		2.806			

- 풍하중

- LWind (Left -> Right)

LWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)				
수 직 하 중	P1	-1.237	1.237	kN/m
	P2			
	Pt	-1.237	1.237	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	0.000	-12.680	kN/m

- RWind (Right -> Left)

RWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)				
수 직 하 중	P1	1.456	-1.456	kN/m
	P2			
	Pt	1.456	-1.456	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	0.000	6.000	kN/m

< P1 - 위치 : Sta. 0+470.15 >

- LWind (Left -> Right)

LWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)		0.000		
수 직 하 중	P1	-1.471	1.471	kN/m
	P2			
	Pt	-1.471	1.471	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	-15.080	0.000	kN/m

- RWind (Right -> Left)

RWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)		0.000		
수 직 하 중	P1	1.676	-1.676	kN/m
	P2			
	Pt	1.676	-1.676	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	6.000	0.000	kN/m

< P2 - 위치 : Sta. 0+540.15 >

- LWind (Left -> Right)

LWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)		0.000		
수 직 하 중	P1	-1.471	1.471	kN/m
	P2			
	Pt	-1.471	1.471	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	-15.080	0.000	kN/m

- RWind (Right -> Left)

RWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)		0.000		
수 직 하 중	P1	1.676	-1.676	kN/m
	P2			
	Pt	1.676	-1.676	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	6.000	0.000	kN/m

< A2 - 위치 : Sta. 0+589.60 >

- LWind (Left -> Right)

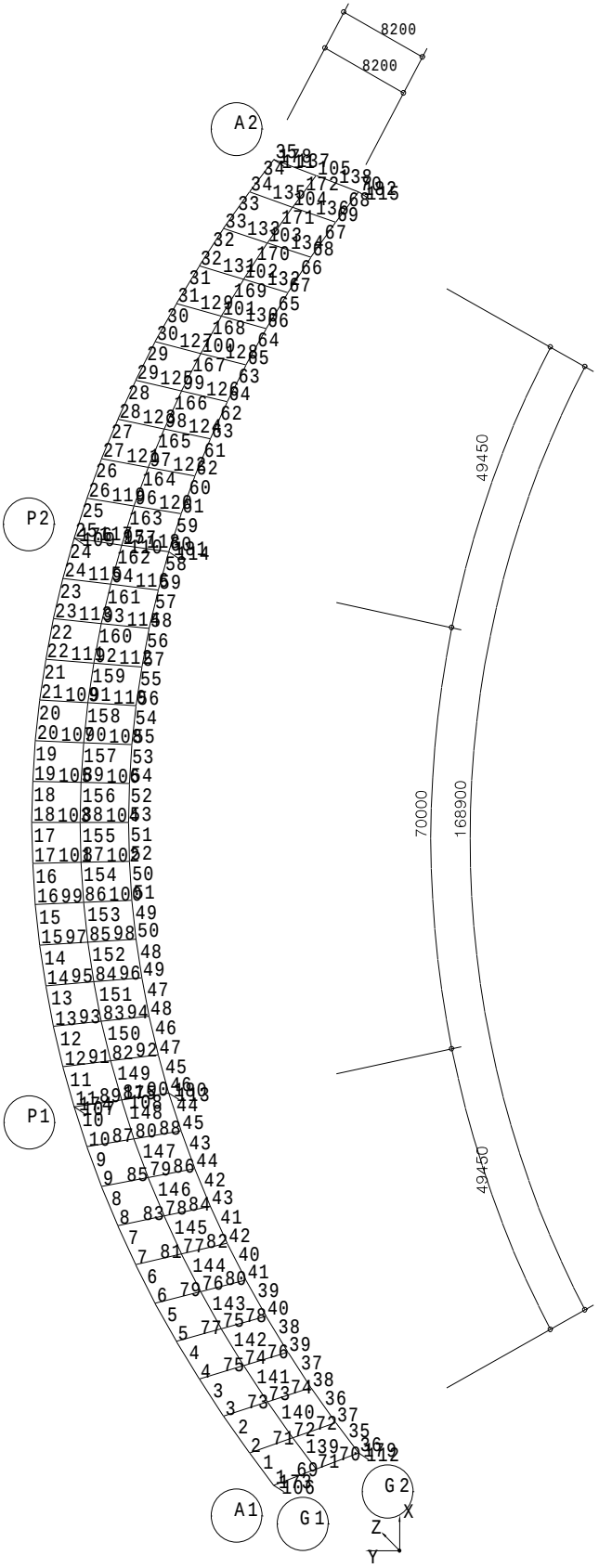
LWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)				
수 직 하 중	P1	-1.237	1.237	kN/m
	P2			
	Pt	-1.237	1.237	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	0.000	-12.680	kN/m

- RWind (Right -> Left)

RWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)				
수 직 하 중	P1	1.456	-1.456	kN/m
	P2			
	Pt	1.456	-1.456	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	0.000	6.000	kN/m

4.4 모델링 및 단면제원

1) 모델링



2) 하 중 조 합

(1) CASE 1 : 합성전 고정하중 (단면 : Steel)

① STEEL 자중

② 콘크리트 자중

ⓐ 바닥판 자중

ⓑ 가로보헌치 자중

(2) CASE 2 : 합성후 고정하중 (단면 : Steel + Slab)

① 포장, 보도, 방음벽 및 방호책 등 합성후 고정하중

(3) CASE 3 : 활하중 및 풍하중 (단면 : Steel + Slab)

- 단위하중을 재하하여 나온 횡분배된 결과를 기준으로 각 거더별 가중치를 산정

SAP2000 Program의 BRIDGE 기능을 이용 거더별로 산정한 가중치를 곱하여 단면력을 산정

① DB-24 하중 : 표준트럭하중을 연행하중으로 적용하였으며, 뒷바퀴간의 간격을 4.2~9.0m로 적용

② DL-24 하중 : 차선하중은 SAP BRIDGE에서 재하하였으며, Ps 및 Pm 하중은 재하경간내에서 검토단면에 최대단면력을 발생시키는 위치에 재하

③ 풍 하 중 : 교량에 측면에 작용하는 풍하중을 횡분배 산정 후 적용

(4) CASE 4 : 지점침하 (단면 : Steel + Slab)

- 합성후 단면에 대하여 각 지점 위치별 10 mm 의 부등침하를 조합하여 적용

3) 부재력 집계

[BENDING MOMENT]

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
1	1	1.464	3.110	3.401	13.130	-10.062	1.475	-1.475	0.260	-0.207	A1
	2	923.850	2,709.621	1,098.589	3,125.167	-810.644	72.949	-72.949	70.927	-52.378	
2	2	926.590	2,716.563	1,102.853	3,133.866	-817.818	75.400	-75.400	70.740	-52.737	
	3	1,567.940	4,550.583	1,870.574	5,328.584	-1,615.034	87.971	-87.971	151.608	-106.668	
3	3	1,570.437	4,557.546	1,873.863	5,346.788	-1,623.468	90.350	-90.350	151.309	-107.053	
	4	1,831.438	5,323.224	2,198.775	6,694.518	-2,456.255	83.663	-83.663	232.279	-159.659	
4	4	1,832.598	5,326.881	2,199.840	6,707.798	-2,464.168	84.856	-84.856	231.827	-159.948	
	5	1,723.994	5,049.567	2,093.851	7,325.878	-3,333.662	75.624	-75.624	311.968	-212.286	
5	5	1,723.704	5,049.625	2,092.483	7,331.693	-3,339.296	75.879	-75.879	311.313	-212.431	
	6	1,246.125	3,732.915	1,557.047	7,279.658	-4,240.231	65.336	-65.336	389.196	-264.232	
6	6	1,244.730	3,730.367	1,553.502	7,277.439	-4,242.268	64.797	-64.797	388.330	-264.202	
	7	393.078	1,368.899	586.856	6,575.844	-5,115.525	54.293	-54.293	461.390	-314.198	
7	7	391.274	1,365.854	581.654	6,566.910	-5,112.837	52.968	-52.968	460.307	-313.991	
	8	-851.252	-2,048.983	-818.359	5,215.329	-6,067.328	21.684	-21.684	524.217	-359.830	
8	8	-852.400	-2,049.362	-824.322	5,202.068	-6,058.543	20.134	-20.134	522.981	-359.465	
	9	-2,504.715	-6,517.459	-2,654.255	3,405.376	-7,310.363	79.921	-79.921	572.506	-398.172	
9	9	-2,506.661	-6,518.770	-2,661.683	3,399.794	-7,304.663	81.120	-81.120	571.449	-397.854	
	10	-4,269.369	-11,035.645	-4,684.628	1,970.447	-9,539.454	313.385	-313.385	565.911	-403.933	
10	10	-4,271.648	-11,038.262	-4,691.927	1,967.864	-9,530.489	311.670	-311.670	565.277	-403.760	
	11	-6,441.238	-16,014.830	-7,165.592	1,499.413	-12,908.429	718.410	-718.410	523.614	-394.546	P1
11	11	-6,417.781	-15,965.164	-7,153.424	1,481.145	-12,861.904	713.654	-713.654	524.641	-388.553	P1
	12	-4,139.138	-10,807.921	-4,575.919	1,617.858	-8,859.730	320.441	-320.441	552.592	-364.997	
12	12	-4,133.249	-10,798.191	-4,565.452	1,614.919	-8,847.013	317.910	-317.910	552.848	-365.065	
	13	-2,207.873	-5,998.307	-2,410.989	2,615.760	-5,954.069	89.448	-89.448	543.867	-316.841	
13	13	-2,202.842	-5,990.837	-2,400.815	2,621.206	-5,947.061	86.154	-86.154	544.576	-317.140	
	14	-390.138	-1,240.806	-436.907	4,033.011	-3,902.932	18.091	-18.091	480.513	-271.951	
14	14	-386.209	-1,234.841	-428.473	4,039.984	-3,898.988	22.635	-22.635	481.454	-272.245	
	15	1,017.844	2,464.936	1,105.903	5,273.150	-3,090.056	56.683	-56.683	402.729	-241.729	
15	15	1,022.034	2,472.967	1,113.177	5,281.856	-3,096.720	60.516	-60.516	403.551	-241.951	
	16	2,035.867	5,117.721	2,211.272	6,803.653	-2,939.156	71.351	-71.351	316.267	-206.868	
16	16	2,039.277	5,124.774	2,216.624	6,817.594	-2,942.642	73.993	-73.993	316.940	-206.987	
	17	2,660.985	6,716.117	2,876.862	7,776.831	-2,834.860	76.581	-76.581	224.775	-169.463	
17	17	2,662.833	6,720.056	2,879.669	7,784.046	-2,836.824	77.790	-77.790	225.301	-169.468	
	18	2,870.966	7,249.008	3,099.234	8,104.356	-2,838.398	77.856	-77.856	130.862	-130.821	
18	18	2,870.861	7,248.782	3,099.147	8,104.044	-2,838.168	77.576	-77.576	131.007	-130.883	
	19	2,663.406	6,721.251	2,879.993	7,786.267	-2,838.682	76.858	-76.858	225.226	-169.808	
19	19	2,661.350	6,716.863	2,877.039	7,778.423	-2,836.253	75.105	-75.105	224.667	-169.765	
	20	2,040.101	5,126.371	2,216.974	6,821.398	-2,946.349	72.042	-72.042	316.942	-207.362	
20	20	2,036.475	5,118.850	2,211.453	6,806.805	-2,942.384	68.956	-68.956	316.236	-207.202	
	21	1,023.135	2,475.026	1,113.579	5,285.476	-3,102.298	58.017	-58.017	403.611	-242.297	

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
21	21	1,018.720	2,466.508	1,106.146	5,276.272	-3,095.280	53.898	-53.898	402.757	-242.029	
	22	-384.908	-1,232.501	-428.064	4,044.247	-3,903.050	20.338	-20.338	481.570	-272.447	
22	22	-389.071	-1,238.979	-436.644	4,036.813	-3,906.767	15.714	-15.714	480.595	-272.104	
	23	-2,201.344	-5,988.240	-2,400.426	2,626.191	-5,949.683	86.427	-86.427	544.748	-316.747	
23	23	-2,206.524	-5,995.984	-2,410.678	2,620.321	-5,956.541	89.658	-89.658	543.995	-316.491	
	24	-4,132.442	-10,797.166	-4,565.446	1,614.590	-8,846.903	316.110	-316.110	552.971	-364.932	
24	24	-4,138.476	-10,807.151	-4,576.016	1,617.482	-8,858.643	318.254	-318.254	552.678	-364.891	
	25	-6,428.130	-15,987.438	-7,158.642	1,486.492	-12,875.544	709.158	-709.158	524.158	-391.595	P2
25	25	-6,430.237	-15,991.572	-7,160.374	1,490.596	-12,891.723	710.921	-710.921	524.330	-391.697	P2
	26	-4,271.541	-11,037.593	-4,691.668	1,970.480	-9,534.140	307.810	-307.810	565.430	-403.949	
26	26	-4,269.403	-11,035.231	-4,684.446	1,973.199	-9,543.337	309.090	-309.090	566.031	-404.152	
	27	-2,507.776	-6,520.917	-2,662.190	3,404.974	-7,311.155	80.139	-80.139	571.551	-398.235	
27	27	-2,506.022	-6,519.987	-2,654.858	3,410.978	-7,317.444	78.831	-78.831	572.573	-398.599	
	28	-853.439	-2,051.386	-824.805	5,207.601	-6,065.066	21.118	-21.118	523.058	-359.843	
28	28	-852.504	-2,051.463	-818.955	5,221.314	-6,074.507	22.777	-22.777	524.267	-360.253	
	29	390.328	1,364.042	581.230	6,571.369	-5,118.070	52.507	-52.507	460.363	-314.358	
29	29	391.932	1,366.658	586.295	6,580.631	-5,121.285	53.792	-53.792	461.419	-314.605	
	30	1,244.070	3,729.231	1,553.303	7,281.106	-4,246.398	63.345	-63.345	388.359	-264.517	
30	30	1,245.289	3,731.396	1,556.705	7,283.593	-4,244.811	63.945	-63.945	389.202	-264.582	
	31	1,723.157	5,048.656	2,092.295	7,334.623	-3,342.549	74.770	-74.770	311.333	-212.690	
31	31	1,723.282	5,048.242	2,093.513	7,329.018	-3,337.288	74.436	-74.436	311.966	-212.579	
	32	1,832.174	5,326.104	2,199.668	6,710.175	-2,466.780	83.636	-83.636	231.843	-160.146	
32	32	1,830.854	5,322.095	2,198.453	6,697.007	-2,459.142	82.362	-82.362	232.276	-159.886	
	33	1,570.227	4,557.225	1,873.793	5,348.747	-1,625.617	88.032	-88.032	151.343	-107.191	
33	33	1,567.596	4,549.980	1,870.402	5,330.766	-1,617.513	85.522	-85.522	151.622	-106.836	
	34	926.473	2,716.327	1,102.717	3,134.061	-818.906	74.117	-74.117	70.760	-52.785	
34	34	923.555	2,708.968	1,098.276	3,125.242	-811.909	71.569	-71.569	70.931	-52.450	
	35	1.604	3.409	3.453	12.890	-9.684	1.490	-1.490	0.225	-0.173	A2

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
35	36	1.660	5.697	0.437	14.381	-9.574	0.623	-0.623	0.218	-0.155	A1
	37	819.795	2,394.068	956.319	2,751.930	-625.768	72.129	-72.129	66.489	-40.087	
36	37	822.551	2,402.733	958.528	2,753.802	-637.354	72.333	-72.333	66.308	-40.410	
	38	1,449.382	4,183.194	1,698.706	4,660.947	-1,438.315	92.256	-92.256	140.778	-90.136	
37	38	1,451.541	4,189.608	1,700.970	4,662.438	-1,450.236	91.835	-91.835	140.500	-90.494	
	39	1,727.085	4,990.455	2,046.532	5,857.381	-2,273.479	93.332	-93.332	214.916	-141.496	
38	39	1,727.547	4,991.710	2,047.576	5,857.044	-2,283.243	93.006	-93.006	214.496	-141.782	
	40	1,641.981	4,779.028	1,986.373	6,497.890	-3,099.867	95.210	-95.210	289.685	-193.028	

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
39	40	1,640.456	4,774.208	1,985.861	6,496.329	-3,106.424	95.324	-95.324	289.103	-193.182	
	41	1,193.172	3,546.926	1,516.820	6,524.122	-3,945.774	102.383	-102.383	366.478	-244.965	
40	41	1,189.815	3,536.358	1,515.026	6,520.802	-3,948.587	102.967	-102.967	365.722	-244.970	
	42	380.416	1,301.158	640.431	5,953.524	-4,733.645	109.270	-109.270	447.906	-298.616	
41	42	375.626	1,285.783	638.014	5,947.846	-4,731.623	110.081	-110.081	447.000	-298.475	
	43	-809.259	-1,959.919	-643.169	4,788.883	-5,478.642	98.553	-98.553	538.095	-356.224	
42	43	-814.944	-1,978.919	-645.270	4,780.242	-5,470.793	99.016	-99.016	537.095	-355.959	
	44	-2,403.831	-6,268.772	-2,341.749	3,137.433	-6,307.025	34.721	-34.721	642.134	-420.606	
43	44	-2,406.903	-6,282.201	-2,340.730	3,124.151	-6,297.379	33.808	-33.808	640.934	-420.126	
	45	-4,127.324	-10,705.991	-4,251.075	1,815.951	-8,543.998	140.268	-140.268	740.745	-477.638	
44	45	-4,126.187	-10,708.248	-4,246.160	1,808.322	-8,536.840	145.873	-145.873	739.549	-477.080	
	46	-6,324.880	-15,835.493	-6,675.766	1,441.584	-12,141.880	703.606	-703.606	880.212	-558.881	P1
45	46	-6,308.587	-15,804.157	-6,667.007	1,420.375	-12,113.798	709.220	-709.220	880.705	-554.864	P1
	47	-3,975.900	-10,446.132	-4,119.883	1,444.825	-8,015.411	148.506	-148.506	725.136	-441.297	
46	47	-3,972.925	-10,435.915	-4,121.269	1,445.271	-8,014.553	146.991	-146.991	725.925	-441.642	
	48	-2,086.645	-5,722.470	-2,082.032	2,427.604	-5,130.817	34.931	-34.931	612.008	-344.625	
47	48	-2,079.739	-5,701.601	-2,079.844	2,434.172	-5,131.397	32.597	-32.597	612.863	-344.896	
	49	-342.085	-1,151.571	-263.542	3,799.704	-3,353.587	109.982	-109.982	494.819	-277.656	
48	49	-332.995	-1,125.777	-258.574	3,805.448	-3,351.256	106.898	-106.898	495.522	-277.871	
	50	997.083	2,374.908	1,140.312	4,963.724	-2,852.686	132.493	-132.493	391.451	-233.134	
49	50	1,004.629	2,395.800	1,145.164	4,968.925	-2,860.634	129.664	-129.664	392.097	-233.303	
	51	1,963.121	4,892.262	2,141.573	6,283.571	-2,796.030	135.255	-135.255	297.002	-193.385	
50	51	1,968.686	4,907.411	2,145.483	6,288.302	-2,800.779	133.225	-133.225	297.553	-193.471	
	52	2,557.921	6,412.950	2,745.412	7,119.561	-2,722.862	133.003	-133.003	207.212	-155.983	
51	52	2,560.879	6,420.902	2,747.579	7,122.100	-2,724.791	132.090	-132.090	207.647	-155.968	
	53	2,758.818	6,922.980	2,947.630	7,398.781	-2,656.672	131.320	-131.320	119.562	-119.516	
52	53	2,758.888	6,923.119	2,947.690	7,399.069	-2,657.090	131.613	-131.613	119.731	-119.577	
	54	2,561.322	6,421.887	2,747.844	7,123.254	-2,725.719	131.867	-131.867	207.531	-156.069	
53	54	2,558.448	6,414.063	2,745.751	7,121.223	-2,724.592	133.355	-133.355	207.108	-156.106	
	55	1,969.805	4,909.907	2,146.211	6,291.491	-2,802.717	133.015	-133.015	297.479	-193.658	
54	55	1,964.414	4,895.129	2,142.440	6,287.333	-2,798.849	135.494	-135.494	296.945	-193.596	
	56	1,006.244	2,399.347	1,146.149	4,972.232	-2,863.332	129.241	-129.241	392.107	-233.645	
55	56	998.835	2,378.723	1,141.393	4,967.407	-2,856.203	132.399	-132.399	391.474	-233.505	
	57	-330.729	-1,120.783	-257.171	3,809.690	-3,351.567	106.047	-106.047	495.596	-278.461	
56	57	-339.588	-1,146.056	-261.996	3,804.347	-3,354.199	109.250	-109.250	494.908	-278.283	
	58	-2,076.480	-5,694.331	-2,077.776	2,438.766	-5,130.282	31.068	-31.068	613.005	-344.313	
57	58	-2,083.314	-5,715.140	-2,079.906	2,432.513	-5,129.651	33.296	-33.296	612.152	-343.996	
	59	-3,969.446	-10,428.073	-4,118.920	1,445.944	-8,010.944	149.140	-149.140	726.122	-440.991	
58	59	-3,972.325	-10,438.134	-4,117.450	1,445.448	-8,011.857	151.129	-151.129	725.323	-440.613	
	60	-6,314.994	-15,816.382	-6,669.996	1,426.870	-12,120.884	710.758	-710.758	880.570	-556.736	P2

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
59	60	-6,316.962	-15,820.215	-6,671.775	1,430.922	-12,125.549	709.361	-709.361	880.778	-556.809	P2
	61	-4,128.778	-10,714.373	-4,248.095	1,809.456	-8,539.156	148.285	-148.285	739.606	-477.791	
60	61	-4,129.803	-10,711.957	-4,252.900	1,816.840	-8,545.936	143.247	-143.247	740.783	-478.315	
	62	-2,409.773	-6,288.882	-2,342.868	3,127.265	-6,303.052	32.736	-32.736	640.969	-420.822	
61	62	-2,406.604	-6,275.267	-2,343.831	3,140.196	-6,312.154	33.408	-33.408	642.180	-421.261	
	63	-817.195	-1,984.116	-646.967	4,783.780	-5,474.899	99.405	-99.405	537.155	-356.488	
62	63	-811.350	-1,964.792	-644.744	4,791.902	-5,481.859	98.863	-98.863	538.153	-356.711	
	64	374.057	1,282.283	636.933	5,950.969	-4,735.656	111.736	-111.736	447.041	-298.879	
63	64	378.992	1,297.957	639.449	5,956.155	-4,736.854	110.960	-110.960	447.956	-298.987	
	65	1,188.633	3,533.783	1,514.243	6,523.420	-3,952.233	105.592	-105.592	365.769	-245.287	
64	65	1,192.108	3,544.577	1,516.129	6,526.307	-3,948.640	105.128	-105.128	366.531	-245.253	
	66	1,639.627	4,772.473	1,985.360	6,498.530	-3,109.357	98.567	-98.567	289.150	-193.426	
65	66	1,641.257	4,777.495	1,985.963	6,499.700	-3,102.071	98.623	-98.623	289.739	-193.247	
	67	1,727.060	4,990.791	2,047.350	5,859.073	-2,285.366	96.433	-96.433	214.540	-141.961	
66	67	1,726.698	4,989.732	2,046.406	5,859.061	-2,274.952	96.951	-96.951	214.964	-141.653	
	68	1,451.494	4,189.814	1,701.156	4,663.896	-1,451.821	94.896	-94.896	140.554	-90.628	
67	68	1,449.401	4,183.492	1,698.970	4,662.210	-1,439.111	95.505	-95.505	140.838	-90.244	
	69	822.807	2,403.698	958.994	2,755.513	-638.224	74.279	-74.279	66.348	-40.490	
68	69	820.148	2,395.246	956.875	2,753.567	-626.111	74.205	-74.205	66.531	-40.149	
	70	1.582	5.574	0.395	15.042	-10.019	0.616	-0.616	0.239	-0.182	A2

[SHEAR FORCE]

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
1	1	-235.135	-719.856	-279.448	193.605	-869.727	18.853	-18.853	11.743	-15.991	A1
	2	-179.730	-524.872	-213.583	233.066	-743.680	13.305	-13.305	11.743	-15.991	
2	2	-160.233	-450.109	-190.795	209.680	-670.527	7.117	-7.117	10.803	-16.200	
	3	-96.717	-284.673	-116.785	290.742	-550.725	0.673	-0.673	10.803	-16.200	
3	3	-84.037	-236.083	-102.085	275.265	-549.463	2.944	-2.944	10.536	-16.216	
	4	-20.507	-70.612	-28.059	361.419	-438.387	5.055	-5.055	10.536	-16.216	
4	4	-10.009	-27.183	-15.780	343.221	-463.306	1.973	-1.973	10.483	-16.052	
	5	53.515	138.273	58.239	433.092	-359.176	5.691	-5.691	10.483	-16.052	
5	5	63.897	181.009	70.239	421.161	-390.721	1.851	-1.851	10.376	-15.600	
	6	127.420	346.463	144.256	514.886	-290.798	6.126	-6.126	10.376	-15.600	
6	6	138.175	390.323	156.630	514.844	-331.933	1.323	-1.323	10.015	-14.635	
	7	203.693	555.761	230.641	612.578	-227.328	7.608	-7.608	10.015	-14.635	
7	7	215.137	601.323	243.438	623.566	-274.529	3.828	-3.828	9.182	-12.802	
	8	282.656	766.763	317.449	725.502	-170.515	11.833	-11.833	9.182	-12.802	

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
8	8	293.749	812.194	329.511	747.275	-210.383	14.160	-14.160	7.753	-9.919	
	9	371.575	977.654	403.531	854.264	-110.043	21.284	-21.284	7.753	-9.919	
9	9	308.450	821.867	368.126	834.437	-140.710	45.360	-45.360	1.218	-1.255	
	10	398.096	987.342	442.153	950.643	-70.015	52.604	-52.604	1.218	-1.255	
10	10	382.907	914.198	458.525	920.607	-151.521	77.810	-77.810	8.346	-5.464	
	11	492.466	1,079.633	532.534	1,047.959	-128.310	85.169	-85.169	8.346	-5.464	P1
11	11	-514.223	-1,115.614	-553.228	151.317	-1,098.454	82.459	-82.459	5.312	-5.598	P1
	12	-404.640	-950.143	-479.203	174.347	-971.463	75.044	-75.044	5.312	-5.598	
12	12	-430.741	-1,044.192	-468.570	117.295	-1,023.024	52.062	-52.062	6.401	-9.660	
	13	-341.112	-878.749	-394.557	159.879	-907.149	44.659	-44.659	6.401	-9.660	
13	13	-403.781	-1,034.117	-430.362	144.864	-932.738	21.816	-21.816	12.831	-16.077	
	14	-325.703	-868.657	-356.342	204.261	-825.884	14.422	-14.422	12.831	-16.077	
14	14	-314.958	-823.795	-344.345	187.387	-806.762	12.181	-12.181	15.769	-17.552	
	15	-247.797	-658.343	-270.328	255.923	-704.680	3.798	-3.798	15.769	-17.552	
15	15	-236.217	-612.465	-256.955	227.376	-693.281	7.711	-7.711	17.483	-18.411	
	16	-169.920	-447.011	-182.937	303.988	-594.957	1.516	-1.516	17.483	-18.411	
16	16	-158.611	-401.501	-169.266	274.786	-591.401	5.572	-5.572	18.463	-18.905	
	17	-89.551	-236.068	-95.257	353.439	-497.203	3.161	-3.161	18.463	-18.905	
17	17	-77.609	-188.675	-80.987	336.783	-499.942	4.510	-4.510	18.969	-19.095	
	18	-5.767	-23.219	-6.969	420.980	-410.581	3.860	-3.860	18.969	-19.095	
18	18	5.631	22.935	6.887	410.417	-421.097	3.807	-3.807	19.074	-18.989	
	19	77.474	188.390	80.905	499.760	-336.880	4.558	-4.558	19.074	-18.989	
19	19	89.427	235.817	95.189	497.020	-353.496	3.050	-3.050	18.883	-18.481	
	20	158.501	401.283	169.212	591.219	-274.806	5.601	-5.601	18.883	-18.481	
20	20	169.821	446.824	182.893	594.796	-304.204	1.467	-1.467	18.392	-17.501	
	21	236.118	612.279	256.911	693.099	-227.391	7.706	-7.706	18.392	-17.501	
21	21	247.711	658.189	270.295	704.506	-256.214	3.772	-3.772	17.538	-15.786	
	22	314.873	823.641	344.312	806.562	-187.406	12.124	-12.124	17.538	-15.786	
22	22	325.616	868.502	356.317	825.658	-204.457	14.184	-14.184	16.067	-12.849	
	23	403.695	1,033.963	430.337	932.479	-144.868	21.479	-21.479	16.067	-12.849	
23	23	341.221	879.009	394.618	907.254	-160.209	44.199	-44.199	9.703	-6.299	
	24	430.849	1,044.452	468.631	1,023.126	-117.850	51.482	-51.482	9.703	-6.299	
24	24	406.945	954.978	480.337	976.835	-180.199	74.668	-74.668	5.713	-5.733	
	25	516.507	1,120.417	554.348	1,103.656	-157.298	81.941	-81.941	5.713	-5.733	P2
25	25	-490.211	-1,074.930	-531.451	132.722	-1,048.176	84.350	-84.350	4.766	-8.232	P2
	26	-380.630	-909.463	-457.428	155.823	-920.944	77.141	-77.141	4.766	-8.232	
26	26	-397.940	-986.989	-442.087	70.595	-950.605	52.172	-52.172	1.347	-1.185	
	27	-308.311	-821.545	-368.074	141.133	-834.430	45.082	-45.082	1.347	-1.185	
27	27	-371.628	-977.755	-403.555	110.389	-854.241	20.851	-20.851	9.918	-7.762	
	28	-293.803	-812.296	-329.535	210.832	-747.296	13.876	-13.876	9.918	-7.762	

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
28	28	-282.718	-766.897	-317.484	170.774	-725.527	11.674	-11.674	12.801	-9.193	
	29	-215.198	-601.457	-243.472	274.805	-623.624	3.725	-3.725	12.801	-9.193	
29	29	-203.764	-555.909	-230.684	227.522	-612.637	7.483	-7.483	14.633	-10.032	
	30	-138.234	-390.439	-156.659	332.126	-514.907	1.496	-1.496	14.633	-10.032	
30	30	-127.478	-346.573	-144.287	290.980	-514.949	6.045	-6.045	15.597	-10.394	
	31	-63.955	-181.120	-70.270	390.903	-421.232	1.930	-1.930	15.597	-10.394	
31	31	-53.573	-138.383	-58.272	359.325	-433.194	5.666	-5.666	16.048	-10.502	
	32	9.952	27.073	15.747	463.454	-343.334	1.962	-1.962	16.048	-10.502	
32	32	20.448	70.493	28.028	438.520	-361.532	5.133	-5.133	16.212	-10.556	
	33	83.966	235.935	102.040	549.576	-275.392	2.880	-2.880	16.212	-10.556	
33	33	96.643	284.519	116.744	550.926	-290.972	0.884	-0.884	16.196	-10.826	
	34	160.171	449.984	190.767	670.654	-209.894	7.006	-7.006	16.196	-10.826	
34	34	179.679	524.795	213.556	744.069	-233.416	13.003	-13.003	15.992	-11.769	
	35	235.073	719.740	279.408	870.077	-194.065	18.538	-18.538	15.992	-11.769	A2

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
35	36	-221.050	-673.709	-259.008	146.927	-787.154	19.814	-19.814	9.521	-15.880	A1
	37	-168.746	-490.043	-196.830	195.443	-662.364	14.692	-14.692	9.521	-15.880	
36	37	-162.162	-453.481	-191.013	201.275	-654.782	7.930	-7.930	10.466	-15.675	
	38	-101.713	-296.034	-120.577	281.398	-529.947	1.220	-1.220	10.466	-15.675	
37	38	-88.217	-247.272	-107.946	269.103	-550.800	4.181	-4.181	10.733	-15.660	
	39	-27.756	-89.795	-37.497	352.338	-440.721	2.946	-2.946	10.733	-15.660	
38	39	-12.220	-33.973	-22.342	329.961	-469.835	3.636	-3.636	10.785	-15.824	
	40	48.236	123.494	48.103	416.612	-365.618	3.605	-3.605	10.785	-15.824	
39	40	63.903	179.550	63.488	399.680	-397.680	4.632	-4.632	10.898	-16.284	
	41	124.361	337.020	133.934	490.276	-296.715	3.616	-3.616	10.898	-16.284	
40	41	139.487	391.698	148.850	488.943	-338.942	4.536	-4.536	11.291	-17.297	
	42	201.846	549.160	219.292	583.630	-232.469	4.674	-4.674	11.291	-17.297	
41	42	217.278	604.464	234.458	596.118	-281.215	0.905	-0.905	12.156	-19.175	
	43	281.534	761.907	304.892	695.078	-175.391	8.481	-8.481	12.156	-19.175	
42	43	299.018	824.164	321.841	724.580	-214.086	10.199	-10.199	13.606	-22.108	
	44	373.080	981.621	392.281	828.619	-111.208	17.088	-17.088	13.606	-22.108	
43	44	319.634	852.216	366.794	825.048	-141.097	33.238	-33.238	12.103	-21.005	
	45	404.947	1,009.693	437.243	938.132	-60.772	40.048	-40.048	12.103	-21.005	
44	45	413.436	1,000.161	476.025	946.796	-139.346	113.907	-113.907	17.213	-29.599	
	46	517.734	1,157.651	546.480	1,070.567	-116.046	120.837	-120.837	17.213	-29.599	P1
45	46	-546.093	-1,206.605	-571.396	171.441	-1,146.421	121.527	-121.527	32.748	-23.907	P1
	47	-441.834	-1,049.174	-500.967	193.866	-1,024.396	114.539	-114.539	32.748	-23.907	

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
46	47	-439.912	-1,070.808	-464.436	123.274	-1,020.413	41.785	-41.785	23.977	-20.420	
	48	-354.613	-913.358	-393.999	160.003	-908.096	34.797	-34.797	23.977	-20.420	
47	48	-404.436	-1,036.285	-417.463	140.004	-905.927	19.780	-19.780	24.842	-21.596	
	49	-330.126	-878.812	-347.015	203.214	-802.085	12.791	-12.791	24.842	-21.596	
48	49	-312.041	-815.529	-329.648	181.303	-771.200	10.480	-10.480	21.904	-20.068	
	50	-248.125	-658.074	-259.209	258.692	-671.997	2.518	-2.518	21.904	-20.068	
49	50	-233.293	-604.194	-244.948	221.140	-659.235	6.453	-6.453	20.016	-19.124	
	51	-170.206	-446.749	-174.513	307.756	-563.805	2.317	-2.317	20.016	-19.124	
50	51	-156.434	-395.580	-161.480	267.795	-564.333	4.751	-4.751	19.012	-18.652	
	52	-90.698	-238.109	-91.034	354.566	-472.852	3.541	-3.541	19.012	-18.652	
51	52	-75.845	-184.399	-77.324	326.224	-481.182	4.105	-4.105	18.573	-18.475	
	53	-7.470	-26.931	-6.879	410.079	-394.104	3.858	-3.858	18.573	-18.475	
52	53	7.392	26.754	6.837	394.035	-410.188	3.814	-3.814	18.469	-18.580	
	54	75.766	184.221	77.281	481.114	-326.285	4.150	-4.150	18.469	-18.580	
53	54	90.605	237.898	90.984	472.741	-354.753	3.423	-3.423	18.646	-19.023	
	55	156.328	395.337	161.416	564.184	-267.908	4.795	-4.795	18.646	-19.023	
54	55	170.089	446.479	174.437	563.652	-307.970	2.179	-2.179	19.115	-20.026	
	56	233.190	603.957	244.886	659.080	-221.210	6.509	-6.509	19.115	-20.026	
55	56	248.017	657.825	259.141	671.869	-258.947	2.581	-2.581	20.056	-21.915	
	57	311.933	815.280	329.580	771.040	-181.390	10.543	-10.543	20.056	-21.915	
56	57	329.977	878.471	346.917	801.915	-203.579	12.959	-12.959	21.568	-24.854	
	58	404.284	1,035.940	417.362	905.716	-140.113	19.948	-19.948	21.568	-24.854	
57	58	354.582	913.250	393.952	908.295	-160.451	34.905	-34.905	20.415	-23.988	
	59	439.881	1,070.700	464.389	1,020.599	-124.259	41.893	-41.893	20.415	-23.988	
58	59	443.690	1,052.882	501.849	1,029.332	-200.556	114.256	-114.256	24.433	-32.666	
	60	547.996	1,210.385	572.310	1,151.299	-178.225	121.247	-121.247	24.433	-32.666	P2
59	60	-515.690	-1,153.557	-545.428	121.246	-1,070.818	121.590	-121.590	29.718	-16.634	P2
	61	-411.434	-996.131	-475.002	144.419	-947.228	114.656	-114.656	29.718	-16.634	
60	61	-404.946	-1,009.761	-437.271	61.423	-938.197	40.468	-40.468	21.011	-12.102	
	62	-319.655	-852.324	-366.840	141.334	-825.144	33.637	-33.637	21.011	-12.102	
61	62	-373.190	-981.894	-392.362	111.409	-828.690	17.264	-17.264	22.105	-13.633	
	63	-299.128	-824.438	-321.922	214.347	-724.669	10.534	-10.534	22.105	-13.633	
62	63	-281.600	-762.075	-304.949	175.477	-695.122	8.628	-8.628	19.174	-12.171	
	64	-217.331	-604.600	-234.501	281.349	-596.166	1.019	-1.019	19.174	-12.171	
63	64	-201.897	-549.292	-219.334	232.492	-583.677	4.787	-4.787	17.297	-11.302	
	65	-139.538	-391.830	-148.891	338.978	-489.000	4.386	-4.386	17.297	-11.302	
64	65	-124.411	-337.149	-133.974	296.708	-490.329	3.693	-3.693	16.285	-10.907	
	66	-63.953	-179.679	-63.528	397.659	-399.736	4.588	-4.588	16.285	-10.907	
65	66	-48.286	-123.623	-48.142	365.603	-416.668	3.643	-3.643	15.826	-10.794	
	67	12.171	33.843	22.303	469.808	-330.017	3.669	-3.669	15.826	-10.794	

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
66	67	27.709	89.669	37.461	440.710	-352.399	2.935	-2.935	15.663	-10.741	
	68	88.153	247.101	107.891	550.746	-269.192	4.276	-4.276	15.663	-10.741	
67	68	101.648	295.852	120.517	529.844	-281.481	1.388	-1.388	15.677	-10.471	
	69	162.103	453.314	190.960	654.665	-201.345	8.106	-8.106	15.677	-10.471	
68	69	168.684	489.870	196.779	662.249	-195.473	15.059	-15.059	15.880	-9.523	
	70	221.026	673.673	259.004	787.104	-146.721	20.404	-20.404	15.880	-9.523	A2

[TORSION MOMENT]

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
1	1	-105.883	-236.647	-210.522	619.815	-898.745	79.743	-79.743	11.426	-10.080	A1
	2	-105.883	-263.169	-105.306	559.068	-926.199	79.743	-79.743	11.426	-10.080	
2	2	-112.970	-295.532	-209.062	679.843	-1,045.816	89.347	-89.347	13.696	-14.364	
	3	-112.970	-319.214	-90.836	640.034	-1,083.218	89.347	-89.347	13.696	-14.364	
3	3	-72.562	-196.524	-141.691	601.145	-886.413	69.063	-69.063	11.590	-17.395	
	4	-72.562	-220.211	-23.440	555.914	-944.976	69.063	-69.063	11.590	-17.395	
4	4	-17.860	-58.490	-56.866	508.510	-639.758	36.463	-36.463	16.006	-20.405	
	5	-17.860	-82.175	61.374	438.734	-680.200	36.463	-36.463	16.006	-20.405	
5	5	32.270	67.054	27.202	502.323	-460.382	6.696	-6.696	23.596	-23.817	
	6	32.270	43.369	145.440	448.708	-568.524	6.696	-6.696	23.596	-23.817	
6	6	62.630	133.840	95.644	644.874	-519.502	35.737	-35.737	31.392	-27.231	
	7	62.630	110.157	213.872	605.374	-591.267	35.737	-35.737	31.392	-27.231	
7	7	60.953	105.954	138.957	855.315	-664.277	55.299	-55.299	38.256	-30.114	
	8	60.953	82.271	257.186	785.441	-725.474	55.299	-55.299	38.256	-30.114	
8	8	17.649	-48.361	150.797	1,017.803	-830.504	58.513	-58.513	43.094	-32.046	
	9	17.649	-72.046	269.039	966.861	-884.818	58.513	-58.513	43.094	-32.046	
9	9	112.244	163.833	235.584	1,089.935	-924.273	27.062	-27.062	25.990	-22.537	
	10	112.244	140.145	353.838	1,044.103	-954.035	27.062	-27.062	25.990	-22.537	
10	10	31.895	19.788	138.759	1,160.709	-1,230.237	85.035	-85.035	15.004	-14.668	
	11	31.895	-3.893	256.984	1,124.515	-1,236.466	85.035	-85.035	15.004	-14.668	P1
11	11	-191.322	-310.890	-383.748	1,149.891	-1,362.564	42.378	-42.378	10.617	-4.100	P1
	12	-191.322	-334.577	-265.497	1,143.688	-1,398.807	42.378	-42.378	10.617	-4.100	
12	12	-237.759	-390.864	-460.541	1,027.950	-1,351.022	96.159	-96.159	10.140	-15.202	
	13	-237.759	-414.547	-342.310	966.614	-1,396.897	96.159	-96.159	10.140	-15.202	
13	13	-134.261	-162.211	-365.970	945.055	-1,271.869	144.771	-144.771	12.738	-33.431	
	14	-134.261	-185.897	-247.726	892.219	-1,317.797	144.771	-144.771	12.738	-33.431	
14	14	-164.081	-294.594	-343.120	807.591	-1,153.441	136.671	-136.671	10.840	-30.031	
	15	-164.081	-318.278	-224.883	751.815	-1,202.367	136.671	-136.671	10.840	-30.031	

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
15	15	-151.070	-300.274	-288.318	695.852	-954.351	107.256	-107.256	9.232	-24.635	
	16	-151.070	-323.958	-170.079	633.687	-998.813	107.256	-107.256	9.232	-24.635	
16	16	-103.728	-210.711	-207.212	625.196	-805.495	67.459	-67.459	9.217	-18.974	
	17	-103.728	-234.392	-88.988	551.200	-837.883	67.459	-67.459	9.217	-18.974	
17	17	-37.144	-69.112	-110.586	588.531	-669.524	23.154	-23.154	10.893	-14.217	
	18	-37.144	-92.797	7.653	539.970	-693.645	23.154	-23.154	10.893	-14.217	
18	18	37.488	93.627	-7.449	693.766	-539.836	22.611	-22.611	14.272	-10.817	
	19	37.488	69.942	110.791	669.678	-588.178	22.611	-22.611	14.272	-10.817	
19	19	104.061	235.165	89.139	837.961	-550.885	66.908	-66.908	19.008	-9.117	
	20	104.061	211.478	207.386	805.578	-624.904	66.908	-66.908	19.008	-9.117	
20	20	151.505	324.932	170.294	998.936	-633.472	106.680	-106.680	24.665	-9.104	
	21	151.505	301.247	288.533	954.822	-695.650	106.680	-106.680	24.665	-9.104	
21	21	164.629	319.468	225.139	1,203.462	-751.676	136.125	-136.125	30.062	-10.938	
	22	164.629	295.784	343.376	1,154.569	-807.383	136.125	-136.125	30.062	-10.938	
22	22	134.982	187.397	248.057	1,320.695	-892.611	144.411	-144.411	33.475	-12.789	
	23	134.982	163.712	366.300	1,274.767	-945.098	144.411	-144.411	33.475	-12.789	
23	23	238.234	415.429	342.563	1,401.022	-968.137	96.164	-96.164	15.215	-10.459	
	24	238.234	391.746	460.794	1,355.140	-1,029.014	96.164	-96.164	15.215	-10.459	
24	24	186.276	323.788	262.961	1,388.137	-1,141.112	42.238	-42.238	5.035	-10.714	
	25	186.276	300.106	381.189	1,351.900	-1,147.313	42.238	-42.238	5.035	-10.714	P2
25	25	-36.432	-5.630	-259.008	1,231.264	-1,118.405	85.183	-85.183	16.350	-15.270	P2
	26	-36.432	-29.317	-140.760	1,225.040	-1,154.612	85.183	-85.183	16.350	-15.270	
26	26	-111.959	-139.818	-353.760	955.416	-1,048.443	26.778	-26.778	22.690	-25.929	
	27	-111.959	-163.501	-235.529	928.105	-1,094.278	26.778	-26.778	22.690	-25.929	
27	27	-17.006	73.304	-268.805	885.660	-969.888	58.413	-58.413	32.002	-43.064	
	28	-17.006	49.619	-150.562	831.766	-1,020.818	58.413	-58.413	32.002	-43.064	
28	28	-60.460	-81.254	-257.026	726.077	-787.101	55.313	-55.313	30.005	-38.237	
	29	-60.460	-104.937	-138.797	665.005	-856.876	55.313	-55.313	30.005	-38.237	
29	29	-62.293	-109.511	-213.811	591.757	-606.357	35.824	-35.824	27.095	-31.407	
	30	-62.293	-133.198	-95.561	520.129	-645.954	35.824	-35.824	27.095	-31.407	
30	30	-31.988	-42.778	-145.315	568.191	-448.862	6.808	-6.808	23.661	-23.591	
	31	-31.988	-66.462	-27.077	460.049	-502.504	6.808	-6.808	23.661	-23.591	
31	31	18.047	82.573	-61.289	680.449	-439.051	36.342	-36.342	20.258	-16.003	
	32	18.047	58.888	56.951	640.102	-508.834	36.342	-36.342	20.258	-16.003	
32	32	72.840	220.949	23.676	946.217	-556.155	69.043	-69.043	17.255	-11.576	
	33	72.840	197.266	141.906	887.722	-601.253	69.043	-69.043	17.255	-11.576	
33	33	112.950	319.145	90.712	1,083.933	-640.571	89.449	-89.449	14.257	-13.684	
	34	112.950	295.459	208.959	1,046.700	-680.345	89.449	-89.449	14.257	-13.684	
34	34	106.011	263.511	105.406	927.461	-559.537	79.927	-79.927	10.001	-11.436	
	35	106.011	236.995	210.601	900.010	-620.213	79.927	-79.927	10.001	-11.436	A2

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
35	36	-104.672	-360.886	-30.058	635.251	-990.095	32.504	-32.504	11.554	-10.264	A1
	37	-104.672	-335.895	-129.383	673.592	-937.491	32.504	-32.504	11.554	-10.264	
36	37	-101.997	-319.135	-38.251	735.268	-1,162.936	37.667	-37.667	14.360	-14.789	
	38	-101.997	-296.597	-150.768	804.192	-1,109.083	37.667	-37.667	14.360	-14.789	
37	38	-49.956	-161.540	-5.316	641.596	-1,007.357	32.458	-32.458	12.873	-17.797	
	39	-49.956	-138.997	-117.854	716.572	-953.456	32.458	-32.458	12.873	-17.797	
38	39	21.312	54.356	50.113	543.807	-717.159	13.285	-13.285	14.751	-20.567	
	40	21.312	76.897	-62.417	609.382	-653.043	13.285	-13.285	14.751	-20.567	
39	40	92.467	272.219	103.833	613.076	-511.428	10.062	-10.062	21.036	-23.332	
	41	92.467	294.761	-8.701	677.396	-425.555	10.062	-10.062	21.036	-23.332	
40	41	151.748	461.787	140.150	787.645	-379.627	30.435	-30.435	27.081	-25.821	
	42	151.748	484.328	27.623	875.567	-332.658	30.435	-30.435	27.081	-25.821	
41	42	192.474	606.150	147.687	1,093.658	-465.449	41.063	-41.063	31.650	-27.499	
	43	192.474	628.688	35.173	1,157.459	-410.859	41.063	-41.063	31.650	-27.499	
42	43	212.634	708.232	118.504	1,394.362	-545.633	35.174	-35.174	34.115	-28.198	
	44	212.634	730.772	5.981	1,459.494	-500.591	35.174	-35.174	34.115	-28.198	
43	44	12.681	224.643	-66.261	1,625.535	-920.165	61.358	-61.358	46.376	-33.908	
	45	12.681	247.186	-178.800	1,697.873	-855.025	61.358	-61.358	46.376	-33.908	
44	45	-79.315	-69.820	-146.569	1,560.958	-1,285.883	297.386	-297.386	33.192	-27.476	
	46	-79.315	-47.275	-259.117	1,638.194	-1,217.938	297.386	-297.386	33.192	-27.476	P1
45	46	-56.869	-219.953	140.137	1,080.991	-1,801.840	194.781	-194.781	9.922	-19.632	P1
	47	-56.869	-197.417	27.631	1,149.569	-1,724.059	194.781	-194.781	9.922	-19.632	
46	47	-155.833	-526.426	61.822	799.701	-1,928.716	65.567	-65.567	12.969	-34.053	
	48	-155.833	-503.887	-50.697	857.001	-1,855.857	65.567	-65.567	12.969	-34.053	
47	48	-332.594	-967.700	-107.109	647.094	-1,822.562	91.843	-91.843	11.130	-23.477	
	49	-332.594	-945.157	-219.645	688.319	-1,757.211	91.843	-91.843	11.130	-23.477	
48	49	-294.132	-832.282	-122.677	598.610	-1,571.105	95.389	-95.389	10.765	-22.226	
	50	-294.132	-809.742	-235.199	649.210	-1,507.357	95.389	-95.389	10.765	-22.226	
49	50	-234.166	-652.706	-102.723	536.205	-1,289.068	80.831	-80.831	9.946	-19.267	
	51	-234.166	-630.168	-215.238	583.596	-1,225.498	80.831	-80.831	9.946	-19.267	
50	51	-152.603	-423.881	-53.406	505.175	-1,050.090	52.887	-52.887	8.456	-15.127	
	52	-152.603	-401.340	-165.939	544.876	-986.628	52.887	-52.887	8.456	-15.127	
51	52	-52.966	-153.565	17.183	591.996	-842.005	18.611	-18.611	7.973	-11.132	
	53	-52.966	-131.024	-95.349	656.065	-778.527	18.611	-18.611	7.973	-11.132	
52	53	52.316	129.593	94.706	777.340	-657.005	17.769	-17.769	11.070	-8.039	
	54	52.316	152.134	-17.825	840.769	-592.893	17.769	-17.769	11.070	-8.039	
53	54	152.946	402.379	166.408	986.370	-544.316	51.993	-51.993	15.144	-8.423	
	55	152.946	424.916	53.897	1,049.834	-504.897	51.993	-51.993	15.144	-8.423	
54	55	233.949	629.840	215.148	1,223.194	-583.041	79.951	-79.951	19.211	-9.911	

54	56	233.949	652.383	102.609	1,286.763	-535.564	79.951	-79.951	19.211	-9.911	
55	56	293.795	809.169	235.027	1,505.066	-648.632	94.565	-94.565	22.169	-10.767	
	57	293.795	831.708	122.505	1,568.798	-597.942	94.565	-94.565	22.169	-10.767	
56	57	332.013	944.133	219.379	1,754.431	-688.789	91.611	-91.611	23.307	-11.200	
	58	332.013	966.675	106.847	1,819.745	-647.301	91.611	-91.611	23.307	-11.200	
57	58	154.809	501.571	50.068	1,854.381	-856.869	65.553	-65.553	33.987	-13.226	
	59	154.809	524.110	-62.451	1,927.227	-801.024	65.553	-65.553	33.987	-13.226	
58	59	59.927	202.993	-26.450	1,741.619	-1,165.779	193.260	-193.260	19.870	-8.942	
	60	59.927	225.540	-139.006	1,819.274	-1,097.389	193.260	-193.260	19.870	-8.942	P2
59	60	82.683	53.576	260.722	1,239.197	-1,657.617	299.219	-299.219	26.750	-32.861	P2
	61	82.683	76.111	148.221	1,306.923	-1,580.547	299.219	-299.219	26.750	-32.861	
60	61	-13.174	-248.199	178.792	856.012	-1,698.776	61.961	-61.961	34.402	-46.499	
	62	-13.174	-225.662	66.281	921.223	-1,626.456	61.961	-61.961	34.402	-46.499	
61	62	-213.354	-732.344	-6.308	500.680	-1,458.640	35.117	-35.117	28.493	-34.148	
	63	-213.354	-709.804	-118.831	545.844	-1,393.539	35.117	-35.117	28.493	-34.148	
62	63	-192.798	-629.357	-35.331	410.463	-1,156.826	41.103	-41.103	27.630	-31.698	
	64	-192.798	-606.814	-147.867	465.061	-1,093.034	41.103	-41.103	27.630	-31.698	
63	64	-151.905	-484.614	-27.693	333.183	-874.844	30.545	-30.545	25.829	-27.093	
	65	-151.905	-462.073	-140.221	380.164	-786.923	30.545	-30.545	25.829	-27.093	
64	65	-92.540	-294.875	8.690	426.353	-677.616	10.192	-10.192	23.271	-21.041	
	66	-92.540	-272.333	-103.843	512.229	-613.297	10.192	-10.192	23.271	-21.041	
65	66	-21.334	-76.899	62.457	653.885	-609.962	13.178	-13.178	20.465	-14.750	
	67	-21.334	-54.358	-50.073	717.941	-544.378	13.178	-13.178	20.465	-14.750	
66	67	49.789	138.544	117.734	953.704	-717.174	32.417	-32.417	17.682	-12.835	
	68	49.789	161.081	5.227	1,007.588	-642.164	32.417	-32.417	17.682	-12.835	
67	68	102.240	297.272	151.208	1,109.688	-803.961	37.678	-37.678	14.638	-14.323	
	69	102.240	319.813	38.681	1,163.556	-735.122	37.678	-37.678	14.638	-14.323	
68	69	104.665	335.846	129.573	936.781	-673.343	32.316	-32.316	10.124	-11.469	
	70	104.665	360.856	30.174	989.438	-634.932	32.316	-32.316	10.124	-11.469	A2

4) 활하중 부재력 집계 및 피로하중 작용범위 산정

[DB 하중]

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
1	1	12.458	-8.091	121.226	-824.764	20.549	945.990	A1
	2	3,125.167	-541.430	129.124	-702.796	3,666.597	831.920	
2	2	3,133.866	-546.635	129.124	-702.796	3,680.501	831.920	
	3	5,256.667	-1,084.193	244.422	-545.270	6,340.860	789.692	
3	3	5,266.958	-1,090.088	244.422	-549.463	6,357.046	793.885	
	4	6,418.112	-1,609.768	335.783	-438.387	8,027.880	774.169	
4	4	6,425.169	-1,614.711	335.783	-463.306	8,039.880	799.089	
	5	6,822.761	-2,136.299	407.858	-359.176	8,959.060	767.035	
5	5	6,825.711	-2,139.639	407.858	-390.721	8,965.350	798.579	
	6	6,620.713	-2,670.464	475.451	-290.798	9,291.177	766.249	
6	6	6,620.713	-2,671.551	475.451	-331.933	9,292.264	807.384	
	7	5,906.201	-3,216.522	554.079	-227.328	9,122.723	781.407	
7	7	5,906.201	-3,216.522	554.079	-274.529	9,122.723	828.608	
	8	4,720.539	-3,781.464	632.502	-170.515	8,502.003	803.017	
8	8	4,720.539	-3,781.464	632.502	-210.383	8,502.003	842.884	
	9	3,158.292	-4,385.101	709.638	-110.043	7,543.393	819.681	
9	9	3,158.292	-4,385.101	709.638	-140.710	7,543.393	850.347	
	10	1,360.439	-4,872.094	783.825	-56.981	6,232.533	840.806	
10	10	1,360.439	-4,872.094	783.825	-133.601	6,232.533	917.426	
	11	1,261.533	-5,446.588	813.611	-102.552	6,708.121	916.162	P1
11	11	1,261.533	-5,446.588	813.611	-816.961	6,708.121	1,630.571	P1
	12	1,125.361	-3,570.089	132.394	-714.324	4,695.450	846.718	
12	12	1,129.236	-3,582.378	132.394	-794.141	4,711.614	926.535	
	13	2,615.760	-3,160.480	146.453	-697.835	5,776.240	844.288	
13	13	2,621.206	-3,168.564	146.453	-737.513	5,789.770	883.965	
	14	4,033.011	-2,709.678	204.089	-647.112	6,742.689	851.201	
14	14	4,039.984	-2,714.641	204.089	-672.924	6,754.625	877.013	
	15	5,273.150	-2,307.183	255.923	-581.193	7,580.333	837.116	
15	15	5,281.856	-2,309.167	255.923	-610.713	7,591.023	866.636	
	16	6,275.592	-1,930.362	303.988	-516.643	8,205.954	820.630	
16	16	6,282.258	-1,930.362	303.988	-546.805	8,212.620	850.793	
	17	6,926.522	-1,564.123	352.657	-450.809	8,490.645	803.466	
17	17	6,930.563	-1,564.123	352.657	-479.715	8,494.686	832.372	
	18	7,137.316	-1,199.593	413.465	-383.112	8,336.909	796.577	
18	18	7,137.316	-1,200.212	413.465	-413.729	8,337.528	827.194	
	19	6,932.184	-1,564.118	479.419	-317.688	8,496.302	797.107	

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
19	19	6,932.184	-1,565.666	479.419	-352.866	8,497.850	832.285	
	20	6,284.904	-1,932.753	546.524	-256.581	8,217.657	803.105	
20	20	6,284.904	-1,932.753	546.524	-304.204	8,217.657	850.728	
	21	5,285.476	-2,312.731	610.418	-209.139	7,598.207	819.556	
21	21	5,285.476	-2,312.731	610.418	-256.214	7,598.207	866.632	
	22	4,044.247	-2,719.546	672.578	-163.946	6,763.793	836.524	
22	22	4,044.247	-2,719.546	672.578	-204.457	6,763.793	877.035	
	23	2,626.191	-3,175.677	737.025	-117.152	5,801.868	854.177	
23	23	2,626.191	-3,175.677	737.025	-146.837	5,801.868	883.862	
	24	1,130.453	-3,590.859	793.914	-74.513	4,721.312	868.427	
24	24	1,130.453	-3,590.859	793.914	-136.413	4,721.312	930.327	
	25	1,251.054	-5,407.900	819.975	-109.510	6,658.954	929.485	P2
25	25	1,254.493	-5,427.036	819.975	-816.435	6,681.529	1,636.410	P2
	26	1,355.546	-4,865.614	137.721	-712.964	6,221.160	850.685	
26	26	1,365.126	-4,879.344	137.721	-783.526	6,244.470	921.246	
	27	3,157.869	-4,382.184	141.133	-684.828	7,540.053	825.960	
27	27	3,164.050	-4,391.483	141.133	-709.197	7,555.533	850.329	
	28	4,717.620	-3,780.358	210.832	-614.149	8,497.978	824.980	
28	28	4,725.186	-3,786.169	210.832	-632.234	8,511.355	843.065	
	29	5,904.291	-3,218.219	274.805	-534.124	9,122.510	808.929	
29	29	5,910.121	-3,220.324	274.805	-553.896	9,130.445	828.701	
	30	6,621.047	-2,674.247	332.126	-452.111	9,295.294	784.237	
30	30	6,623.909	-2,674.247	332.126	-475.305	9,298.156	807.432	
	31	6,828.081	-2,141.837	390.903	-370.082	8,969.918	760.985	
31	31	6,828.081	-2,141.837	390.903	-407.779	8,969.918	798.682	
	32	6,426.812	-1,616.482	463.454	-295.860	8,043.294	759.314	
32	32	6,426.812	-1,616.482	463.454	-335.714	8,043.294	799.168	
	33	5,268.113	-1,091.501	549.576	-206.822	6,359.614	756.398	
33	33	5,268.113	-1,091.501	549.576	-244.503	6,359.614	794.079	
	34	3,134.061	-547.332	670.654	-113.750	3,681.393	784.404	
34	34	3,134.061	-547.332	702.976	-129.189	3,681.393	832.166	
	35	12.344	-8.199	824.885	-121.497	20.543	946.382	A2

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
35	36	13.626	-8.758	92.204	-784.100	22.384	876.304	A1
	37	2,751.930	-389.012	116.608	-655.597	3,140.942	772.205	

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
36	37	2,753.802	-393.786	116.608	-655.597	3,147.588	772.205	
	38	4,660.947	-896.177	241.044	-529.947	5,557.124	770.992	
37	38	4,662.438	-901.683	241.044	-550.800	5,564.121	791.844	
	39	5,764.449	-1,421.343	324.332	-440.721	7,185.792	765.053	
38	39	5,765.796	-1,426.104	324.332	-469.835	7,191.900	794.167	
	40	6,199.231	-1,943.892	391.697	-365.618	8,143.123	757.314	
39	40	6,199.231	-1,946.992	391.697	-397.680	8,146.223	789.377	
	41	6,074.968	-2,456.271	455.799	-296.715	8,531.239	752.514	
40	41	6,074.968	-2,457.205	455.799	-338.942	8,532.173	794.741	
	42	5,470.589	-2,954.752	532.696	-232.469	8,425.341	765.166	
41	42	5,470.589	-2,954.752	532.696	-281.215	8,425.341	813.911	
	43	4,410.325	-3,440.853	610.701	-175.391	7,851.178	786.091	
42	43	4,410.325	-3,440.853	610.701	-214.086	7,851.178	824.786	
	44	2,959.125	-4,057.369	692.183	-111.208	7,016.494	803.391	
43	44	2,959.125	-4,057.369	692.183	-141.097	7,016.494	833.280	
	45	1,314.309	-4,602.032	774.173	-50.011	5,916.341	824.183	
44	45	1,315.199	-4,602.032	774.173	-118.568	5,917.231	892.741	
	46	1,217.997	-5,336.489	810.332	-88.090	6,554.486	898.422	P1
45	46	1,217.997	-5,336.489	810.332	-827.222	6,554.486	1,637.554	P1
	47	1,061.257	-3,313.098	129.402	-730.896	4,374.355	860.298	
46	47	1,061.257	-3,317.744	129.402	-795.692	4,379.001	925.093	
	48	2,427.604	-2,908.535	145.000	-700.836	5,336.139	845.836	
47	48	2,434.172	-2,912.427	145.000	-727.780	5,346.599	872.780	
	49	3,799.704	-2,470.728	203.214	-636.532	6,270.432	839.745	
48	49	3,805.448	-2,473.328	203.214	-655.399	6,278.776	858.613	
	50	4,963.724	-2,119.020	258.692	-562.220	7,082.744	820.912	
49	50	4,968.925	-2,121.416	258.692	-591.577	7,090.341	850.268	
	51	5,862.289	-1,797.200	307.756	-496.498	7,659.489	804.254	
50	51	5,866.467	-1,797.415	307.756	-530.975	7,663.882	838.731	
	52	6,432.246	-1,462.609	354.566	-434.633	7,894.855	789.199	
51	52	6,434.154	-1,462.609	354.566	-470.004	7,896.763	824.570	
	53	6,612.285	-1,121.685	410.079	-373.435	7,733.970	783.514	
52	53	6,612.490	-1,122.609	410.079	-410.188	7,735.099	820.267	
	54	6,434.885	-1,462.270	469.901	-314.082	7,897.155	783.984	
53	54	6,434.885	-1,464.117	469.901	-354.753	7,899.002	824.654	
	55	5,868.701	-1,798.889	530.778	-258.120	7,667.590	788.898	
54	55	5,868.701	-1,799.062	530.778	-307.970	7,667.763	838.747	
	56	4,972.232	-2,123.124	591.387	-211.663	7,095.356	803.050	

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
55	56	4,972.232	-2,123.124	591.387	-258.947	7,095.356	850.334	
	57	3,809.690	-2,476.485	655.183	-165.291	6,286.175	820.474	
56	57	3,809.690	-2,476.485	655.183	-203.579	6,286.175	858.762	
	58	2,438.766	-2,916.935	727.460	-116.551	5,355.701	844.012	
57	58	2,438.766	-2,916.935	727.460	-145.382	5,355.701	872.843	
	59	1,059.493	-3,322.817	795.580	-73.081	4,382.310	868.661	
58	59	1,063.365	-3,322.817	795.580	-133.970	4,386.182	929.550	
	60	1,205.485	-5,311.357	830.345	-110.860	6,516.842	941.206	P2
59	60	1,208.853	-5,315.445	830.345	-813.499	6,524.298	1,643.844	P2
	61	1,318.337	-4,601.093	123.011	-711.659	5,919.430	834.670	
60	61	1,318.337	-4,607.074	123.011	-774.222	5,925.411	897.233	
	62	2,954.174	-4,057.838	141.334	-674.361	7,012.012	815.695	
61	62	2,962.460	-4,062.460	141.334	-692.035	7,024.920	833.369	
	63	4,406.250	-3,442.209	214.347	-594.837	7,848.459	809.184	
62	63	4,412.944	-3,444.600	214.347	-610.645	7,857.544	824.992	
	64	5,467.789	-2,955.718	281.349	-510.653	8,423.507	792.002	
63	64	5,472.790	-2,957.059	281.349	-532.674	8,429.849	814.022	
	65	6,074.343	-2,459.652	338.978	-429.893	8,533.995	768.872	
64	65	6,076.711	-2,459.652	338.978	-455.802	8,536.363	794.780	
	66	6,200.559	-1,948.985	397.659	-350.466	8,149.544	748.125	
65	66	6,200.673	-1,948.985	397.659	-391.723	8,149.658	789.383	
	67	5,767.154	-1,427.561	469.808	-282.387	7,194.715	752.195	
66	67	5,767.154	-1,427.561	469.808	-324.368	7,194.715	794.176	
	68	4,663.896	-902.757	550.746	-199.832	5,566.653	750.578	
67	68	4,663.896	-902.757	550.746	-241.143	5,566.653	791.889	
	69	2,755.513	-394.414	654.665	-110.904	3,149.927	765.569	
68	69	2,755.513	-394.414	655.466	-116.600	3,149.927	772.066	
	70	13.956	-8.846	784.045	-92.110	22.801	876.155	A2

[DL 하중]

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
1	1	13.130	-10.062	193.605	-869.727	23.192	1,063.332	A1
	2	3,064.977	-810.644	233.066	-743.680	3,875.621	976.746	
2	2	3,081.502	-817.818	233.066	-743.680	3,899.320	976.746	
	3	5,328.584	-1,615.034	290.742	-550.725	6,943.618	841.467	

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
3	3	5,346.788	-1,623.468	290.742	-550.725	6,970.256	841.467	
	4	6,694.518	-2,456.255	361.419	-425.571	9,150.773	786.989	
4	4	6,707.798	-2,464.168	361.419	-425.872	9,171.966	787.291	
	5	7,325.878	-3,333.662	433.092	-334.089	10,659.540	767.181	
5	5	7,331.693	-3,339.296	433.092	-346.727	10,670.989	779.819	
	6	7,279.658	-4,240.231	514.886	-261.864	11,519.889	776.751	
6	6	7,279.658	-4,242.268	514.886	-279.969	11,521.926	794.856	
	7	6,575.844	-5,115.525	612.578	-201.678	11,691.369	814.256	
7	7	6,575.844	-5,115.525	623.566	-227.384	11,691.369	850.949	
	8	5,215.329	-6,067.328	725.502	-151.413	11,282.657	876.915	
8	8	5,215.329	-6,067.328	747.275	-173.845	11,282.657	921.121	
	9	3,405.376	-7,310.363	854.264	-103.526	10,715.739	957.790	
9	9	3,405.376	-7,310.363	854.264	-115.396	10,715.739	969.659	
	10	1,970.447	-9,539.454	950.643	-70.015	11,509.901	1,020.658	
10	10	1,970.447	-9,539.454	950.643	-151.521	11,509.901	1,102.165	
	11	1,499.413	-12,908.429	1,047.959	-128.310	14,407.842	1,176.269	P1
11	11	1,499.413	-12,908.429	1,047.959	-1,098.454	14,407.842	2,146.413	P1
	12	1,617.858	-8,859.730	174.347	-971.463	10,477.588	1,145.810	
12	12	1,617.858	-8,859.730	174.347	-1,023.024	10,477.588	1,197.371	
	13	2,447.601	-5,954.069	159.879	-907.149	8,401.670	1,067.028	
13	13	2,448.149	-5,954.069	159.879	-932.738	8,402.218	1,092.617	
	14	3,620.811	-3,902.932	204.261	-825.884	7,523.743	1,030.145	
14	14	3,628.061	-3,902.932	204.261	-825.884	7,530.993	1,030.145	
	15	5,214.206	-3,090.056	253.910	-704.680	8,304.262	958.590	
15	15	5,233.053	-3,096.720	253.910	-704.680	8,329.773	958.590	
	16	6,803.653	-2,939.156	300.267	-594.957	9,742.809	895.223	
16	16	6,817.594	-2,942.642	300.267	-594.957	9,760.236	895.223	
	17	7,776.831	-2,834.860	353.439	-497.203	10,611.691	850.642	
17	17	7,784.046	-2,836.824	353.439	-499.942	10,620.870	853.381	
	18	8,104.356	-2,838.398	420.980	-410.581	10,942.754	831.562	
18	18	8,104.356	-2,838.398	420.980	-421.097	10,942.754	842.077	
	19	7,786.267	-2,838.682	499.760	-336.880	10,624.949	836.640	
19	19	7,786.267	-2,838.682	499.760	-353.496	10,624.949	853.256	
	20	6,821.398	-2,946.349	591.219	-274.806	9,767.747	866.025	
20	20	6,821.398	-2,946.349	594.796	-300.305	9,767.747	895.101	
	21	5,238.663	-3,102.298	693.099	-227.391	8,340.961	920.490	
21	21	5,238.663	-3,102.298	704.506	-253.964	8,340.961	958.470	
	22	3,631.930	-3,903.050	806.562	-187.406	7,534.980	993.968	

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
22	22	3,631.930	-3,906.767	825.658	-204.332	7,538.697	1,029.990	
	23	2,450.085	-5,949.683	932.479	-144.868	8,399.768	1,077.347	
23	23	2,450.085	-5,956.541	932.479	-160.209	8,406.626	1,092.688	
	24	1,614.590	-8,846.903	1,023.126	-117.850	10,461.493	1,140.976	
24	24	1,617.482	-8,858.643	1,023.126	-180.199	10,476.125	1,203.325	
	25	1,486.492	-12,875.544	1,103.656	-157.298	14,362.036	1,260.954	P2
25	25	1,490.596	-12,891.723	1,103.656	-1,048.176	14,382.319	2,151.832	P2
	26	1,970.480	-9,534.140	155.823	-920.944	11,504.620	1,076.767	
26	26	1,973.199	-9,543.337	155.823	-950.605	11,516.536	1,106.428	
	27	3,404.974	-7,311.155	115.683	-834.430	10,716.129	950.113	
27	27	3,410.978	-7,317.444	115.683	-854.241	10,728.422	969.925	
	28	5,207.601	-6,065.066	174.185	-747.296	11,272.667	921.481	
28	28	5,221.314	-6,074.507	174.185	-747.296	11,295.821	921.481	
	29	6,571.369	-5,118.070	227.609	-623.624	11,689.439	851.233	
29	29	6,580.631	-5,121.285	227.609	-623.624	11,701.916	851.233	
	30	7,281.106	-4,246.398	280.140	-514.907	11,527.504	795.047	
30	30	7,283.593	-4,246.398	280.140	-514.949	11,529.991	795.089	
	31	7,334.623	-3,342.549	346.905	-421.232	10,677.172	768.138	
31	31	7,334.623	-3,342.549	346.905	-433.194	10,677.172	780.100	
	32	6,710.175	-2,466.780	426.035	-343.334	9,176.955	769.369	
32	32	6,710.175	-2,466.780	426.035	-361.532	9,176.955	787.566	
	33	5,348.747	-1,625.617	527.131	-275.392	6,974.364	802.523	
33	33	5,348.747	-1,625.617	550.926	-290.972	6,974.364	841.897	
	34	3,082.343	-818.906	669.934	-209.894	3,901.249	879.829	
34	34	3,082.343	-818.906	744.069	-233.416	3,901.249	977.485	
	35	12.890	-9.684	870.077	-194.065	22.575	1,064.142	A2

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
35	36	14.381	-9.574	146.927	-787.154	23.955	934.081	A1
	37	2,553.833	-625.768	195.443	-662.364	3,179.601	857.806	
36	37	2,555.580	-637.354	201.275	-662.364	3,192.934	863.638	
	38	4,572.576	-1,438.315	281.398	-528.438	6,010.891	809.837	
37	38	4,573.682	-1,450.236	281.398	-528.438	6,023.918	809.837	
	39	5,857.381	-2,273.479	352.338	-425.280	8,130.860	777.619	
38	39	5,857.381	-2,283.243	352.338	-428.318	8,140.624	780.656	
	40	6,497.890	-3,099.867	416.612	-337.501	9,597.757	754.113	

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
39	40	6,497.890	-3,106.424	416.612	-349.028	9,604.314	765.640	
	41	6,524.122	-3,945.774	490.276	-264.439	10,469.896	754.715	
40	41	6,524.122	-3,948.587	490.276	-282.395	10,472.709	772.671	
	42	5,953.524	-4,733.645	583.630	-204.089	10,687.169	787.719	
41	42	5,953.524	-4,733.645	596.118	-229.526	10,687.169	825.644	
	43	4,788.883	-5,478.642	695.078	-154.757	10,267.525	849.835	
42	43	4,788.883	-5,478.642	724.580	-175.432	10,267.525	900.012	
	44	3,137.433	-6,307.025	828.619	-106.488	9,444.458	935.106	
43	44	3,137.433	-6,307.025	828.619	-117.563	9,444.458	946.181	
	45	1,815.951	-8,543.998	938.132	-60.772	10,359.949	998.904	
44	45	1,815.951	-8,543.998	946.796	-139.346	10,359.949	1,086.142	
	46	1,441.584	-12,141.880	1,070.567	-116.046	13,583.464	1,186.613	P1
45	46	1,441.584	-12,141.880	1,070.567	-1,146.421	13,583.464	2,216.988	P1
	47	1,444.825	-8,015.411	193.866	-1,024.396	9,460.236	1,218.262	
46	47	1,445.271	-8,015.411	193.866	-1,024.396	9,460.682	1,218.262	
	48	2,206.659	-5,130.817	160.003	-908.096	7,337.476	1,068.099	
47	48	2,210.141	-5,131.397	160.003	-908.096	7,341.538	1,068.099	
	49	3,355.734	-3,353.587	199.161	-802.085	6,709.321	1,001.245	
48	49	3,360.726	-3,353.587	199.161	-802.085	6,714.313	1,001.245	
	50	4,901.558	-2,852.686	248.011	-671.997	7,754.244	920.008	
49	50	4,908.543	-2,860.634	248.011	-671.997	7,769.177	920.008	
	51	6,283.571	-2,796.030	293.958	-563.805	9,079.601	857.763	
50	51	6,288.302	-2,800.779	293.958	-564.333	9,089.081	858.291	
	52	7,119.561	-2,722.862	345.711	-472.852	9,842.423	818.562	
51	52	7,122.100	-2,724.791	345.711	-481.182	9,846.891	826.893	
	53	7,398.781	-2,656.672	408.824	-394.104	10,055.453	802.928	
52	53	7,399.069	-2,657.090	408.824	-408.903	10,056.159	817.728	
	54	7,123.254	-2,725.719	481.114	-326.285	9,848.973	807.399	
53	54	7,123.254	-2,725.719	481.114	-345.823	9,848.973	826.937	
	55	6,291.491	-2,802.717	564.184	-267.908	9,094.208	832.092	
54	55	6,291.491	-2,802.717	564.184	-294.065	9,094.208	858.248	
	56	4,913.313	-2,863.332	659.080	-221.210	7,776.645	880.290	
55	56	4,913.313	-2,863.332	671.869	-248.129	7,776.645	919.998	
	57	3,364.768	-3,351.567	771.040	-181.390	6,716.335	952.430	
56	57	3,364.768	-3,354.199	801.915	-199.326	6,718.967	1,001.241	
	58	2,212.413	-5,130.282	905.716	-140.113	7,342.695	1,045.830	
57	58	2,212.413	-5,130.282	908.295	-160.451	7,342.695	1,068.746	
	59	1,445.944	-8,010.944	1,020.599	-124.259	9,456.888	1,144.858	

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
58	59	1,445.944	-8,011.857	1,029.332	-200.556	9,457.801	1,229.888	
	60	1,426.870	-12,120.884	1,151.299	-178.225	13,547.754	1,329.524	P2
59	60	1,430.922	-12,125.549	1,151.299	-1,070.818	13,556.471	2,222.117	P2
	61	1,809.456	-8,539.156	144.419	-947.228	10,348.612	1,091.647	
60	61	1,816.840	-8,545.936	144.419	-947.228	10,362.776	1,091.647	
	62	3,127.265	-6,303.052	117.663	-825.144	9,430.317	942.807	
61	62	3,140.196	-6,312.154	117.663	-828.690	9,452.350	946.353	
	63	4,783.780	-5,474.899	175.607	-724.669	10,258.679	900.276	
62	63	4,791.902	-5,481.859	175.607	-724.669	10,273.761	900.276	
	64	5,950.969	-4,735.656	229.621	-596.166	10,686.625	825.787	
63	64	5,956.155	-4,736.854	229.621	-596.166	10,693.009	825.787	
	65	6,523.420	-3,952.233	282.388	-489.000	10,475.653	771.388	
64	65	6,526.307	-3,952.233	282.388	-490.329	10,478.540	772.717	
	66	6,498.530	-3,109.357	349.002	-399.736	9,607.887	748.739	
65	66	6,499.700	-3,109.357	349.002	-416.668	9,609.057	765.670	
	67	5,859.073	-2,285.366	428.303	-330.017	8,144.439	758.320	
66	67	5,859.073	-2,285.366	428.303	-352.399	8,144.439	780.701	
	68	4,575.873	-1,451.821	524.660	-269.192	6,027.694	793.851	
67	68	4,575.873	-1,451.821	528.347	-281.481	6,027.694	809.828	
	69	2,557.761	-638.224	644.337	-201.345	3,195.985	845.682	
68	69	2,557.761	-638.224	662.249	-201.345	3,195.985	863.594	
	70	15.042	-10.019	787.104	-146.721	25.061	933.825	A2

[풍하중]

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
1	1	1.475	-1.475	18.853	-18.853	2.950	37.707	A1
	2	72.949	-72.949	13.305	-13.305	145.898	26.610	
2	2	75.400	-75.400	13.305	-13.305	150.799	26.610	
	3	87.971	-87.971	0.673	-0.673	175.943	1.346	
3	3	90.350	-90.350	2.944	-2.944	180.700	5.888	
	4	83.663	-83.663	5.055	-5.055	167.326	10.110	
4	4	84.856	-84.856	5.055	-5.055	169.711	10.110	
	5	75.624	-75.624	5.691	-5.691	151.247	11.383	
5	5	75.879	-75.879	5.691	-5.691	151.759	11.383	
	6	65.336	-65.336	6.126	-6.126	130.671	12.252	

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
6	6	65.336	-65.336	6.126	-6.126	130.671	12.252	
	7	54.293	-54.293	7.608	-7.608	108.586	15.216	
7	7	54.293	-54.293	7.608	-7.608	108.586	15.216	
	8	21.684	-21.684	11.833	-11.833	43.367	23.667	
8	8	21.684	-21.684	14.160	-14.160	43.367	28.320	
	9	79.921	-79.921	21.284	-21.284	159.843	42.568	
9	9	81.120	-81.120	45.360	-45.360	162.240	90.720	
	10	313.385	-313.385	52.604	-52.604	626.769	105.208	
10	10	313.385	-313.385	77.810	-77.810	626.769	155.619	
	11	718.410	-718.410	85.169	-85.169	1,436.819	170.338	P1
11	11	718.410	-718.410	85.169	-85.169	1,436.819	170.338	P1
	12	320.441	-320.441	75.044	-75.044	640.881	150.089	
12	12	320.441	-320.441	75.044	-75.044	640.881	150.089	
	13	89.448	-89.448	44.659	-44.659	178.896	89.318	
13	13	89.448	-89.448	44.659	-44.659	178.896	89.318	
	14	18.091	-18.091	14.422	-14.422	36.182	28.845	
14	14	22.635	-22.635	14.422	-14.422	45.270	28.845	
	15	56.683	-56.683	3.798	-3.798	113.367	7.597	
15	15	60.516	-60.516	7.711	-7.711	121.031	15.421	
	16	71.351	-71.351	1.516	-1.516	142.701	3.031	
16	16	73.993	-73.993	5.572	-5.572	147.986	11.144	
	17	76.581	-76.581	3.161	-3.161	153.162	6.323	
17	17	77.790	-77.790	4.510	-4.510	155.581	9.020	
	18	77.856	-77.856	3.860	-3.860	155.712	7.719	
18	18	77.856	-77.856	3.860	-3.860	155.712	7.719	
	19	76.858	-76.858	4.558	-4.558	153.715	9.116	
19	19	76.858	-76.858	4.558	-4.558	153.715	9.116	
	20	72.042	-72.042	5.601	-5.601	144.083	11.201	
20	20	72.042	-72.042	5.601	-5.601	144.083	11.201	
	21	58.017	-58.017	7.706	-7.706	116.034	15.411	
21	21	58.017	-58.017	7.706	-7.706	116.034	15.411	
	22	20.338	-20.338	12.124	-12.124	40.677	24.248	
22	22	20.338	-20.338	14.184	-14.184	40.677	28.369	
	23	86.427	-86.427	21.479	-21.479	172.855	42.958	
23	23	89.658	-89.658	44.199	-44.199	179.316	88.397	
	24	316.110	-316.110	51.482	-51.482	632.220	102.964	
24	24	318.254	-318.254	74.668	-74.668	636.507	149.337	
	25	709.158	-709.158	81.941	-81.941	1,418.317	163.882	P2

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
25	25	710.921	-710.921	84.350	-84.350	1,421.841	168.699	P2
	26	307.810	-307.810	77.141	-77.141	615.619	154.283	
26	26	309.090	-309.090	77.141	-77.141	618.181	154.283	
	27	80.139	-80.139	45.082	-45.082	160.279	90.165	
27	27	80.139	-80.139	45.082	-45.082	160.279	90.165	
	28	21.118	-21.118	13.876	-13.876	42.236	27.752	
28	28	22.777	-22.777	13.876	-13.876	45.554	27.752	
	29	52.507	-52.507	3.725	-3.725	105.014	7.451	
29	29	53.792	-53.792	7.483	-7.483	107.585	14.965	
	30	63.345	-63.345	1.496	-1.496	126.691	2.991	
30	30	63.945	-63.945	6.045	-6.045	127.890	12.090	
	31	74.770	-74.770	1.930	-1.930	149.539	3.861	
31	31	74.770	-74.770	5.666	-5.666	149.539	11.331	
	32	83.636	-83.636	1.962	-1.962	167.272	3.924	
32	32	83.636	-83.636	5.133	-5.133	167.272	10.266	
	33	88.032	-88.032	2.880	-2.880	176.064	5.760	
33	33	88.032	-88.032	2.880	-2.880	176.064	5.760	
	34	74.117	-74.117	7.006	-7.006	148.234	14.013	
34	34	74.117	-74.117	13.003	-13.003	148.234	26.006	
	35	1.490	-1.490	18.538	-18.538	2.980	37.075	A2

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
35	36	0.623	-0.623	19.814	-19.814	1.246	39.627	A1
	37	72.129	-72.129	14.692	-14.692	144.259	29.383	
36	37	72.333	-72.333	14.692	-14.692	144.665	29.383	
	38	92.256	-92.256	1.220	-1.220	184.512	2.440	
37	38	92.256	-92.256	4.181	-4.181	184.512	8.363	
	39	93.332	-93.332	2.946	-2.946	186.663	5.892	
38	39	93.332	-93.332	3.636	-3.636	186.663	7.272	
	40	95.210	-95.210	3.605	-3.605	190.419	7.211	
39	40	95.324	-95.324	4.632	-4.632	190.647	9.263	
	41	102.383	-102.383	3.616	-3.616	204.767	7.232	
40	41	102.967	-102.967	4.536	-4.536	205.933	9.071	
	42	109.270	-109.270	4.674	-4.674	218.540	9.349	
41	42	110.081	-110.081	4.674	-4.674	220.161	9.349	
	43	98.553	-98.553	8.481	-8.481	197.106	16.963	

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
42	43	99.016	-99.016	10.199	-10.199	198.031	20.397	
	44	34.721	-34.721	17.088	-17.088	69.443	34.177	
43	44	34.721	-34.721	33.238	-33.238	69.443	66.476	
	45	140.268	-140.268	40.048	-40.048	280.536	80.095	
44	45	145.873	-145.873	113.907	-113.907	291.746	227.813	
	46	703.606	-703.606	120.837	-120.837	1,407.213	241.673	P1
45	46	709.220	-709.220	121.527	-121.527	1,418.441	243.054	P1
	47	148.506	-148.506	114.539	-114.539	297.013	229.078	
46	47	148.506	-148.506	114.539	-114.539	297.013	229.078	
	48	34.931	-34.931	34.797	-34.797	69.862	69.593	
47	48	34.931	-34.931	34.797	-34.797	69.862	69.593	
	49	109.982	-109.982	12.791	-12.791	219.965	25.582	
48	49	109.982	-109.982	12.791	-12.791	219.965	25.582	
	50	132.493	-132.493	2.518	-2.518	264.986	5.035	
49	50	132.493	-132.493	6.453	-6.453	264.986	12.906	
	51	135.255	-135.255	2.317	-2.317	270.510	4.635	
50	51	135.255	-135.255	4.751	-4.751	270.510	9.501	
	52	133.003	-133.003	3.541	-3.541	266.006	7.083	
51	52	133.003	-133.003	4.105	-4.105	266.006	8.210	
	53	131.320	-131.320	3.858	-3.858	262.639	7.717	
52	53	131.613	-131.613	3.858	-3.858	263.225	7.717	
	54	131.867	-131.867	4.150	-4.150	263.735	8.299	
53	54	133.355	-133.355	4.150	-4.150	266.709	8.299	
	55	133.015	-133.015	4.795	-4.795	266.030	9.591	
54	55	135.494	-135.494	4.795	-4.795	270.988	9.591	
	56	129.241	-129.241	6.509	-6.509	258.483	13.018	
55	56	132.399	-132.399	6.509	-6.509	264.799	13.018	
	57	106.047	-106.047	10.543	-10.543	212.094	21.087	
56	57	109.250	-109.250	12.959	-12.959	218.500	25.918	
	58	31.068	-31.068	19.948	-19.948	62.136	39.897	
57	58	33.296	-33.296	34.905	-34.905	66.592	69.809	
	59	149.140	-149.140	41.893	-41.893	298.280	83.787	
58	59	151.129	-151.129	114.256	-114.256	302.258	228.511	
	60	710.758	-710.758	121.247	-121.247	1,421.516	242.493	P2
59	60	710.758	-710.758	121.590	-121.590	1,421.516	243.179	P2
	61	148.285	-148.285	114.656	-114.656	296.569	229.311	
60	61	148.285	-148.285	114.656	-114.656	296.569	229.311	
	62	32.736	-32.736	33.637	-33.637	65.472	67.274	

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
61	62	33.408	-33.408	33.637	-33.637	66.816	67.274	
	63	99.405	-99.405	10.534	-10.534	198.810	21.069	
62	63	99.405	-99.405	10.534	-10.534	198.810	21.069	
	64	111.736	-111.736	1.019	-1.019	223.472	2.038	
63	64	111.736	-111.736	4.787	-4.787	223.472	9.573	
	65	105.592	-105.592	4.386	-4.386	211.184	8.771	
64	65	105.592	-105.592	4.386	-4.386	211.184	8.771	
	66	98.567	-98.567	4.588	-4.588	197.133	9.175	
65	66	98.623	-98.623	4.588	-4.588	197.247	9.175	
	67	96.433	-96.433	3.669	-3.669	192.865	7.338	
66	67	96.951	-96.951	3.669	-3.669	193.903	7.338	
	68	94.896	-94.896	4.276	-4.276	189.792	8.552	
67	68	95.505	-95.505	4.276	-4.276	191.011	8.552	
	69	74.279	-74.279	8.106	-8.106	148.558	16.212	
68	69	74.279	-74.279	15.059	-15.059	148.558	30.118	
	70	0.616	-0.616	20.404	-20.404	1.232	40.809	A2

5) 부재력 요약

[단면 - 1]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	548.460	1,620.956	652.891	1,875.556	44.514	39.788	절점 1 에서 2.50 M
G2	484.433	1,426.648	565.002	1,660.469	42.699	37.085	절점 36 에서 2.34 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-204.277	-589.403	-242.452	-796.072	-15.749	-15.991	절점 1 에서 2.50 M
G2	-192.086	-551.404	-224.280	-714.684	-16.964	-15.880	절점 36 에서 2.34 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-105.883	-253.932	-151.422	-913.049	-79.743	-10.080	절점 1 에서 2.50 M
G2	-104.672	-344.679	-85.533	-958.211	-32.504	-10.264	절점 36 에서 2.34 M

[단면 - 2]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	1,817.372	5,290.430	2,192.784	7,064.568	83.796	271.905	절점 31 에서 2.50 M
G2	1,689.639	4,900.963	2,032.689	6,376.212	100.900	270.939	절점 66 에서 1.19 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-21.811	-55.655	-21.263	-386.265	-2.081	-10.502	절점 31 에서 2.50 M
G2	-33.172	-84.257	-30.531	-393.714	-1.805	-10.794	절점 66 에서 1.19 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	18.047	70.730	-2.169	640.102	36.342	20.258	절점 31 에서 2.50 M
G2	-21.334	-71.264	34.325	-592.305	-13.178	-14.750	절점 66 에서 1.19 M

[단면 - 3]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	1,061.554	3,216.043	1,346.202	7,136.502	63.951	406.624	절점 29 에서 3.74 M
G2	1,014.083	3,045.593	1,327.163	6,410.945	109.833	386.289	절점 64 에서 3.56 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-154.241	-431.806	-175.165	-537.816	-1.590	-10.032	절점 29 에서 3.74 M
G2	-154.751	-431.145	-166.479	-511.239	-2.765	-11.302	절점 64 에서 3.56 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-62.293	-127.276	-125.124	-617.018	-35.824	-31.407	절점 29 에서 3.74 M
G2	-151.905	-467.701	-112.125	-806.589	-30.545	-27.093	절점 64 에서 3.56 M

[단면 - 4]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-2,507.776	-6,520.917	-2,662.190	-7,311.155	-80.139	-398.235	절점 27 에서 0.00 M
G2	-2,409.773	-6,288.882	-2,342.868	-6,303.052	-32.736	-420.822	절점 62 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-371.628	-977.755	-403.555	-854.241	-20.851	-7.762	절점 27 에서 0.00 M
G2	-373.190	-981.894	-392.362	-828.690	-17.264	-13.633	절점 62 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-111.959	-163.501	-235.529	-1,094.278	-26.778	-25.929	절점 27 에서 0.00 M
G2	-213.354	-732.344	-6.308	-1,458.640	-35.117	-34.148	절점 62 에서 0.00 M

[단면 - 5]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-4,271.541	-11,037.593	-4,691.668	-9,534.140	-307.810	-403.949	절점 26 에서 0.00 M
G2	-4,129.803	-10,711.957	-4,252.900	-8,545.936	-143.247	-478.315	절점 61 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-397.940	-986.989	-442.087	-950.605	-52.172	-1.185	절점 26 에서 0.00 M
G2	-411.434	-996.131	-475.002	-947.228	-114.656	-16.634	절점 61 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-111.959	-139.818	-353.760	-1,048.443	-26.778	-25.929	절점 26 에서 0.00 M
G2	-13.174	-248.199	178.792	-1,698.776	-61.961	-46.499	절점 61 에서 0.00 M

[단면 - 6]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-6,441.238	-16,014.830	-7,165.592	-12,908.429	-718.410	-394.546	절점 11 에서 0.00 M
G2	-6,324.880	-15,835.493	-6,675.766	-12,141.880	-703.606	-558.881	절점 46 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-514.223	-1,115.614	-553.228	-1,098.454	-82.459	-5.598	절점 11 에서 0.00 M
G2	-546.093	-1,206.605	-571.396	-1,146.421	-121.527	-23.907	절점 46 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-191.322	-310.890	-383.748	-1,362.564	-42.378	-4.100	절점 11 에서 0.00 M
G2	-56.869	-219.953	140.137	-1,801.840	-194.781	-19.632	절점 46 에서 0.00 M

[단면 - 7]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	1,023.135	2,475.026	1,113.579	5,285.476	58.017	403.611	절점 21 에서 0.00 M
G2	1,004.962	2,396.664	1,145.513	4,969.306	129.670	392.067	절점 50 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	247.711	658.189	270.295	704.506	3.772	17.538	절점 21 에서 0.00 M
G2	-233.273	-604.145	-244.926	-659.204	-6.451	-19.124	절점 50 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	164.629	319.468	225.139	1,203.462	136.125	30.062	절점 21 에서 0.00 M
G2	-234.166	-652.699	-102.758	-1,289.046	-80.831	-19.267	절점 50 에서 0.00 M

[단면 - 8]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	2,310.648	5,813.077	2,504.885	7,206.892	77.192	282.344	절점 19 에서 3.12 M
G2	2,224.291	5,554.991	2,407.322	6,630.459	136.771	263.634	절점 54 에서 2.97 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	133.208	339.242	141.457	554.254	2.466	18.883	절점 19 에서 3.12 M
G2	132.291	336.374	135.039	528.374	1.813	18.646	절점 54 에서 2.97 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	104.061	220.359	163.050	816.883	66.908	19.008	절점 19 에서 3.12 M
G2	152.946	416.476	96.034	1,024.067	51.993	15.144	절점 54 에서 2.97 M

[단면 - 9]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	2,870.966	7,249.008	3,099.234	8,104.356	77.856	130.862	절점 18 에서 0.00 M
G2	2,758.888	6,923.119	2,947.690	7,399.069	131.613	119.731	절점 53 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-5.767	-23.219	-6.969	-410.581	-3.860	-19.095	절점 18 에서 0.00 M
G2	-7.470	-26.931	-6.879	-394.104	-3.858	-18.475	절점 53 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	37.488	93.627	-7.449	693.766	22.611	14.272	절점 18 에서 0.00 M
G2	-52.966	-131.024	-95.349	-778.527	-18.611	-11.132	절점 53 에서 0.00 M

[현장이음 - 1]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	1,703.023	4,935.088	2,036.152	5,898.973	90.781	181.677	절점 3 에서 1.87 M
G2	1,586.446	4,572.210	1,867.360	5,110.578	95.544	168.442	절점 38 에서 1.78 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-60.210	-174.023	-74.322	-505.541	-1.430	-16.216	절점 3 에서 1.87 M
G2	-65.515	-188.141	-81.493	-507.246	-1.517	-15.660	절점 38 에서 1.78 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-72.562	-205.408	-97.341	-899.061	-69.063	-17.395	절점 3 에서 1.87 M
G2	-49.956	-153.076	-47.573	-985.379	-32.458	-17.797	절점 38 에서 1.78 M

[현장이음 - 2]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	1,153.489	3,473.788	1,449.946	7,204.955	65.091	397.467	절점 6 에서 0.62 M
G2	1,102.116	3,291.071	1,421.024	6,464.242	105.195	376.035	절점 41 에서 0.59 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	146.180	411.011	165.885	526.306	1.500	10.015	절점 6 에서 0.62 M
G2	147.133	411.458	157.689	500.114	3.733	11.291	절점 41 에서 0.59 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	62.630	130.878	110.429	630.403	35.737	31.392	절점 6 에서 0.62 M
G2	151.748	464.616	126.029	797.529	30.435	27.081	절점 41 에서 0.59 M

[현장이음 - 3]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-680.209	-1,583.611	-626.119	-5,934.468	-27.232	-354.103	절점 7 에서 4.37 M
G2	-647.475	-1,520.870	-468.024	-5,385.240	-101.446	-349.034	절점 42 에서 4.16 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	274.220	746.092	308.202	712.223	10.828	9.182	절점 7 에서 4.37 M
G2	273.533	742.304	296.123	682.241	7.533	12.156	절점 42 에서 4.16 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	60.953	85.230	242.413	789.654	55.299	38.256	절점 7 에서 4.37 M
G2	192.474	625.882	49.182	1,148.817	41.063	31.650	절점 42 에서 4.16 M

[현장이음 - 4]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-4,518.032	-11,621.866	-4,983.940	-9,901.447	-360.814	-402.607	절점 10 에서 0.62 M
G2	-4,379.350	-11,316.253	-4,535.204	-8,934.437	-214.294	-487.342	절점 45 에서 0.59 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	394.880	934.886	467.780	935.893	78.724	8.346	절점 10 에서 0.62 M
G2	424.870	1,019.918	484.864	961.877	114.770	17.213	절점 45 에서 0.59 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	31.895	16.827	153.544	1,154.967	85.035	15.004	절점 10 에서 0.62 M
G2	-79.315	-66.992	-160.688	-1,276.029	-297.386	-27.476	절점 45 에서 0.59 M

[현장이음 - 5]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-4,398.930	-11,413.594	-4,880.654	-9,295.234	-367.837	-367.940	절점 11 에서 4.37 M
G2	-4,243.950	-11,078.540	-4,421.499	-8,476.537	-216.792	-455.441	절점 46 에서 4.16 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-416.605	-970.818	-488.452	-986.705	-75.971	-5.598	절점 11 에서 4.37 M
G2	-453.182	-1,068.782	-509.739	-1,039.187	-115.409	-23.907	절점 46 에서 4.16 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-191.322	-331.618	-280.272	-1,393.068	-42.378	-4.100	절점 11 에서 4.37 M
G2	-56.869	-200.224	41.643	-1,733.252	-194.781	-19.632	절점 46 에서 4.16 M

[현장이음 - 6]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	177.095	243.122	187.418	4,458.856	39.436	451.928	절점 14 에서 1.87 M
G2	199.699	270.562	303.318	4,210.115	120.143	456.444	절점 49 에서 1.78 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-289.580	-761.741	-316.585	-767.141	-9.037	-17.552	절점 14 에서 1.87 M
G2	-287.861	-756.406	-303.199	-732.716	-7.490	-20.068	절점 49 에서 1.78 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-164.081	-303.477	-298.775	-1,170.665	-136.671	-30.031	절점 14 에서 1.87 M
G2	-294.132	-823.818	-164.928	-1,545.389	-95.389	-22.226	절점 49 에서 1.78 M

[현장이음 - 7]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	2,465.690	6,209.767	2,669.713	7,445.974	79.629	259.332	절점 16 에서 3.12 M
G2	2,371.490	5,930.903	2,557.324	6,837.146	136.717	241.046	절점 51 에서 2.97 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-116.051	-298.096	-123.007	-530.730	-1.353	-18.905	절점 16 에서 3.12 M
G2	-115.894	-297.084	-117.416	-505.437	-1.283	-18.652	절점 51 에서 2.97 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-103.728	-225.513	-133.316	-825.242	-67.459	-18.974	절점 16 에서 3.12 M
G2	-152.603	-409.782	-123.794	-1,008.262	-52.887	-15.127	절점 51 에서 2.97 M

[현장이음 - 8]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	2,466.181	6,210.711	2,669.906	7,448.310	77.958	259.275	절점 19 에서 1.87 M
G2	2,371.686	5,931.121	2,557.248	6,838.571	136.860	241.042	절점 54 에서 1.78 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	115.940	297.876	122.951	530.557	1.319	18.883	절점 19 에서 1.87 M
G2	115.861	297.014	117.431	505.400	1.243	18.646	절점 54 에서 1.78 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	104.061	226.281	133.488	825.314	66.908	19.008	절점 19 에서 1.87 M
G2	152.946	410.841	124.162	1,008.065	51.993	15.144	절점 54 에서 1.78 M

[현장이음 - 9]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	178.084	244.772	187.599	4,462.776	36.910	452.019	절점 21 에서 3.12 M
G2	200.434	271.597	303.190	4,213.078	119.546	456.601	절점 56 에서 2.97 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	289.502	761.605	316.560	766.963	8.992	17.538	절점 21 에서 3.12 M
G2	287.816	756.312	303.200	732.663	7.561	20.056	절점 56 에서 2.97 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	164.629	304.664	299.043	1,171.788	136.125	30.062	절점 21 에서 3.12 M
G2	293.795	823.267	164.645	1,543.152	94.565	22.169	절점 56 에서 2.97 M

[현장이음 - 10]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-4,399.873	-11,416.229	-4,881.654	-9,295.779	-365.435	-368.231	절점 24 에서 0.62 M
G2	-4,243.546	-11,077.622	-4,421.914	-8,478.023	-219.772	-455.180	절점 59 에서 0.59 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	418.919	975.667	489.593	992.063	75.578	5.713	절점 24 에서 0.62 M
G2	455.125	1,072.641	510.688	1,044.215	115.133	24.433	절점 59 에서 0.59 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	186.276	320.827	277.746	1,382.394	42.238	5.035	절점 24 에서 0.62 M
G2	59.927	205.822	-40.570	1,750.855	193.260	19.870	절점 59 에서 0.59 M

[현장이음 - 11]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-4,516.347	-11,617.871	-4,982.809	-9,901.782	-356.493	-402.418	절점 25 에서 4.37 M
G2	-4,378.832	-11,315.374	-4,534.338	-8,931.120	-216.630	-487.632	절점 60 에서 4.16 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-392.595	-930.138	-466.677	-936.198	-78.037	-8.232	절점 25 에서 4.37 M
G2	-422.782	-1,015.738	-483.773	-962.172	-115.514	-16.634	절점 60 에서 4.16 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-36.432	-26.357	-155.535	-1,148.874	-85.183	-15.270	절점 25 에서 4.37 M
G2	82.683	73.305	162.233	1,297.180	299.219	26.750	절점 60 에서 4.16 M

[현장이음 - 12]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-681.278	-1,585.615	-626.531	-5,941.344	-28.103	-354.513	절점 28 에서 0.62 M
G2	-648.223	-1,522.106	-468.154	-5,387.792	-101.962	-349.454	절점 63 에서 0.59 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-274.274	-746.208	-308.228	-712.239	-10.675	-9.193	절점 28 에서 0.62 M
G2	-273.535	-742.314	-296.109	-682.183	-7.668	-12.171	절점 63 에서 0.59 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-60.460	-84.215	-242.241	-791.317	-55.313	-38.237	절점 28 에서 0.62 M
G2	-192.798	-626.528	-49.453	-1,148.118	-41.103	-31.698	절점 63 에서 0.59 M

[현장이음 - 13]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	1,152.850	3,472.745	1,449.796	7,208.834	63.648	397.487	절점 29 에서 4.37 M
G2	1,101.588	3,290.332	1,420.950	6,467.331	107.707	376.002	절점 64 에서 4.16 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-146.234	-411.114	-165.908	-526.357	-1.543	-10.032	절점 29 에서 4.37 M
G2	-147.125	-411.435	-157.662	-500.090	-3.577	-11.302	절점 64 에서 4.16 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	-62.293	-130.238	-110.336	-631.492	-35.824	-31.407	절점 29 에서 4.37 M
G2	-151.905	-464.880	-126.210	-796.730	-30.545	-27.093	절점 64 에서 4.16 M

[현장이음 - 14]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	1,702.628	4,934.340	2,035.933	5,900.949	89.183	181.689	절점 32 에서 3.12 M
G2	1,585.950	4,571.146	1,867.030	5,110.915	98.902	168.421	절점 67 에서 2.97 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	60.150	173.903	74.289	505.676	1.459	16.212	절점 32 에서 3.12 M
G2	65.516	188.141	81.514	507.319	1.586	15.663	절점 67 에서 2.97 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel	슬래브					
G1	72.840	206.146	97.576	900.364	69.043	17.255	절점 32 에서 3.12 M
G2	49.789	152.641	47.362	985.671	32.417	17.682	절점 67 에서 2.97 M

6) 반력 집계

(1) G1 최대인 경우

・DB 하중

[1차선 재하]

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.987	826.944	315.130	501.649	-72.276	48.499	-48.499	15.488	-14.639	1,958.447	1,305.896	106
G2	209.586	635.153	235.071	9.770	-36.627	49.512	-49.512	16.528	-11.481	1,130.864	1,006.945	112

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.566	2,144.918	1,239.177	532.412	-34.361	112.638	-112.638	20.346	-14.087	5,018.738	4,304.894	107
	426.744	1,243.287	-191.756	71.182	-13.267	442.155	-442.155	6.000	-5.641	1,776.534	1,238.290	108
G2	1,138.230	2,459.552	1,316.797	34.588	-34.384	546.558	-546.558	53.067	-84.401	5,275.513	4,522.515	113

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.647	2,145.120	1,239.233	532.406	-34.340	111.239	-111.239	20.337	-14.136	5,018.362	4,305.904	109
	426.731	1,243.279	-191.559	71.550	-13.451	442.001	-442.001	6.109	-5.567	1,777.110	1,238.433	110
G2	1,138.058	2,459.172	1,316.502	34.147	-34.132	547.009	-547.009	52.936	-84.492	5,274.320	4,521.603	114

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.984	826.988	315.080	501.700	-72.555	48.222	-48.222	15.491	-14.674	1,958.354	1,305.712	111
G2	209.496	634.956	235.079	9.636	-36.852	50.168	-50.168	16.524	-11.454	1,130.775	1,006.141	115

[2차선 재하]

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.987	826.944	315.130	815.792	-132.106	48.499	-48.499	15.488	-14.639	2,272.590	1,246.066	106
G2	209.586	635.153	235.071	141.684	-43.143	49.512	-49.512	16.528	-11.481	1,262.777	1,000.429	112

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.566	2,144.918	1,239.177	738.736	-60.963	112.638	-112.638	20.346	-14.087	5,225.062	4,278.292	107
	426.744	1,243.287	-191.756	375.688	-23.858	442.155	-442.155	6.000	-5.641	2,081.040	1,227.699	108
G2	1,138.230	2,459.552	1,316.797	154.656	-71.081	546.558	-546.558	53.067	-84.401	5,395.581	4,485.818	113

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.647	2,145.120	1,239.233	738.743	-60.912	111.239	-111.239	20.337	-14.136	5,224.700	4,279.332	109
	426.731	1,243.279	-191.559	376.122	-24.214	442.001	-442.001	6.109	-5.567	2,081.683	1,227.669	110
G2	1,138.058	2,459.172	1,316.502	153.853	-70.593	547.009	-547.009	52.936	-84.492	5,394.026	4,485.143	114

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.984	826.988	315.080	815.897	-132.557	48.222	-48.222	15.491	-14.674	2,272.551	1,245.710	111
G2	209.496	634.956	235.079	141.613	-43.431	50.168	-50.168	16.524	-11.454	1,262.753	999.562	115

[3차선 재하]

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.987	826.944	315.130	864.465	-163.065	48.499	-48.499	15.488	-14.639	2,321.264	1,215.107	106
G2	209.586	635.153	235.071	400.692	-62.100	49.512	-49.512	16.528	-11.481	1,521.786	981.473	112

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.566	2,144.918	1,239.177	719.856	-72.447	112.638	-112.638	20.346	-14.087	5,206.182	4,266.809	107
	426.744	1,243.287	-191.756	626.966	-28.976	442.155	-442.155	6.000	-5.641	2,332.318	1,222.581	108
G2	1,138.230	2,459.552	1,316.797	372.668	-99.673	546.558	-546.558	53.067	-84.401	5,613.593	4,457.226	113

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.647	2,145.120	1,239.233	719.900	-72.370	111.239	-111.239	20.337	-14.136	5,205.857	4,267.874	109
	426.731	1,243.279	-191.559	627.370	-29.447	442.001	-442.001	6.109	-5.567	2,332.930	1,222.436	110
G2	1,138.058	2,459.172	1,316.502	371.702	-99.033	547.009	-547.009	52.936	-84.492	5,611.875	4,456.703	114

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.984	826.988	315.080	864.605	-163.539	48.222	-48.222	15.491	-14.674	2,321.259	1,214.728	111
G2	209.496	634.956	235.079	400.610	-62.363	50.168	-50.168	16.524	-11.454	1,521.749	980.630	115

・DL 하중

[1차선 재하]

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.987	826.944	315.130	569.769	-117.500	48.499	-48.499	15.488	-14.639	2,026.568	1,260.672	106
G2	209.586	635.153	235.071	11.875	-63.537	49.512	-49.512	16.528	-11.481	1,132.969	980.035	112

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.566	2,144.918	1,239.177	1,181.661	-45.727	112.638	-112.638	20.346	-14.087	5,667.987	4,293.528	107
	426.744	1,243.287	-191.756	154.477	-19.338	442.155	-442.155	6.000	-5.641	1,859.829	1,232.219	108
G2	1,138.230	2,459.552	1,316.797	57.856	-47.141	546.558	-546.558	53.067	-84.401	5,298.781	4,509.758	113

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.647	2,145.120	1,239.233	1,181.710	-45.702	111.239	-111.239	20.337	-14.136	5,667.667	4,294.543	109
	426.731	1,243.279	-191.559	154.866	-19.586	442.001	-442.001	6.109	-5.567	1,860.426	1,232.297	110
G2	1,138.058	2,459.172	1,316.502	57.215	-46.721	547.009	-547.009	52.936	-84.492	5,297.388	4,509.014	114

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.984	826.988	315.080	570.134	-117.974	48.222	-48.222	15.491	-14.674	2,026.788	1,260.293	111
G2	209.496	634.956	235.079	11.706	-63.508	50.168	-50.168	16.524	-11.454	1,132.845	979.485	115

[2차선 재하]

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.987	826.944	315.130	933.787	-213.476	48.499	-48.499	15.488	-14.639	2,390.586	1,164.697	106
G2	209.586	635.153	235.071	142.495	-79.043	49.512	-49.512	16.528	-11.481	1,263.589	964.530	112

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.566	2,144.918	1,239.177	1,678.405	-80.790	112.638	-112.638	20.346	-14.087	6,164.731	4,258.466	107
	426.744	1,243.287	-191.756	707.353	-31.629	442.155	-442.155	6.000	-5.641	2,412.705	1,219.927	108
G2	1,138.230	2,459.552	1,316.797	309.418	-94.957	546.558	-546.558	53.067	-84.401	5,550.343	4,461.942	113

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.647	2,145.120	1,239.233	1,678.453	-80.723	111.239	-111.239	20.337	-14.136	6,164.410	4,259.521	109
	426.731	1,243.279	-191.559	707.990	-32.101	442.001	-442.001	6.109	-5.567	2,413.550	1,219.783	110
G2	1,138.058	2,459.172	1,316.502	308.376	-94.296	547.009	-547.009	52.936	-84.492	5,548.549	4,461.439	114

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.984	826.988	315.080	934.394	-214.236	48.222	-48.222	15.491	-14.674	2,391.047	1,164.031	111
G2	209.496	634.956	235.079	142.259	-78.944	50.168	-50.168	16.524	-11.454	1,263.398	964.049	115

[3차선 재하]

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.987	826.944	315.130	1,004.827	-260.639	48.499	-48.499	15.488	-14.639	2,461.626	1,117.533	106
G2	209.586	635.153	235.071	397.362	-106.849	49.512	-49.512	16.528	-11.481	1,518.455	936.723	112

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.566	2,144.918	1,239.177	1,630.219	-97.743	112.638	-112.638	20.346	-14.087	6,116.545	4,241.512	107
	426.744	1,243.287	-191.756	1,065.500	-37.934	442.155	-442.155	6.000	-5.641	2,770.852	1,213.622	108
G2	1,138.230	2,459.552	1,316.797	836.544	-131.632	546.558	-546.558	53.067	-84.401	6,077.469	4,425.267	113

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.647	2,145.120	1,239.233	1,630.254	-97.647	111.239	-111.239	20.337	-14.136	6,116.211	4,242.597	109
	426.731	1,243.279	-191.559	1,066.306	-38.559	442.001	-442.001	6.109	-5.567	2,771.867	1,213.325	110
G2	1,138.058	2,459.172	1,316.502	835.229	-130.770	547.009	-547.009	52.936	-84.492	6,075.402	4,424.965	114

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.984	826.988	315.080	1,005.457	-261.418	48.222	-48.222	15.491	-14.674	2,462.111	1,116.848	111
G2	209.496	634.956	235.079	397.160	-106.777	50.168	-50.168	16.524	-11.454	1,518.299	936.216	115

(2) G2 최대인 경우

・DB 하중

[1차선 재하]

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.987	826.944	315.130	41.171	-47.304	48.499	-48.499	15.488	-14.639	1,497.969	1,330.869	106
G2	209.586	635.153	235.071	479.047	-30.897	49.512	-49.512	16.528	-11.481	1,600.141	1,012.675	112

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.566	2,144.918	1,239.177	12.082	-16.820	112.638	-112.638	20.346	-14.087	4,498.408	4,322.435	107
	426.744	1,243.287	-191.756	4.779	-15.028	442.155	-442.155	6.000	-5.641	1,710.131	1,236.529	108
G2	1,138.230	2,459.552	1,316.797	540.232	-47.048	546.558	-546.558	53.067	-84.401	5,781.157	4,509.851	113

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.647	2,145.120	1,239.233	11.962	-16.781	111.239	-111.239	20.337	-14.136	4,497.919	4,323.463	109
	426.731	1,243.279	-191.559	5.033	-15.038	442.001	-442.001	6.109	-5.567	1,710.594	1,236.846	110
G2	1,138.058	2,459.172	1,316.502	540.164	-46.808	547.009	-547.009	52.936	-84.492	5,780.337	4,508.928	114

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.984	826.988	315.080	41.170	-47.308	48.222	-48.222	15.491	-14.674	1,497.824	1,330.958	111
G2	209.496	634.956	235.079	479.074	-31.037	50.168	-50.168	16.524	-11.454	1,600.213	1,011.956	115

[2차선 재하]

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.987	826.944	315.130	209.920	-99.773	48.499	-48.499	15.488	-14.639	1,666.719	1,278.399	106
G2	209.586	635.153	235.071	775.100	-55.067	49.512	-49.512	16.528	-11.481	1,896.193	988.505	112

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.566	2,144.918	1,239.177	89.118	-38.046	112.638	-112.638	20.346	-14.087	4,575.444	4,301.209	107
	426.744	1,243.287	-191.756	335.811	-16.822	442.155	-442.155	6.000	-5.641	2,041.163	1,234.735	108
G2	1,138.230	2,459.552	1,316.797	780.164	-87.998	546.558	-546.558	53.067	-84.401	6,021.089	4,468.902	113

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.647	2,145.120	1,239.233	89.239	-37.972	111.239	-111.239	20.337	-14.136	4,575.196	4,302.272	109
	426.731	1,243.279	-191.559	335.873	-17.185	442.001	-442.001	6.109	-5.567	2,041.433	1,234.698	110
G2	1,138.058	2,459.172	1,316.502	779.759	-87.522	547.009	-547.009	52.936	-84.492	6,019.932	4,468.213	114

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.984	826.988	315.080	209.977	-99.868	48.222	-48.222	15.491	-14.674	1,666.631	1,278.399	111
G2	209.496	634.956	235.079	775.100	-55.215	50.168	-50.168	16.524	-11.454	1,896.240	987.778	115

[3차선 재하]

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.987	826.944	315.130	477.700	-142.166	48.499	-48.499	15.488	-14.639	1,934.499	1,236.006	106
G2	209.586	635.153	235.071	808.735	-65.589	49.512	-49.512	16.528	-11.481	1,929.829	977.983	112

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.566	2,144.918	1,239.177	279.419	-57.799	112.638	-112.638	20.346	-14.087	4,765.745	4,281.457	107
	426.744	1,243.287	-191.756	587.373	-24.457	442.155	-442.155	6.000	-5.641	2,292.725	1,227.100	108
G2	1,138.230	2,459.552	1,316.797	792.961	-110.198	546.558	-546.558	53.067	-84.401	6,033.886	4,446.701	113

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.647	2,145.120	1,239.233	279.536	-57.707	111.239	-111.239	20.337	-14.136	4,765.492	4,282.537	109
	426.731	1,243.279	-191.559	587.431	-24.932	442.001	-442.001	6.109	-5.567	2,292.992	1,226.952	110
G2	1,138.058	2,459.172	1,316.502	792.295	-109.568	547.009	-547.009	52.936	-84.492	6,032.468	4,446.168	114

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.984	826.988	315.080	477.797	-142.409	48.222	-48.222	15.491	-14.674	1,934.451	1,235.857	111
G2	209.496	634.956	235.079	808.699	-65.617	50.168	-50.168	16.524	-11.454	1,929.839	977.376	115

・DL 하중

[1차선 재하]

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.987	826.944	315.130	64.042	-73.342	48.499	-48.499	15.488	-14.639	1,520.840	1,304.830	106
G2	209.586	635.153	235.071	480.110	-48.143	49.512	-49.512	16.528	-11.481	1,601.204	995.429	112

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.566	2,144.918	1,239.177	24.112	-20.915	112.638	-112.638	20.346	-14.087	4,510.438	4,318.340	107
	426.744	1,243.287	-191.756	8.310	-25.856	442.155	-442.155	6.000	-5.641	1,713.662	1,225.700	108
G2	1,138.230	2,459.552	1,316.797	1,264.299	-60.388	546.558	-546.558	53.067	-84.401	6,505.224	4,496.511	113

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.647	2,145.120	1,239.233	24.012	-20.853	111.239	-111.239	20.337	-14.136	4,509.969	4,319.392	109
	426.731	1,243.279	-191.559	8.641	-25.996	442.001	-442.001	6.109	-5.567	1,714.201	1,225.887	110
G2	1,138.058	2,459.172	1,316.502	1,263.935	-60.079	547.009	-547.009	52.936	-84.492	6,504.108	4,495.656	114

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.984	826.988	315.080	63.999	-73.316	48.222	-48.222	15.491	-14.674	1,520.653	1,304.951	111
G2	209.496	634.956	235.079	480.339	-48.405	50.168	-50.168	16.524	-11.454	1,601.478	994.588	115

[2차선 재하]

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.987	826.944	315.130	276.690	-155.075	48.499	-48.499	15.488	-14.639	1,733.488	1,223.097	106
G2	209.586	635.153	235.071	770.072	-86.355	49.512	-49.512	16.528	-11.481	1,891.166	957.218	112

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.566	2,144.918	1,239.177	201.294	-50.309	112.638	-112.638	20.346	-14.087	4,687.620	4,288.946	107
	426.744	1,243.287	-191.756	514.136	-21.166	442.155	-442.155	6.000	-5.641	2,219.488	1,230.391	108
G2	1,138.230	2,459.552	1,316.797	1,849.528	-113.408	546.558	-546.558	53.067	-84.401	7,090.453	4,443.491	113

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.647	2,145.120	1,239.233	201.263	-50.210	111.239	-111.239	20.337	-14.136	4,687.220	4,290.034	109
	426.731	1,243.279	-191.559	514.667	-21.641	442.001	-442.001	6.109	-5.567	2,220.227	1,230.243	110
G2	1,138.058	2,459.172	1,316.502	1,848.754	-112.797	547.009	-547.009	52.936	-84.492	7,088.927	4,442.938	114

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.984	826.988	315.080	276.764	-155.182	48.222	-48.222	15.491	-14.674	1,733.418	1,223.084	111
G2	209.496	634.956	235.079	770.246	-86.584	50.168	-50.168	16.524	-11.454	1,891.385	956.409	115

[3차선 재하]

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.987	826.944	315.130	581.551	-223.828	48.499	-48.499	15.488	-14.639	2,038.349	1,154.345	106
G2	209.586	635.153	235.071	798.339	-102.721	49.512	-49.512	16.528	-11.481	1,919.433	940.852	112

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.566	2,144.918	1,239.177	659.184	-76.267	112.638	-112.638	20.346	-14.087	5,145.509	4,262.989	107
	426.744	1,243.287	-191.756	940.614	-31.365	442.155	-442.155	6.000	-5.641	2,645.966	1,220.191	108
G2	1,138.230	2,459.552	1,316.797	1,846.439	-144.352	546.558	-546.558	53.067	-84.401	7,087.364	4,412.547	113

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.647	2,145.120	1,239.233	659.153	-76.144	111.239	-111.239	20.337	-14.136	5,145.110	4,264.100	109
	426.731	1,243.279	-191.559	941.298	-31.989	442.001	-442.001	6.109	-5.567	2,646.859	1,219.895	110
G2	1,138.058	2,459.172	1,316.502	1,845.325	-143.534	547.009	-547.009	52.936	-84.492	7,085.498	4,412.202	114

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.984	826.988	315.080	581.836	-224.191	48.222	-48.222	15.491	-14.674	2,038.490	1,154.075	111
G2	209.496	634.956	235.079	798.343	-102.751	50.168	-50.168	16.524	-11.454	1,919.483	940.242	115

(3) 최대 반력 집계

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.987	826.944	315.130	1,004.827	-260.639	48.499	-48.499	15.488	-14.639	2,461.626	1,117.533	106
G2	209.586	635.153	235.071	808.735	-106.849	49.512	-49.512	16.528	-11.481	1,929.829	936.723	112

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.566	2,144.918	1,239.177	1,678.405	-97.743	112.638	-112.638	20.346	-14.087	6,164.731	4,241.512	107
	426.744	1,243.287	-191.756	1,065.500	-37.934	442.155	-442.155	6.000	-5.641	2,770.852	1,213.622	108
G2	1,138.230	2,459.552	1,316.797	1,849.528	-144.352	546.558	-546.558	53.067	-84.401	7,090.453	4,412.547	113

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.647	2,145.120	1,239.233	1,678.453	-97.647	111.239	-111.239	20.337	-14.136	6,164.410	4,242.597	109
	426.731	1,243.279	-191.559	1,066.306	-38.559	442.001	-442.001	6.109	-5.567	2,771.867	1,213.325	110
G2	1,138.058	2,459.172	1,316.502	1,848.754	-143.534	547.009	-547.009	52.936	-84.492	7,088.927	4,412.202	114

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.984	826.988	315.080	1,005.457	-261.418	48.222	-48.222	15.491	-14.674	2,462.111	1,116.848	111
G2	209.496	634.956	235.079	808.699	-106.777	50.168	-50.168	16.524	-11.454	1,929.839	936.216	115

(4) 하부 설계시 작용반력

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중						최대반력집계 합계		절점 번호
				만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시				
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.987	826.944	315.130	1,004.827	-260.639	933.787	-213.476	276.690	-155.075	2,461.626	1,117.533	106
G2	209.586	635.153	235.071	397.362	-106.849	142.495	-79.043	770.072	-86.355	1,929.829	936.723	112

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중						최대반력집계 합계		절점 번호
				만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시				
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.566	2,144.918	1,239.177	1,630.219	-97.743	1,678.405	-80.790	201.294	-50.309	6,164.731	4,241.512	107
	426.744	1,243.287	-191.756	1,065.500	-37.934	707.353	-31.629	514.136	-21.166	2,770.852	1,213.622	108
G2	1,138.230	2,459.552	1,316.797	836.544	-131.632	309.418	-94.957	1,849.528	-113.408	7,090.453	4,412.547	113

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중						최대반력집계 합계		절점 번호
				만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시				
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	1,025.647	2,145.120	1,239.233	1,630.254	-97.647	1,678.453	-80.723	201.263	-50.210	6,164.410	4,242.597	109
	426.731	1,243.279	-191.559	1,066.306	-38.559	707.990	-32.101	514.667	-21.641	2,771.867	1,213.325	110
G2	1,138.058	2,459.172	1,316.502	835.229	-130.770	308.376	-94.296	1,848.754	-112.797	7,088.927	4,412.202	114

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중						최대반력집계 합계		절점 번호
				만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시				
	Steel	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	274.984	826.988	315.080	1,005.457	-261.418	934.394	-214.236	276.764	-155.182	2,462.111	1,116.848	111
G2	209.496	634.956	235.079	397.160	-106.777	142.259	-78.944	770.246	-86.584	1,929.839	936.216	115

(5) 부반력 검토

$R = 2R_{L+I} + R_D$ or $R = R_D + R_W$ 중 불리한 값을 사용하여 설계한다. (도로교 설계기준 2.4.1.2)

R : 받침반력 (kN)　　R_{L+I} : 충격을 포함한 활하중에 의한 최대 부반력 (kN)

R_t : 고정하중에 의한 받침반력 R_W : 풍하중에 의한 최대 부반력 (kN)

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	고정하중 합계 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		부반력 검토		부반력(R)	절점 번호
	Steel	슬래브			Max	Min	Max	Min	$2R_{L+I} + R_D$	$R_D + R_W$		
G1	274.987	826.944	315.130	1,417.061	1,004.827	-260.639	48.499	-48.499	895.782	1,368.562	-	106
G2	209.586	635.153	235.071	1,079.810	808.735	-106.849	49.512	-49.512	866.112	1,030.297	-	112

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	고정하중 합계 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		부반력 검토		부반력(R)	절점 번호
	Steel	슬래브			Max	Min	Max	Min	$2R_{L+I} + R_D$	$R_D + R_W$		
G1	1,025.566	2,144.918	1,239.177	4,409.661	1,678.405	-97.743	112.638	-112.638	4,214.174	4,297.023	-	107
	426.744	1,243.287	-191.756	1,478.275	1,065.500	-37.934	442.155	-442.155	1,402.406	1,036.120	-	108
G2	1,138.230	2,459.552	1,316.797	4,914.579	1,849.528	-144.352	546.558	-546.558	4,625.876	4,368.021	-	113

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	고정하중 합계 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		부반력 검토		부반력(R)	절점 번호
	Steel	슬래브			Max	Min	Max	Min	$2R_{L+I} + R_D$	$R_D + R_W$		
G1	1,025.647	2,145.120	1,239.233	4,410.000	1,678.453	-97.647	111.239	-111.239	4,214.705	4,298.761	-	109
	426.731	1,243.279	-191.559	1,478.451	1,066.306	-38.559	442.001	-442.001	1,401.334	1,036.450	-	110
G2	1,138.058	2,459.172	1,316.502	4,913.732	1,848.754	-143.534	547.009	-547.009	4,626.665	4,366.723	-	114

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	고정하중 합계 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		부반력 검토		부반력(R)	절점 번호
	Steel	슬래브			Max	Min	Max	Min	$2R_{L+I} + R_D$	$R_D + R_W$		
G1	274.984	826.988	315.080	1,417.052	1,005.457	-261.418	48.222	-48.222	894.215	1,368.830	-	111
G2	209.496	634.956	235.079	1,079.532	808.699	-106.777	50.168	-50.168	865.977	1,029.363	-	115

4.5 뒴비틀림(WARPING TORSION)에 대한 검토

1) 합성전 WARPING TORSION 에 대한 검토

(☞ 철.설 9.10.1 ☞ 강교설계의 기초 P168)

비틀림상수비 가장 큰 단면 5 에 대하여 검토함

$B_u = U_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

$H = h + t_u/2 + t_l/2$ = 2,494.0 + 18.0 / 2 + 20.0 / 2 = 2,513.0 mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,513.0 = 6,061,356.0 mm^2

$\beta_u = (Bu \times t_u)/(t_w \times H)$ = (2,412.0 × 18.0) / (12.0 × 2,513.0) = 1.440

$\beta_l = (Bl \times t_l)/(t_w \times H)$ = (2,412.0 × 20.0) / (12.0 × 2,513.0) = 1.600

$\varepsilon = 2 \times t_u \times t_l / t_w^2$ = 2 × 18.0 × 20.0 / 12.0^2 = 5.000

▪ 비틀림 함수

$q' = \{(B_u + B_l) / 2 \times t_w \times \varepsilon\} / (\beta_u + \beta_l + \varepsilon)$

= {(2,412.0 + 2,412.0)/2 × 12.0 × 5.000} / (1.440 + 1.600 + 5.000) = 18,001.4

▪ 솟구침 함수(Unit Warping)

$\Delta\omega = \{(B_u + B_l) / 2 / 2 \times H\} + (q' \times H) / t_w$

= {(2,412.0 + 2,412.0)/2/2 × 2,513.0} + (18,001.4 × 2,513.0)/12.0 = 6,800,461.6

$\omega_1 = \{-\Delta\omega \times (\beta_l + 3)\} / (\beta_u + \beta_l + 6)$

= {-6,800,461.6 × (1.600 + 3)} / (1.440 + 1.600 + 6) = -3,460,403.9

$\omega_2 = \{\Delta\omega \times (\beta_u + 3)\} / (\beta_u + \beta_l + 6)$

= {6,800,461.6 × (1.440 + 3)} / (1.440 + 1.600 + 6) = 3,340,057.7

▪ 솟구침 비틀림 상수

$I_w = H \times t_w/3 \{\omega_1^2(2+\beta_u) + 2 \times \omega_1 \times \omega_2 + \omega_2^2(2+\beta_l)\}$

= 2,513.0 × 12.0/3 × {-3,460,403.9² ×(2 + 1.440)+ 2 × -3,460,403.9

× 3,340,057.67 + 3,340,057.7² × (2 + 1.600)} = 5.853E+17 mm^6

▪ 순수 비틀림 상수

$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / t_w + B_u / t_{hu} + B_l / t_l\}$

= 4 × 6,061,356.0² / {(2,513.0 + 2,513.0) / 12.0 + 2,412.0 / 18.0

+ 2,412.0 / 20.0 } = 2.182E+11

▪ 비틀림 상수비

$$\alpha = L \cdot \sqrt{\frac{G \cdot K}{E_s \cdot I_w}} = 49,450.0 \times \sqrt{\frac{79,000.0 \times 2.182E+11}{205,000.0 \times 5.853E+17}} = 18.744$$

α = 18.74 > 10.0 ※ 검토결과 α > 10이므로 뒴비틀림에 따른 응력 계산을 생략할 수 있다.

L : 지간장(49,450.0 mm)

E_s : 탄성계수(205,000.0 MPa)

G : 전단탄성계수(79,000.0 MPa)

◎ 단면별 비틀림 모멘트 고려범위 판정 결과

구 분	B_u	B_l	H	Tu	t_l	t_w	F(mm^2)	β_u	β_l	ε	q'
단면-1	2,412.0	2,412.0	2,505.0	10.0	12.0	12.0	6.04E+06	0.802	0.963	1.667	14056.2
단면-2	2,412.0	2,412.0	2,505.0	10.0	12.0	12.0	6.04E+06	0.802	0.963	1.667	14056.2
단면-3	2,412.0	2,412.0	2,505.0	10.0	12.0	12.0	6.04E+06	0.802	0.963	1.667	14056.2
단면-4	2,412.0	2,412.0	2,513.0	18.0	20.0	12.0	6.06E+06	1.440	1.600	5.000	18001.4
단면-5	2,412.0	2,412.0	2,513.0	18.0	20.0	12.0	6.06E+06	1.440	1.600	5.000	18001.4
단면-6	2,414.0	2,414.0	2,517.0	18.0	28.0	14.0	6.08E+06	1.233	1.918	5.143	20955.6
단면-7	2,412.0	2,412.0	2,506.0	12.0	12.0	12.0	6.04E+06	0.962	0.962	2.000	14748.6
단면-8	2,412.0	2,412.0	2,506.0	12.0	12.0	12.0	6.04E+06	0.962	0.962	2.000	14748.6
단면-9	2,412.0	2,412.0	2,508.0	12.0	16.0	12.0	6.05E+06	0.962	1.282	2.667	15717.6

구 분	$\Delta\omega$	ω_1	ω_2	L	I_w(mm^6)	K(mm^4)	α	판 정
단면-1	5,955,262.9	-3,039,168.0	2,916,095.0	49,450.0	3.34E+17	1.70E+11	21.88	α >10
단면-2	5,955,262.9	-3,039,168.0	2,916,095.0	49,450.0	3.34E+17	1.70E+11	21.88	α >10
단면-3	5,955,262.9	-3,039,168.0	2,916,095.0	49,450.0	3.34E+17	1.70E+11	21.88	α >10
단면-4	6,800,461.6	-3,460,403.9	3,340,057.7	49,450.0	5.85E+17	2.18E+11	18.74	α >10
단면-5	6,800,461.6	-3,460,403.9	3,340,057.7	49,450.0	5.85E+17	2.18E+11	18.74	α >10
단면-6	6,805,533.4	-3,657,495.2	3,148,038.3	70,000.0	6.94E+17	2.55E+11	26.33	α >10
단면-7	6,102,237.4	-3,051,118.7	3,051,118.7	70,000.0	3.66E+17	1.78E+11	30.32	α >10
단면-8	6,102,237.4	-3,051,118.7	3,051,118.7	70,000.0	3.66E+17	1.78E+11	30.32	α >10
단면-9	6,309,618.1	-3,277,485.9	3,032,132.2	70,000.0	4.23E+17	1.90E+11	29.15	α >10

※ 검토결과 비틀림 상수비 α < 0.4일 경우 순수비틀림에 따른 응력계산을, α >10일 경우 뒴비틀림에 대한 응력계산을 각각 생략할 수 있다.

2) 합성후 WARPING TORSION 에 대한 검토

비틀림상수비 가장 큰 단면 5 에 대하여 검토함

$B_u = U_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,293.9 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,305.9 mm

$H = h + t_u/2 + t_l/2$ = 2,494.0 + 53.0 / 2 + 20.0 / 2 = 2,530.5 mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,305.9) / 2 × 2,530.5 = 5,969,323.0 mm^2

$\beta_u = (Bu \times t_u)/(t_w \times H)$ = (2,412.0 × 53.0) / (12.0 × 2,530.5) = 4.210

$\beta_l = (Bl \times t_l)/(t_w \times H)$ = (2,305.9 × 20.0) / (12.0 × 2,530.5) = 1.519

$\varepsilon = 2 \times t_u \times t_l / t_w^2$ = 2 × 53.0 × 20.0 / 12.0^2 = 14.722

▪ 비틀림 함수

$q' = \{(B_u + B_l) / 2 \times t_w \times \varepsilon\} / (\beta_u + \beta_l + \varepsilon)$

= {(2,412.0 + 2,305.9)/2 × 12.0 × 14.722} / (4.210 + 1.519 + 14.722) = 20,378.1

▪ 솟구침 함수(Unit Warping)

$\Delta\omega = \{(B_u + B_l) / 2 / 2 \times H\} + (q' \times H) / t_w$

= {(2,412.0 + 2,305.9)/2/2 × 2,530.5} + (20,378.1 × 2,530.5)/12.0 = 7,281,886.9

$\omega_1 = \{-\Delta\omega \times (\beta_l + 3)\} / (\beta_u + \beta_l + 6)$

$= \{ -7,281,886.9 \times (1.519 + 3)\} / (4.210 + 1.519 + 6)$ = -2,805,535.3

$\omega_2 = \{\Delta\omega \times (\beta_u + 3)\} / (\beta_u + \beta_l + 6)$

$= \{7,281,886.9 \times (4.210 + 3)\} / (4.210 + 1.519 + 6)$ = 4,476,351.6

▪ 솟구침 비틀림 상수

$I_w = H \times t_w / 3 \{\omega_1^2(2+\beta_u) + 2 \times \omega_1 \times \omega_2 + \omega_2^2(2+\beta_l)\}$

$= 4 \times 5,969,323.0^2 / \{(2,608.4 + 2,608.4) / 12.0 + 2,412.0 / 53.0$

$\times 4,476,351.64 + 4,476,351.6^2 \times (2 + 1.519)\}$ = 9.542E+17 mm^6

▪ 순수 비틀림 상수

$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / t_w + B_u / t_u + B_l / t_l\}$

$= 4 \times 5,969,323.0^2 / \{(2,530.5 + 2,530.5) / 12.0 + 2,412.0 / 53.0$

$+ 2,305.9 / 20.0 \}$ = 2.447E+11

▪ 비틀림 상수비

$\alpha = L \cdot \sqrt{\frac{G \cdot K}{E_s \cdot I_w}}$ = 49,450.0 $\times \sqrt{\frac{79,000.0 \times 2.447E+11}{205,000.0 \times 9.542E+17}}$ = 15.544

α = 15.54 > 10.0 ※ 검토결과 α > 10이므로 뒴비틀림에 따른 응력 계산을 생략할 수 있다.

L : 지간장(49,450.0 mm)

E_s : 탄성계수(205,000.0 MPa)

G : 전단탄성계수(79,000.0 MPa)

◎ 단면별 비틀림 모멘트 고려범위 판정 결과

구 분	B_u	B_l	H	Tu	t_l	t_w	F(mm^2)	β_u	β_l	ε	q'
단면-1	2,412.0	2,305.9	2,535.0	70.0	12.0	12.0	5.98E+06	5.550	0.910	11.667	18219.3
단면-2	2,412.0	2,305.9	2,522.5	45.0	12.0	12.0	5.95E+06	3.586	0.914	7.500	17692.3
단면-3	2,412.0	2,305.9	2,522.5	45.0	12.0	12.0	5.95E+06	3.586	0.914	7.500	17692.3
단면-4	2,412.0	2,305.9	2,530.5	53.0	20.0	12.0	5.97E+06	4.210	1.519	14.722	20378.1
단면-5	2,412.0	2,305.9	2,530.5	53.0	20.0	12.0	5.97E+06	4.210	1.519	14.722	20378.1
단면-6	2,414.0	2,307.9	2,534.5	53.0	28.0	14.0	5.98E+06	3.606	1.821	15.143	24332.9
단면-7	2,412.0	2,305.9	2,523.5	47.0	12.0	12.0	5.95E+06	3.744	0.914	7.833	17752.5
단면-8	2,412.0	2,305.9	2,523.5	47.0	12.0	12.0	5.95E+06	3.744	0.914	7.833	17752.5
단면-9	2,412.0	2,305.9	2,525.5	47.0	16.0	12.0	5.96E+06	3.741	1.217	10.444	19195.3

구 분	Δω	ω_1	ω_2	L	I_w (mm^6)	K (mm^4)	α	판 정
단면-1	6,838,787.6	-2,145,848.0	4,692,939.6	49,450.0	7.98E+17	2.20E+11	16.13	α > 10
단면-2	6,694,300.8	-2,495,498.0	4,198,802.8	49,450.0	6.58E+17	2.13E+11	17.45	α > 10
단면-3	6,694,300.8	-2,495,498.0	4,198,802.8	49,450.0	6.58E+17	2.13E+11	17.45	α > 10
단면-4	7,281,886.9	-2,805,535.3	4,476,351.6	49,450.0	9.54E+17	2.45E+11	15.54	α > 10
단면-5	7,281,886.9	-2,805,535.3	4,476,351.6	49,450.0	9.54E+17	2.45E+11	15.54	α > 10
단면-6	7,397,030.9	-3,120,919.0	4,276,111.9	70,000.0	1.16E+18	2.92E+11	21.84	α > 10
단면-7	6,709,606.3	-2,464,006.9	4,245,599.4	70,000.0	6.71E+17	2.13E+11	24.51	α > 10
단면-8	6,709,606.3	-2,464,006.9	4,245,599.4	70,000.0	6.71E+17	2.13E+11	24.51	α > 10
단면-9	7,018,571.3	-2,701,221.2	4,317,350.1	70,000.0	7.93E+17	2.30E+11	23.41	α > 10

※ 검토결과 비틀림 상수비 α < 0.4일 경우 순수비틀림에 따른 응력계산을, α > 10일 경우 뒴비틀림에 대한 응력계산을 각각 생략할 수 있다.

4.6 2차 부정정력에 대한 영향 검토

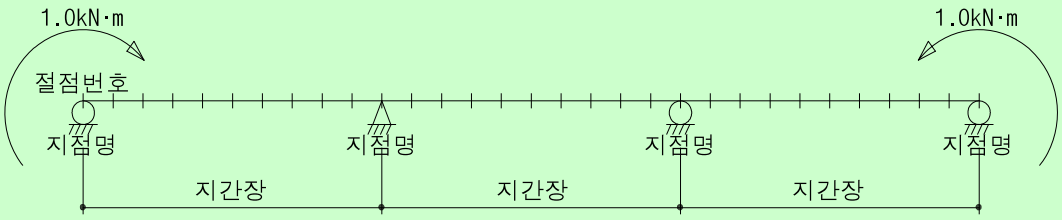
(☞ 강구조편람 제7장 P35)

※ 콘크리트-강재 합성형 교량에서는 고정하중과 활하중에 의한 응력 이외에 건조수축, 크리프, 강-콘크리트 온도차에 의한 응력이 발생된다. 더구나 강항섭형교가 2경간 이상의 연속교일 경우에는 건조수축, 크리프, 온도차에 의해 부정정력이 추가적으로 발생되며 이와같은 하중을 2차 모멘트라고 한다.

1) 정정계의 모멘트에 영향계수 k를 곱하여 부정정계의 휨모멘트를 얻는 방법

※ 영향계수 계산은 전산을 이용하여 산출하며 산출 방법은 양단에 단위 모멘트 M = 1.0kN·m를 작용시켜 각 절점에 작용되는 모멘트 값을 영향계수 k 값을 취한다.

[Input 예시]



[Output 요약 - 합성후]

거더명	절점번호	지점명	지간장(m)	k 값
G1	1	A1		1.000
	2		0.893	
	3		0.772	
	4		0.652	
	5		0.532	
	6		49.45	0.411
	7		0.291	
	8		0.170	
	9		0.050	
	10		-0.071	
	11	P1		-0.191
	12		-0.191	
	13		-0.191	
	14		-0.191	
	15		-0.191	
	16		-0.191	
	17		-0.191	
	18		70	-0.191
	19		-0.191	
	20		-0.191	
	21		-0.191	
	22		-0.191	
	23		-0.191	
	24		-0.191	
	25	P2		-0.191

거더명	절점번호	지점명	지간장(m)	k 값
G2	36	A1		1.000
	37		0.893	
	38		0.773	
	39		0.652	
	40		0.531	
	41		49.45	0.411
	42		0.290	
	43		0.169	
	44		0.048	
	45		-0.072	
	46	P1		-0.193
	47		-0.193	
	48		-0.193	
	49		-0.193	
	50		-0.193	
	51		-0.192	
	52		-0.192	
	53		70	-0.192
	54		-0.192	
	55		-0.192	
	56		-0.192	
	57		-0.192	
	58		-0.191	
	59		-0.191	
	60	P2		-0.191

[Output 요약 - 합성후]

거더명	절점번호	지점명	지간장(m)	k 값
G1	26		49.45	-0.071
	27			0.050
	28			0.170
	29			0.291
	30			0.411
	31			0.532
	32			0.652
	33			0.772
	34			0.893
	35	A2		1.000

거더명	절점번호	지점명	지간장(m)	k 값
G2	61		49.45	-0.071
	62			0.050
	63			0.170
	64			0.291
	65			0.411
	66			0.532
	67			0.653
	68			0.773
	69			0.894
	70	A2		1.000

2) *k* 값의 적용방법

※ k 값은 주형의 설계에서 바닥판 콘크리트의 크리프와 건조수축, 그리고 강재보와 바닥판 콘크리트와의 온도차 등에 의해 단면내의 발생하는 2차모멘트를 계산하는 데 이용된다.

(1) 바닥판 콘크리트의 크리프 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

바닥판 콘크리트 $\Delta f_c = \frac{1}{n_1}\left[\frac{P_\phi}{A_{v1}} + \frac{M_\phi y_{v1}}{I_{v1}}\right] - E_{c1}\frac{f_c}{E_c}\phi_1$

강재거더 $\Delta f_s = \frac{P_\phi}{A_{v1}} + \frac{M_\phi y_{v1}}{I_{v1}}$

여기서, $P_\phi = E_{c1}A_c\varepsilon_{\phi 0} = E_{c1}A_c\frac{N_c}{E_cA_c}\phi_1 = N_c\frac{2\phi_1}{2+\phi_1}$

$M_\phi = P_\phi\left[d_{c1} + \frac{r_c^2}{d_c}\right] \fallingdotseq P_\phi \cdot d_{c1}$

(2) 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

바닥판 콘크리트 $f_c = \frac{1}{n}\left[\frac{P_1}{A_v} + \frac{M_v y_v}{I_v}\right] - E_c\varepsilon_t$

강재거더 $f_s = \frac{P_1}{A_v} + \frac{M_v y_v}{I_v}$

여기서, $\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta_t$ (콘크리트가 인장이 되는 경우,즉 강재거더 쪽이 고온인 경우를 정으로 한다)

$P_1 = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot \frac{A_c}{n}$ $M_v = P_1 \cdot d_c$

(3) 바닥판 콘크리트의 건조수축 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

바닥판 콘크리트 $f_c = \frac{1}{n_2}\left[\frac{P_2}{A_{v2}} + \frac{M_{v2}y_{v2}}{I_{v2}}\right] - E_{c2}\varepsilon_s$

강재거더 $f_s = \frac{P_2}{A_{v2}} + \frac{M_{v2}y_{v2}}{I_{v2}}$

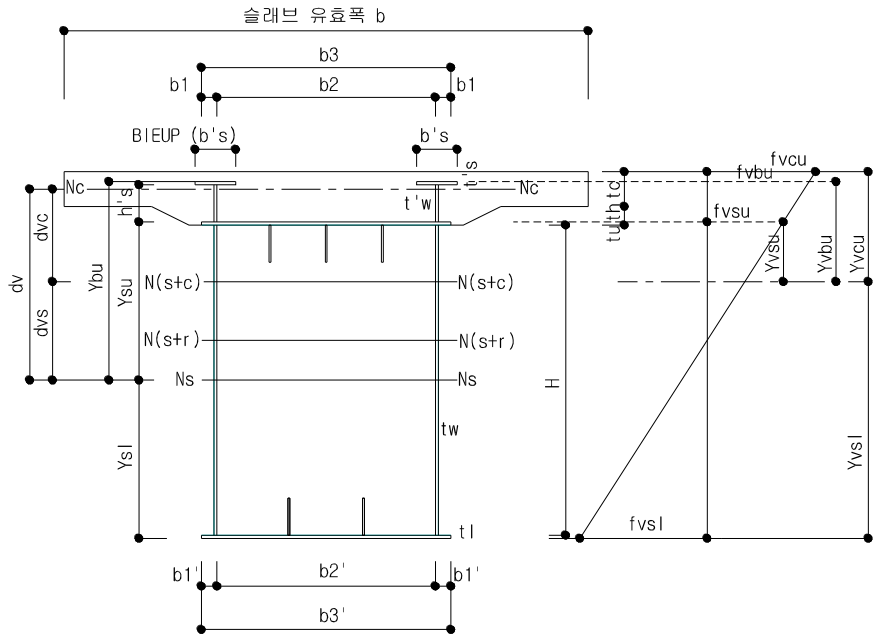
여기서, $E_2 = \frac{E_s}{n_2}$

$P_2 = \frac{E_s\varepsilon_s A_c}{n_2} = E_{c2}\varepsilon_s A_c$ $M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2}$

4.7 단면검토(정모멘트)

[G1 : 단면 - 1] : 절점 1 로 부터 이격거리 2.495 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	6187.3	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2640.0	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2640.0	mm
tc	=	480	mm
th	=	0	mm
H	=	2000	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수 Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	2169.416
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	652.891
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	44.514
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	1915.344
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-793.680
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-242.452
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	-15.749
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-819.938
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-359.815
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-151.422
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-79.743
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-963.000
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

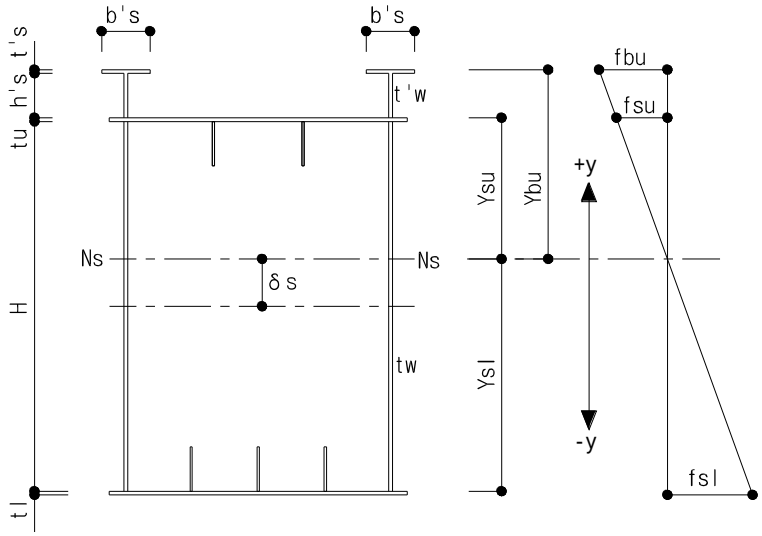
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격					As(mm²)	y(mm)	As*y(mm³)	As*y²(mm⁴)	Io(mm⁴)
Upper FL.	1	;	2640	X	10	26400	1005	26532000	26664660000	220000
Upper RIB	5	;	120	X	12	7200	940	6768000	6361920000	8640000
Bieup FL.	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
WEB	2	;	2000	X	12	48000	0	0	0	16000000000
Lower RIB	2	;	120	X	12	2880	-940	-2707200	2544768000	3456000
Lower FL.	1	;	2640	X	12	31680	-1006	-31870080	32061300480	380160
TOTAL						116160		-1277280	67632648480	16012696160
바닥판	1	;	6187	X	480	2969894.40	1240	3.683E+09	4.56651E+12	57021972480

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ Io

= 67632648480 + 16012696160 = 83645344640 mm⁴

δs = ∑AsY / ∑As

= -1277280 / 116160 = -10.996 mm

I33 = Is´ - ∑As x δs²

= 83645344640 - 116160 x -10.996 ² = 83,631,299,838 mm⁴ = 0.084 m⁴

Ysu = H/2 + tu - δs = 2000 / 2 + 10 - -10.996 = 1020.996 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1020.996 - 2022 = -1001.004 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 4,850,532 mm²

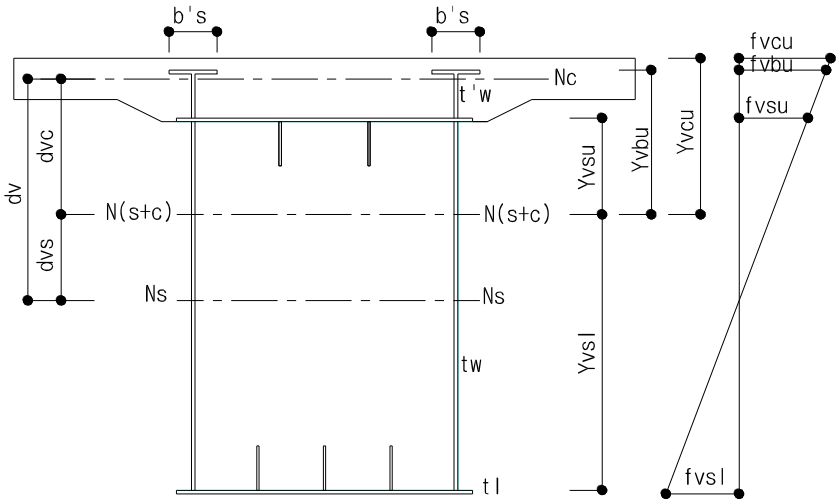
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = 26.485 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = -25.966 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 19.626 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Ac = b x tc

= 6187.3 x 480 = 2969894.400 mm^2

Av = As + Ac / n

= 116160 + 2969894 / 8 = 487396.800 mm^2

Ic = (b x tc^3) / 12

= (6187.3 x 480 ^{3}) / 12 = 57021972480 mm^4

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2000 / 2 - -10.996 + 0 + 480 / 2 = 1250.996 mm

dvc = dv x As / Av

= 1250.996 x 116160 / 487397 = 298.147 mm

dvs = dv - dvc

= 1250.996 - 298.147 = 952.849 mm

Iv33 = I33 + Ic / n + As x dvs^2 + (Ac / n) x dvc^2

= 83,631,299,838 + 57021972480 / 8 + 116160 x
952.85 ^{2} + (2969894 / 8) x 298.147 ^{2} = 229,222,991,278 mm^4 = 0.229 m^4

Fv = b x h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) x (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2)

= { (1200 + 1200 + 2400) / 2 + 12 } x { 2000
+ (10 + 480 / 8) / 2 + 12 / 2 } = 4,922,892 mm^2

Yvcu = dvc + tc / 2 = 538.147 mm

Yvcl = Yvcu - tc = 58.147 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvcu - tc - th + tu = 68.147 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1953.853 mm

fvcu = Msc · Yvcu / (n · Iv33) = 0.192 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl = Msc · Yvcl / (n · Iv33) = 0.021 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = 0.194 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = -5.565 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 6.333 Mpa

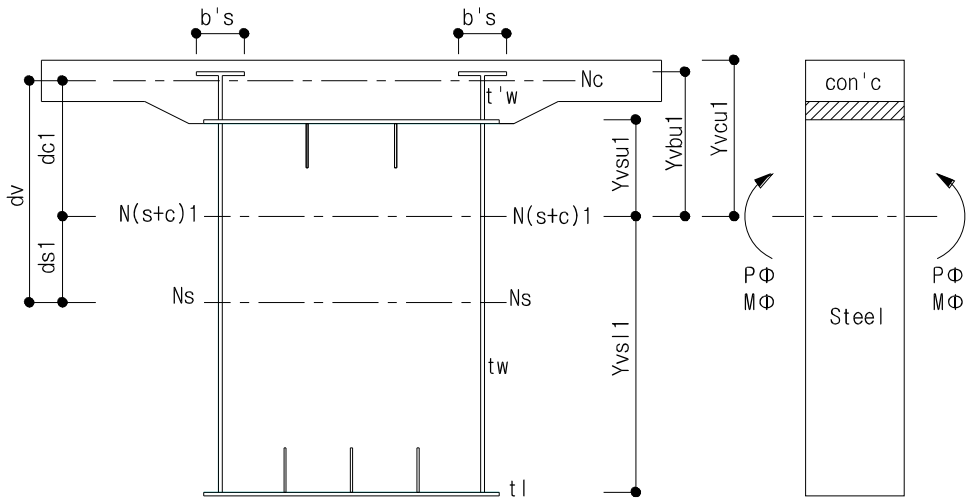
(3) 활하중 응력산정

fvcu1 =	Mv · Yvcu / (n · Iv33)	=	0.562	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl1 =	Mv · Yvcl / (n · Iv33)	=	0.061	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu1 =		=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu1 =	Mv · Yvsu / Iv33	=	0.569	Mpa	: 상연(강재)
fvsl1 =	Mv · Yvsl / Iv33	=	-16.326	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw)	=	25.233	Mpa	

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvcu2 =	Mw · Yvcu / (n · Iv33)	=	0.013	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl2 =	Mw · Yvcl / (n · Iv33)	=	0.001	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu2 =	Mw · Yvbu / Iv33	=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu2 =	Mw · Yvsu / Iv33	=	0.013	Mpa	: 상연(강재)
fvsl2 =	Mw · Yvsl / Iv33	=	-0.379	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw)	=	1.003	Mpa	

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6187.3 x 480 = 2969894.400 mm^2

n1 = n x (1 + Φ1 / 2) : 크리프계수(Φ1) 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 116160 + 2969894 / 16 = 301778.400 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2000 / 2 - -10.996 + 0 + 480 / 2 = 1250.996 mm

k = 0.940 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1250.996 x 116160 / (2969894 / 16 + 116160) = 481.531 mm

ds1 = dv - dc1

= 1250.996 - 481.531 = 769.465 mm

Yvcu1 = dc1 + tc / 2 = 721.531 mm

Yvcl1 = Yvcu1 - tc = 241.531 mm

Yvbu1 = Yvcl1 - th + 220 = 461.531 mm

Yvsu1 = Yvcu1 - tc - th + tu = 251.531 mm

Yvsl1 = Yvsu1 - (H + tu + tl) = -1770.469 mm

Ivc33 = I33 + Ic / n1 + As x $ds1^2$ + (Ac / n1) x $dc1^2$

= 83,631,299,838 + 57021972480 / 16 + 116160 x

769.465 ^{2} + (2969894 / 16) x 481.531 ^{2} = 199,010,471,446 mm^4 = 0.199 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Iv33) = 315255.9 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = 315255.9 N

MΦ = PΦ · dc1 = 151805531.0 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14346.700 Mpa

fcu1 = Msc x Yvcu / (n x Iv33) = 0.192 Mpa

fcl1 = Msc x Yvcl / (n x Iv33) = 0.021 Mpa

fbu1 = Msc x Yvbu / (n x Iv33) = 0.000 Mpa

fvcu3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcu1/Ivc33) - Ec1 x fcu1 x Φ1 / Ec = -0.094 Mpa : 상단(콘크리트)

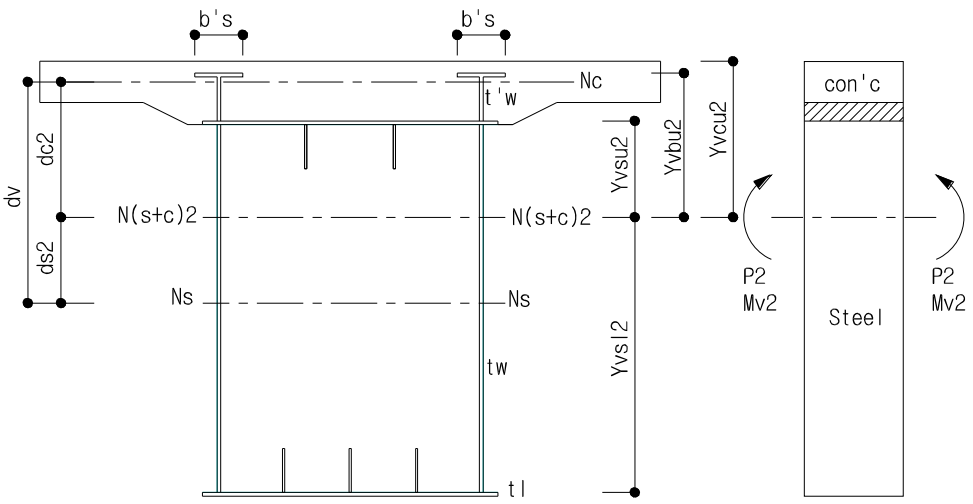
fvcl3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcl1/Ivc33) - Ec1 x fcl1 x Φ1 / Ec = 0.055 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsu1 / Ivc33 = 1.225 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsl1 / Ivc33 = -0.225 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



Ac = b x tc

= 6187.3 x 480 = 2969894.400 mm^2

n2 = n x (1 + Φ2 / 2) : 크리프계수(Φ2) 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 116160 + 2969894 / 24 = 239905.600 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2000 / 2 - -10.996 + 0 + 480 / 2 = 1250.996 mm

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1250.996 x 116160 / (2969894 / 24 + 116160) = 605.720 mm

ds2 = dv - dc1

= 1250.996 - 605.720 = 645.276 mm

Yvcu2 = dc2 + tc / 2 = 845.720 mm

Yvcl2 = Yvcu2 - tc = 365.720 mm

Yvbu2 = Yvcl2 - th + 220 = 585.720 mm

Yvsu2 = Yvcu2 - tc - th + tu = 375.720 mm

Yvsl2 = Yvsu2 - (H + tu + tl) = -1646.280 mm

Ivd33 = $I33 + Ic / n2 + As \times ds2^2 + (Ac / n2) \times dc2^2$

= 83,631,299,838 + 57021972480 / 24 + 116160 x

645.276 ^{2} + (2969894 / 24) x 605.720 ^{2} = 179,775,880,547 mm^4 = 0.180 m^4

P2 = Es x εs x Ac / n2 = 6849319.0 N

Mv2 = P2 x dc2 = 4148771192.5 N-mm

Ec2 = Es / n2 = 8541.667 Mpa

fvcu4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcu2/Ivd33) - Ec2 x εs = -0.352 Mpa : 상단(콘크리트)

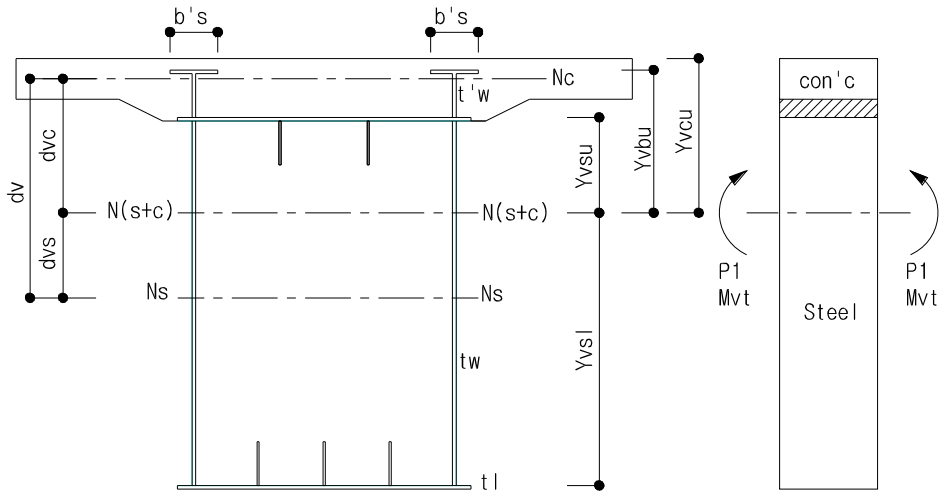
fvcl4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcl2/Ivd33) - Ec2 x εs = -0.786 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsu2 / Ivd33 = 36.699 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsl2 / Ivd33 = -7.155 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt = α x t : 온도변화(t)= 10 ---- 도.설 2.1.12

= 0.000012 x 10 = 0.00012

P1 = Es x εt x Ac / n = 9132425 N

Mvt = P1 x dvc = 2722801195 N

fvcu5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcu / Iv33) - Ec x εt = -0.350 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcl / Iv33) - Ec x εt = -1.020 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu5 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsu / Iv33 = 19.498 Mpa : 상연(강재)

fvsl5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsl / Iv33 = -3.075 Mpa : 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ = (Ss + Ssc + Sv)/Aw + { Mst/(2·F·Tw) + (Msct + Mvt)/(2·Fv·Tw)= 51.191 Mpa

υa = 125 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)} = 26.962 Mpa

υa = 150 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

* 활하중 재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)} = 51.693 Mpa

υa = 156.25 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력(자유돌출판_Bieup)

* 강재 SM520B 사용

① = b / 10.5 = 0 / 10.5 = 0.00 mm

② = b / 16 = 0 / 16 = 0.00 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = 24000 x (t3/b)^2 = 215.000 MPa

ts = 0 mm : 사용된 플랜지 두께(t2)

fca = = 215.000 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 강재 허용응력(Box형 플랜지)

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2 / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2 / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. t's ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t's < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2 / (t's x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (10 x 1.000 x 6) - 23 } = 135.100 MPa

ㄷ. ③ ≤ t's < ② 이면,

fca = 220000 x { (t's x i x n) / b2 }^{2}

= 220000 x { (10 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 137.500 MPa

tu = 10 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = = 135.100 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근콘크리트 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* fck 27 MPa 사용

fca = 0.4 x fck = 10.800 MPa

fta = 0.07 x fck , but fta' 2.5 이하 = 1.890 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1					0.000	215.000	26.485	-25.966	135.100	215.000
1+2+3	0.754	0.081	10.800	10.800	0.000	215.000	27.248	-47.857	215.000	215.000
1+2+3+5	0.660	0.137	10.800	10.800	0.000	247.250	28.473	-48.082	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.307	-0.649	10.800	1.890	0.000	247.250	65.172	-55.237	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.043	-1.669	2.174	2.174	0.000	279.500	84.670	-58.312	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	0.657	0.371	12.420	12.420	0.000	279.500	45.674	-52.163	279.500	247.250
1+2+4	0.205	0.022	12.960	12.960	0.000	258.000	26.692	-31.911	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	0.760	0.082	13.500	13.500	0.000	268.750	27.255	-48.047	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	0.666	0.138	13.500	13.500	0.000	268.750	28.480	-48.272	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.314	-0.649	13.500	2.363	0.000	268.750	65.179	-55.427	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-0.036	-1.669	2.552	2.552	0.000	290.250	84.677	-58.502	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.664	0.371	14.580	14.580	0.000	290.250	45.681	-52.352	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /

4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력 /허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	19.6%	12.1%	OK	OK
1+2+3	7.0%	0.8%	OK	OK	0.0%	OK	12.7%	22.3%	OK	OK
1+2+3+5	6.1%	1.3%	OK	OK	0.0%	OK	11.5%	22.4%	OK	OK
1+2+3+5+6	2.8%	6.0%	OK	OK	0.0%	OK	26.4%	25.7%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	2.0%	76.8%	OK	OK	0.0%	OK	30.3%	23.6%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	5.3%	3.0%	OK	OK	0.0%	OK	16.3%	21.1%	OK	OK
1+2+4	1.6%	0.2%	OK	OK	0.0%	OK	10.3%	12.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	5.6%	0.6%	OK	OK	0.0%	OK	10.1%	17.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	4.9%	1.0%	OK	OK	0.0%	OK	10.6%	18.0%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	2.3%	4.8%	OK	OK	0.0%	OK	24.3%	20.6%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	1.4%	65.4%	OK	OK	0.0%	OK	29.2%	20.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	4.6%	2.5%	OK	OK	0.0%	OK	15.7%	18.0%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.038	0.015	0.168	0.168	0.206	0.182	OK	OK
1+2+3	0.016	0.050	0.168	0.168	0.184	0.217	OK	OK
1+2+3+5	0.013	0.050	0.168	0.168	0.181	0.218	OK	OK
1+2+3+5+6	0.069	0.066	0.168	0.168	0.237	0.234	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.092	0.056	0.168	0.168	0.259	0.223	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.027	0.045	0.168	0.168	0.194	0.212	OK	OK
1+2+4	0.011	0.015	0.032	0.032	0.043	0.048	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.010	0.032	0.109	0.109	0.120	0.141	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.011	0.032	0.109	0.109	0.121	0.142	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.059	0.043	0.109	0.109	0.168	0.152	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.085	0.041	0.109	0.109	0.195	0.150	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.025	0.033	0.109	0.109	0.134	0.142	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{84.670}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{51.191}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.092 + 0.168 = 0.259 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-55.237}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{51.191}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.066 + 0.168 = 0.234 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 압축(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 압축(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 10 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 인장(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2' / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.2)

= 2000 / (206 x 1.2) = 8.0906 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 26.5) = 2.85 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / (121 x 0)

= 0 / (121 x 0) = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 0.0) = 0.00 < 1.2 ∴ 0 사용

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

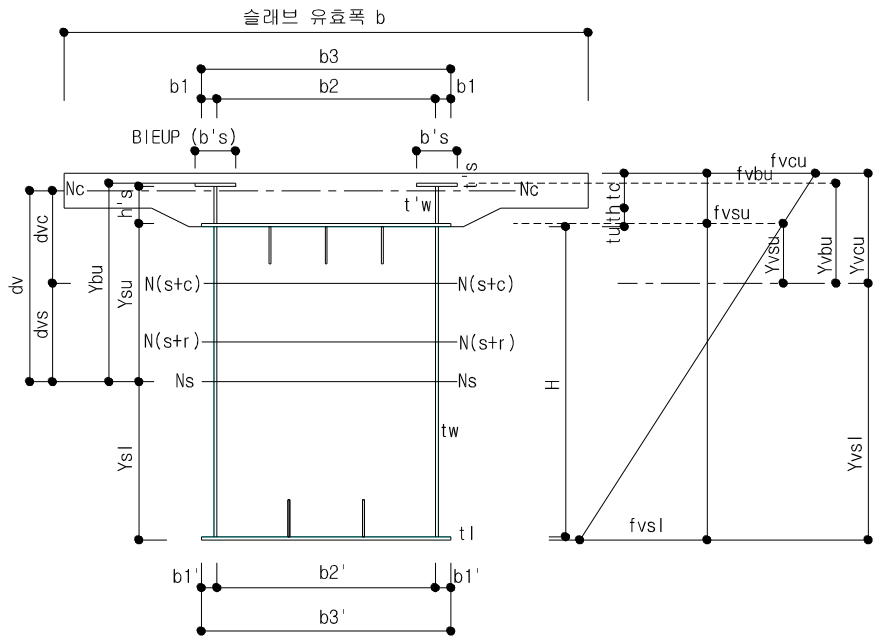
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	34.430	-33.756	355.000	OK	OK
1+2+3	1.458	0.157	16.200	OK	0.000	35.907	-76.092	355.000	OK	OK
1+2+3+7	1.808	1.177	16.200	OK	0.000	55.405	-79.166	355.000	OK	OK
1+2+3+5	1.364	0.213	16.200	OK	0.000	37.132	-76.316	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	1.011	-0.573	16.200	OK	0.000	73.831	-83.472	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.661	-1.593	16.200	OK	0.000	93.329	-86.546	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	1.361	0.447	16.200	OK	0.000	54.333	-80.397	355.000	OK	OK
1+2+4	0.262	0.028	16.200	OK	0.000	34.696	-41.370	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	1.464	0.158	16.200	OK	0.000	35.914	-76.282	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	1.114	-0.862	16.200	OK	0.000	55.411	-79.356	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	1.370	0.214	16.200	OK	0.000	37.139	-76.506	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	1.018	-0.573	16.200	OK	0.000	73.837	-83.661	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.668	-1.592	16.200	OK	0.000	93.335	-86.736	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	1.368	0.447	16.200	OK	0.000	54.340	-80.587	355.000	OK	OK

4.6 단면검토(정모멘트)

[G1 : 단면 - 2] : 절점 31 로 부터 이격거리 1.248 m

1) 단면가정 및 설계조건



b =	6187.3	mm
b1 =	120	mm
b2 =	2400	mm
b3 =	2640.0	mm
b1' =	120	mm
b2' =	2400	mm
b3' =	2640.0	mm
tc =	280	mm
th =	0	mm
H =	2200	mm
n =	8	mm
h's =	0	mm
b's =	0	mm
t's =	0	mm
t'w =	0	mm
UL2 =	1200	mm
UR2 =	1200	mm
tw =	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	7107.802
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	2192.784
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	83.796
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	7336.473
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-77.465
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-21.263
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	-2.081
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-397.808
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	88.777
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-2.169
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	36.342
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	678.531
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

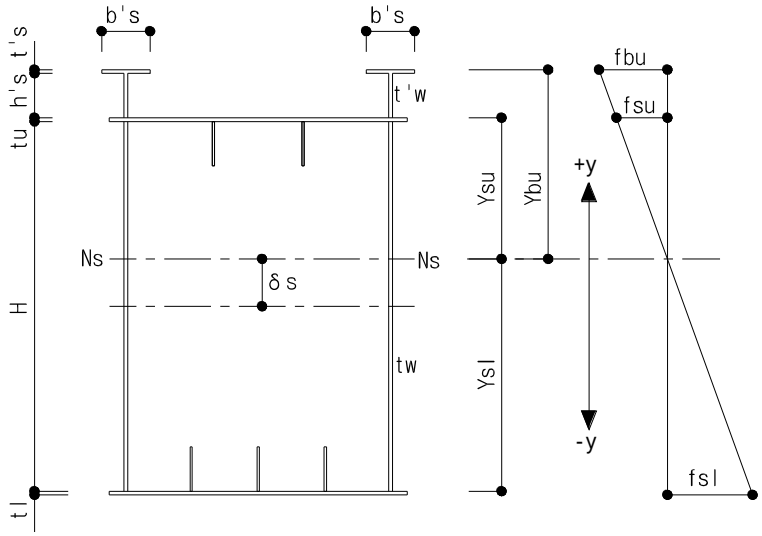
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격				As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
Upper FL.	1	;	2640	X 10	26400	1105	29172000	32235060000	220000
Upper RIB	5	;	120	X 12	7200	1040	7488000	7787520000	8640000
Bieup FL.	2	;	0	X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X 0	0	0	0	0	0
WEB	2	;	2200	X 12	52800	0	0	0	21296000000
Lower RIB	2	;	120	X 12	2880	-1040	-2995200	3115008000	3456000
Lower FL.	1	;	2640	X 12	31680	-1106	-35038080	38752116480	380160
TOTAL					120960		-1373280	81889704480	21308696160
바닥판	1	;	6187	X 280	1732438.40	1240	2.148E+09	2.6638E+12	11318597547

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ Io

= 81889704480 + 21308696160 = 103198400640 mm^4

δs = ∑AsY / ∑As

= -1373280 / 120960 = -11.353 mm

I33 = Is´ - ∑As x δs²

= 103198400640 - 120960 x -11.353 ² = 103,182,809,552 mm^4 = 0.103 m^4

Ysu = H/2 + tu - δs = 2200 / 2 + 10 - -11.353 = 1121.353 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1121.353 - 2222 = -1100.647 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,332,932 mm^2

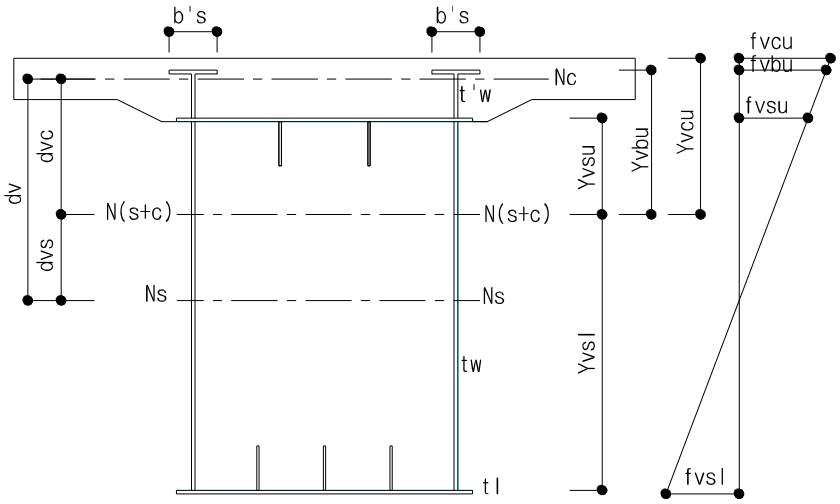
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = 77.245 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = -75.819 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 2.161 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

Av = As + Ac / n

= 120960 + 1732438 / 8 = 337514.800 mm^2

Ic = (b x tc^3) / 12

= (6187.3 x 280 ^{3}) / 12 = 11318597547 mm^4

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -11.353 + 0 + 280 / 2 = 1251.353 mm

dvc = dv x As / Av

= 1251.353 x 120960 / 337515 = 448.465 mm

dvs = dv - dvc

= 1251.353 - 448.465 = 802.888 mm

Iv33 = I33 + Ic / n + As x dvs^2 + (Ac / n) x dvc^2

= 103,182,809,552 + 11318597547 / 8 + 120960 x

802.89 ^{2} + (1732438 / 8) x 448.465 ^{2} = 226,125,695,796 mm^4 = 0.226 m^4

Fv = b x h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) x (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2)

= { (1200 + 1200 + 2400) / 2 + 12 } x { 2200

+ (10 + 280 / 8) / 2 + 12 / 2 } = 5,375,142 mm^2

Yvcu = dvc + tc / 2 = 588.465 mm

Yvcl = Yvcu - tc = 308.465 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvcu - tc - th + tu = 318.465 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1903.535 mm

fvcu = Msc · Yvcu / (n · Iv33) = 0.713 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl = Msc · Yvcl / (n · Iv33) = 0.374 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = 3.088 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = -18.459 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 0.420 Mpa

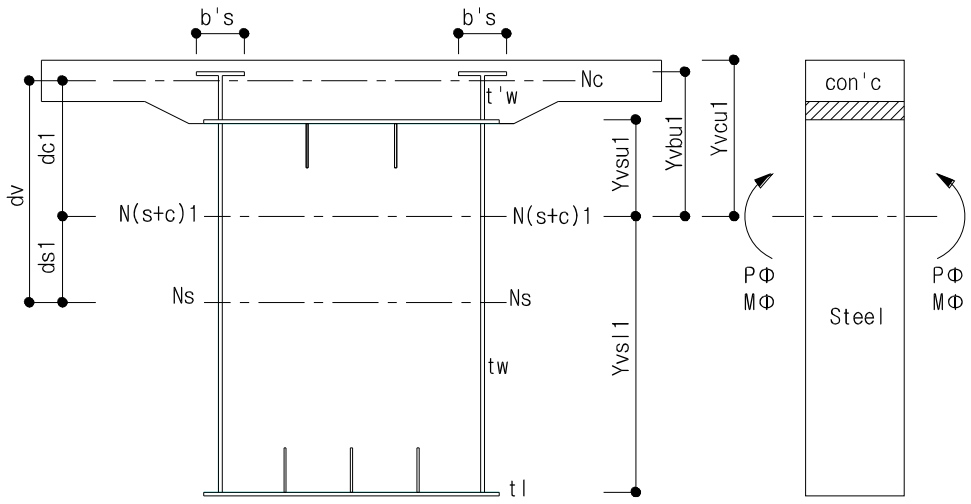
(3) 활하중 응력산정

fvcu1 =	Mv · Yvcu / (n · Iv33)	=	2.387	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl1 =	Mv · Yvcl / (n · Iv33)	=	1.251	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu1 =		=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu1 =	Mv · Yvsu / Iv33	=	10.332	Mpa	: 상연(강재)
fvsl1 =	Mv · Yvsl / Iv33	=	-61.759	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw)	=	12.794	Mpa	

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvcu2 =	Mw · Yvcu / (n · Iv33)	=	0.027	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl2 =	Mw · Yvcl / (n · Iv33)	=	0.014	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu2 =	Mw · Yvbu / Iv33	=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu2 =	Mw · Yvsu / Iv33	=	0.118	Mpa	: 상연(강재)
fvsl2 =	Mw · Yvsl / Iv33	=	-0.705	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw)	=	0.321	Mpa	

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

n1 = n x (1 + Φ1 / 2) : 크리프계수(Φ1) 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 120960 + 1732438 / 16 = 229237.400 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -11.353 + 0 + 280 / 2 = 1251.353 mm

k = 0.592 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1251.353 x 120960 / (1732438 / 16 + 120960) = 660.292 mm

ds1 = dv - dc1

= 1251.353 - 660.292 = 591.061 mm

Yvcu1 = dc1 + tc / 2 = 800.292 mm

Yvcl1 = Yvcu1 - tc = 520.292 mm

Yvbu1 = Yvcl1 - th + 220 = 740.292 mm

Yvsu1 = Yvcu1 - tc - th + tu = 530.292 mm

Yvsl1 = Yvsu1 - (H + tu + tl) = -1691.708 mm

Ivc33 = I33 + Ic / n1 + As x $ds1^2$ + (Ac / n1) x $dc1^2$

= 103,182,809,552 + 11318597547 / 16 + 120960 x

591.061 ^{2} + (1732438 / 16) x 660.292 ^{2} = 193,355,377,647 mm^4 = 0.193 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Iv33) = 941765.1 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = 941765.1 N

MΦ = PΦ · dc1 = 621840225.5 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14346.700 Mpa

fcu1 = Msc x Yvcu / (n x Iv33) = 0.713 Mpa

fcl1 = Msc x Yvcl / (n x Iv33) = 0.374 Mpa

fbu1 = Msc x Yvbu / (n x Iv33) = 0.000 Mpa

fvcu3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcu1/Ivc33) - Ec1 x fcu1 x Φ1 / Ec = -0.361 Mpa : 상단(콘크리트)

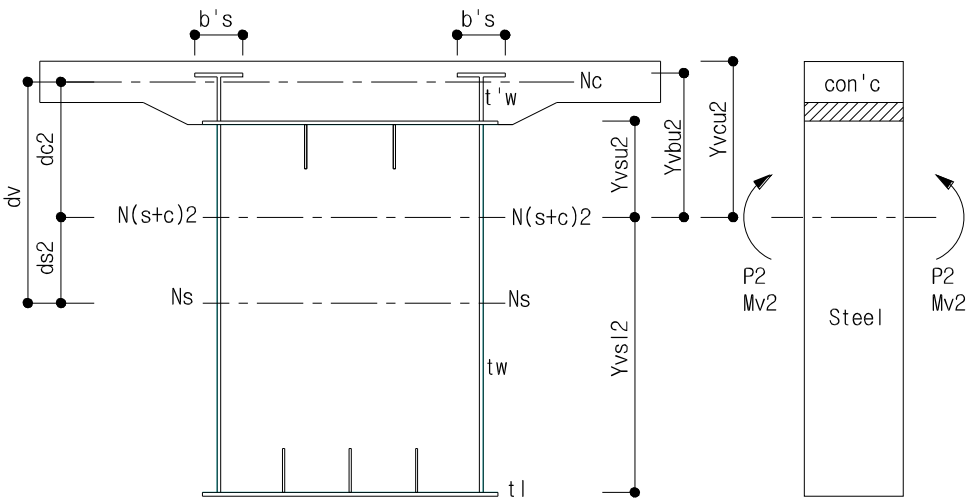
fvcl3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcl1/Ivc33) - Ec1 x fcl1 x Φ1 / Ec = -0.055 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsu1 / Ivc33 = 5.117 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsl1 / Ivc33 = 0.889 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

n2 = n x (1 + Φ2 / 2) : 크리프계수(Φ2) 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 120960 + 1732438 / 24 = 193144.933 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -11.353 + 0 + 280 / 2 = 1251.353 mm

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1251.353 x 120960 / (1732438 / 24 + 120960) = 783.679 mm

ds2 = dv - dc1

= 1251.353 - 783.679 = 467.674 mm

Yvcu2 = dc2 + tc / 2 = 923.679 mm

Yvcl2 = Yvcu2 - tc = 643.679 mm

Yvbu2 = Yvcl2 - th + 220 = 863.679 mm

Yvsu2 = Yvcu2 - tc - th + tu = 653.679 mm

Yvsl2 = Yvsu2 - (H + tu + tl) = -1568.321 mm

Ivd33 = $I33 + Ic / n2 + As \times ds2^2 + (Ac / n2) \times dc2^2$

= 103,182,809,552 + 11318597547 / 24 + 120960 x

467.674 ^{2} + (1732438 / 24) x 783.679 ^{2} = 174,443,261,305 mm^4 = 0.174 m^4

P2 = Es x εs x Ac / n2 = 3995436.1 N

Mv2 = P2 x dc2 = 3131140407.4 N-mm

Ec2 = Es / n2 = 8541.667 Mpa

fvcu4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcu2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.036 Mpa : 상단(콘크리트)

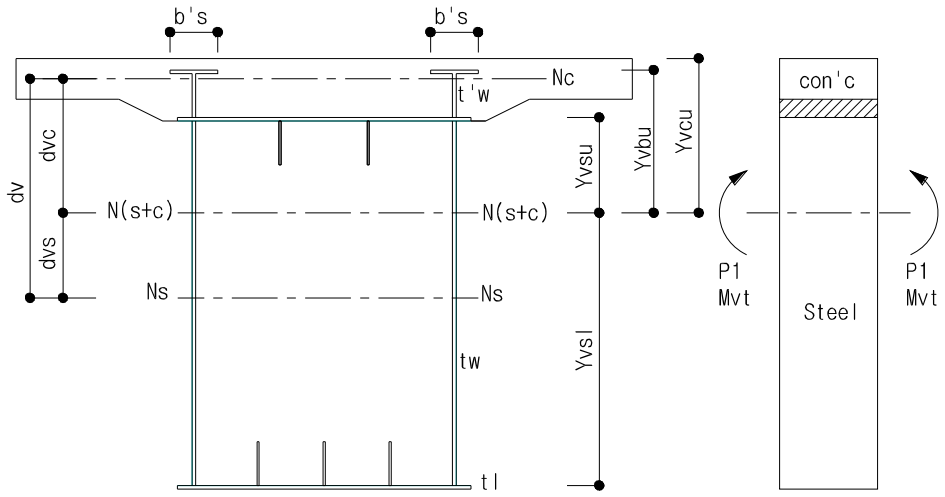
fvcl4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcl2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.159 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsu2 / Ivd33 = 27.629 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsl2 / Ivd33 = 4.028 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt = α x t : 온도변화(t)= 10 ---- 도.설 2.1.12

= 0.000012 x 10 = 0.00012

P1 = Es x εt x Ac / n = 5327248 N

Mvt = P1 x dvc = 2389085971 N

fvcu5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcu / Iv33) - Ec x εt = -1.010 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcl / Iv33) - Ec x εt = -1.229 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu5 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsu / Iv33 = 17.775 Mpa : 상연(강재)

fvsl5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsl / Iv33 = 3.882 Mpa : 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ = (Ss + Ssc + Sv)/Aw + { Mst/(2·F·Tw) + (Msct + Mvt)/(2·Fv·Tw)= 15.374 Mpa

υa = 125 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)} = 2.868 Mpa

υa = 150 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

* 활하중 재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)} = 15.501 Mpa

υa = 156.25 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력(자유돌출판_Bieup)

* 강재 SM520B 사용

① = b / 10.5 = 0 / 10.5 = 0.00 mm

② = b / 16 = 0 / 16 = 0.00 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = 24000 x (t3/b)^2 = 215.000 MPa

ts = 0 mm : 사용된 플랜지 두께(t2)

fca = = 215.000 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 강재 허용응력(Box형 플랜지)

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2 / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2 / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. t's ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t's < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2 / (t's x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (10 x 1.000 x 6)

- 23 } = 135.100 MPa

ㄷ. ③ ≤ t's < ② 이면,

fca = 220000 x { (t's x i x n) / b2 }^{2}

= 220000 x { (10 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 137.500 MPa

tu = 10 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = = 135.100 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근콘크리트 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* fck 27 MPa 사용

fca = 0.4 x fck = 10.800 MPa

fta = 0.07 x fck , but fta' 2.5 이하 = 1.890 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1					0.000	215.000	77.245	-75.819	135.100	215.000
1+2+3	3.100	1.625	10.800	10.800	0.000	215.000	90.666	-156.036	215.000	215.000
1+2+3+5	2.738	1.570	10.800	10.800	0.000	247.250	95.783	-155.148	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.703	0.410	10.800	10.800	0.000	247.250	123.413	-151.120	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.693	-0.819	12.420	2.174	0.000	279.500	141.187	-147.237	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.713	1.639	12.420	12.420	0.000	279.500	105.638	-155.002	279.500	247.250
1+2+4	0.741	0.388	12.960	12.960	0.000	258.000	80.451	-94.983	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	3.113	1.632	13.500	13.500	0.000	268.750	90.725	-156.389	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	2.752	1.577	13.500	13.500	0.000	268.750	95.842	-155.500	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	1.717	0.417	13.500	13.500	0.000	268.750	123.472	-151.473	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.706	-0.812	14.580	2.552	0.000	290.250	141.246	-147.590	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	2.727	1.647	14.580	14.580	0.000	290.250	105.697	-155.355	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /

4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력 /허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	57.2%	35.3%	OK	OK
1+2+3	28.7%	15.0%	OK	OK	0.0%	OK	42.2%	72.6%	OK	OK
1+2+3+5	25.4%	14.5%	OK	OK	0.0%	OK	38.7%	72.2%	OK	OK
1+2+3+5+6	15.8%	3.8%	OK	OK	0.0%	OK	49.9%	70.3%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	5.6%	6.6%	OK	OK	0.0%	OK	50.5%	59.5%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	21.8%	13.2%	OK	OK	0.0%	OK	37.8%	62.7%	OK	OK
1+2+4	5.7%	3.0%	OK	OK	0.0%	OK	31.2%	36.8%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	23.1%	12.1%	OK	OK	0.0%	OK	33.8%	58.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	20.4%	11.7%	OK	OK	0.0%	OK	35.7%	57.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	12.7%	3.1%	OK	OK	0.0%	OK	45.9%	56.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	4.8%	5.6%	OK	OK	0.0%	OK	48.7%	50.8%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	18.7%	11.3%	OK	OK	0.0%	OK	36.4%	53.5%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.327	0.124	0.015	0.015	0.342	0.139	OK	OK
1+2+3	0.178	0.527	0.015	0.015	0.193	0.542	OK	OK
1+2+3+5	0.150	0.521	0.015	0.015	0.165	0.536	OK	OK
1+2+3+5+6	0.249	0.494	0.015	0.015	0.264	0.509	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.255	0.355	0.015	0.015	0.270	0.370	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.143	0.393	0.015	0.015	0.158	0.408	OK	OK
1+2+4	0.097	0.136	0.000	0.000	0.098	0.136	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.114	0.339	0.010	0.010	0.124	0.348	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.127	0.335	0.010	0.010	0.137	0.345	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.211	0.318	0.010	0.010	0.221	0.328	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.237	0.259	0.010	0.010	0.247	0.268	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.133	0.286	0.010	0.010	0.142	0.296	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{77.245}{135.100}\right)^2 + \left(\frac{15.374}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.327 + 0.015 = 0.342 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-156.036}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{15.374}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.527 + 0.015 = 0.542 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 압축(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 압축(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 10 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 인장(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2' / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.2)

= 2200 / (206 x 1.2) = 8.8997 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 77.2) = 1.67 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / (121 x 0)

= 0 / (121 x 0) = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 0.0) = 0.00 < 1.2 ∴ 0 사용

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

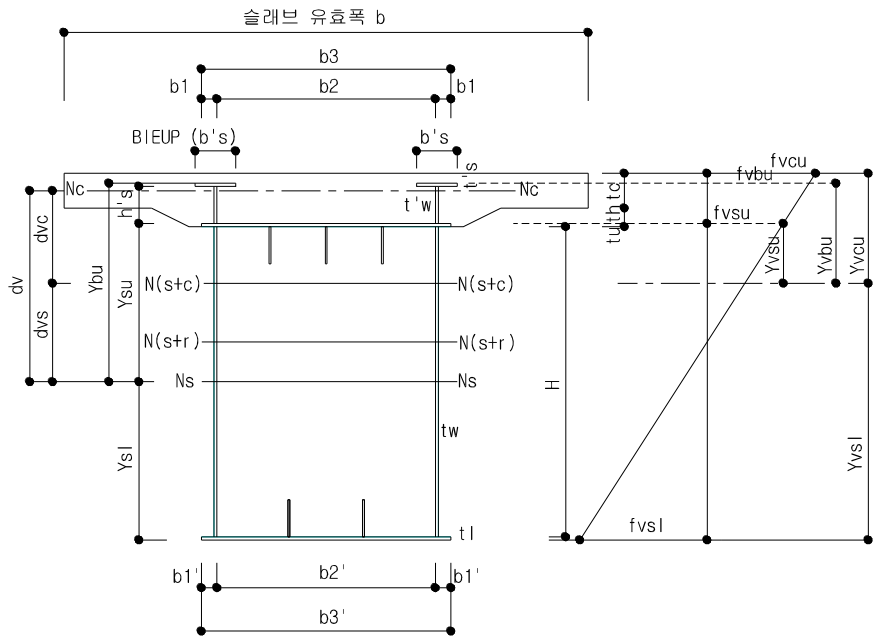
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	100.419	-98.564	355.000	OK	OK
1+2+3	6.058	3.176	16.200	OK	0.000	126.648	-255.342	355.000	OK	OK
1+2+3+7	7.069	4.405	16.200	OK	0.000	144.423	-259.225	355.000	OK	OK
1+2+3+5	5.697	3.120	16.200	OK	0.000	131.765	-254.453	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	4.661	1.961	16.200	OK	0.000	159.395	-250.426	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	3.651	0.732	16.200	OK	0.000	177.170	-246.543	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	5.672	3.190	16.200	OK	0.000	141.620	-254.308	355.000	OK	OK
1+2+4	0.955	0.500	16.200	OK	0.000	104.551	-123.266	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	6.072	3.183	16.200	OK	0.000	126.707	-255.695	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	5.062	1.954	16.200	OK	0.000	144.482	-251.812	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	5.711	3.128	16.200	OK	0.000	131.824	-254.806	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	4.675	1.968	16.200	OK	0.000	159.454	-250.778	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	3.665	0.739	16.200	OK	0.000	177.229	-246.896	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	5.685	3.197	16.200	OK	0.000	141.679	-254.661	355.000	OK	OK

4.6 단면검토(정모멘트)

[G1 : 단면 - 3] : 절점 29 로 부터 이격거리 3.744 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	6187.3	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2640.0	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2640.0	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2200	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수 Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	4277.597
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	1346.202
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	63.951
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	7543.126
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-586.048
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-175.165
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	-1.590
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-548.643
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-189.569
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-125.124
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-35.824
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-666.337
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

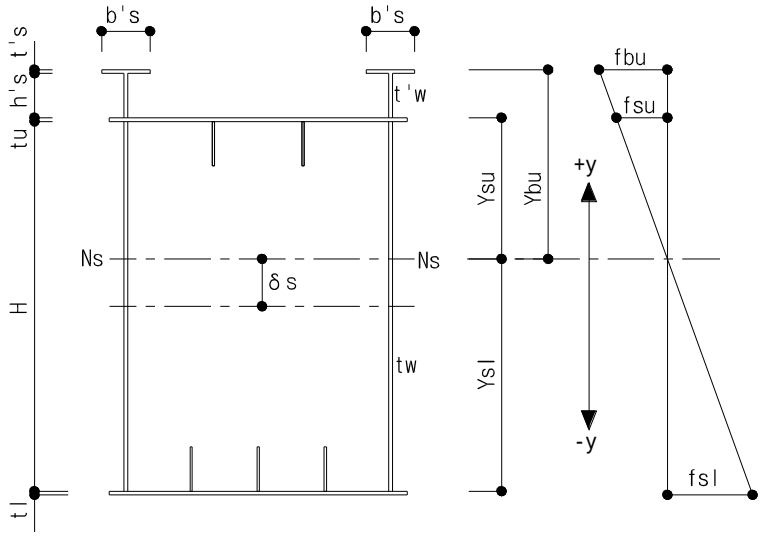
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격				As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
Upper FL.	1	;	2640	X	10	26400	1105	29172000	32235060000	220000
Upper RIB	5	;	120	X	12	7200	1040	7488000	7787520000	8640000
Bieup FL.	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
WEB	2	;	2200	X	12	52800	0	0	0	21296000000
Lower RIB	5	;	150	X	14	10500	-1025	-10762500	11031562500	19687500
Lower FL.	1	;	2640	X	12	31680	-1106	-35038080	38752116480	380160
TOTAL						128580		-9140580	89806258980	21324927660
바닥판	1	;	6187	X	280	1732438.40	1240	2.148E+09	2.6638E+12	11318597547

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ Io

= 89806258980 + 21324927660 = 111131186640 mm^4

δs = ∑AsY / ∑As

= -9140580 / 128580 = -71.089 mm

I33 = Is´ - ∑As x δs²

= 111131186640 - 128580 x -71.089 ² = 110,481,395,049 mm^4 = 0.110 m^4

Ysu = H/2 + tu - δs = 2200 / 2 + 10 - -71.089 = 1181.089 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1181.089 - 2222 = -1040.911 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,332,932 mm^2

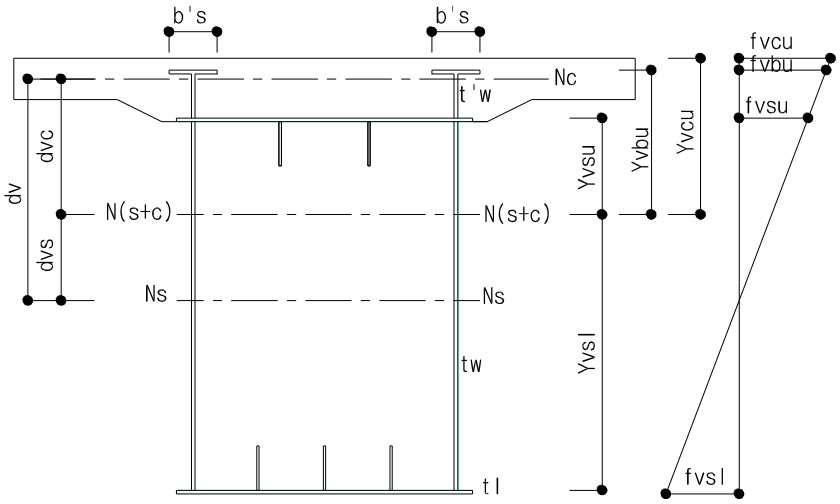
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = 45.729 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = -40.302 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 12.581 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

Av = As + Ac / n

= 128580 + 1732438 / 8 = 345134.800 mm^2

Ic = (b x tc^3) / 12

= (6187.3 x 280 ^{3}) / 12 = 11318597547 mm^4

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -71.089 + 0 + 280 / 2 = 1311.089 mm

dvc = dv x As / Av

= 1311.089 x 128580 / 345135 = 488.446 mm

dvs = dv - dvc

= 1311.089 - 488.446 = 822.642 mm

Iv33 = I33 + Ic / n + As x dvs^2 + (Ac / n) x dvc^2

= 110,481,395,049 + 11318597547 / 8 + 128580 x

822.64 ^{2} + (1732438 / 8) x 488.446 ^{2} = 250,577,105,551 mm^4 = 0.251 m^4

Fv = b x h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) x (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2)

= { (1200 + 1200 + 2400) / 2 + 12 } x { 2200

+ (10 + 280 / 8) / 2 + 12 / 2 } = 5,375,142 mm^2

Yvcu = dvc + tc / 2 = 628.446 mm

Yvcl = Yvcu - tc = 348.446 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvcu - tc - th + tu = 358.446 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1863.554 mm

fvcu = Msc · Yvcu / (n · Iv33) = 0.422 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl = Msc · Yvcl / (n · Iv33) = 0.234 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = 1.926 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = -10.012 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 4.287 Mpa

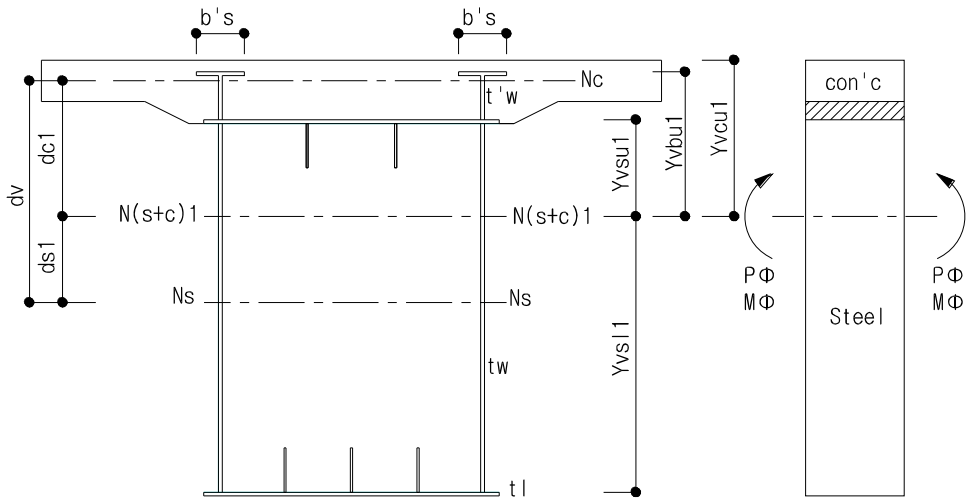
(3) 활하중 응력산정

fvcu1 =	Mv · Yvcu / (n · Iv33)	=	2.365	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl1 =	Mv · Yvcl / (n · Iv33)	=	1.311	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu1 =		=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu1 =	Mv · Yvsu / Iv33	=	10.790	Mpa	: 상연(강재)
fvsl1 =	Mv · Yvsl / Iv33	=	-56.099	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw)	=	15.556	Mpa	

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvcu2 =	Mw · Yvcu / (n · Iv33)	=	0.020	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl2 =	Mw · Yvcl / (n · Iv33)	=	0.011	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu2 =	Mw · Yvbu / Iv33	=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu2 =	Mw · Yvsu / Iv33	=	0.091	Mpa	: 상연(강재)
fvsl2 =	Mw · Yvsl / Iv33	=	-0.476	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw)	=	0.308	Mpa	

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

n1 = n x (1 + Φ1 / 2) : 크리프계수(Φ1) 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 128580 + 1732438 / 16 = 236857.400 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -71.089 + 0 + 280 / 2 = 1311.089 mm

k = 0.381 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1311.089 x 128580 / (1732438 / 16 + 128580) = 711.735 mm

ds1 = dv - dc1

= 1311.089 - 711.735 = 599.353 mm

Yvcu1 = dc1 + tc / 2 = 851.735 mm

Yvcl1 = Yvcu1 - tc = 571.735 mm

Yvbu1 = Yvcl1 - th + 220 = 791.735 mm

Yvsu1 = Yvcu1 - tc - th + tu = 581.735 mm

Yvsl1 = Yvsu1 - (H + tu + tl) = -1640.265 mm

Ivc33 = I33 + Ic / n1 + As x $ds1^2$ + (Ac / n1) x $dc1^2$

= 110,481,395,049 + 11318597547 / 16 + 128580 x

599.353 ^{2} + (1732438 / 16) x 711.735 ^{2} = 212,227,659,860 mm^4 = 0.212 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Iv33) = 568268.2 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = 568268.2 N

MΦ = PΦ · dc1 = 404456588.0 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14346.700 Mpa

fcu1 = Msc x Yvcu / (n x Iv33) = 0.422 Mpa

fcl1 = Msc x Yvcl / (n x Iv33) = 0.234 Mpa

fbu1 = Msc x Yvbu / (n x Iv33) = 0.000 Mpa

fvcu3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcu1/Ivc33) - Ec1 x fcu1 x Φ1 / Ec = -0.233 Mpa : 상단(콘크리트)

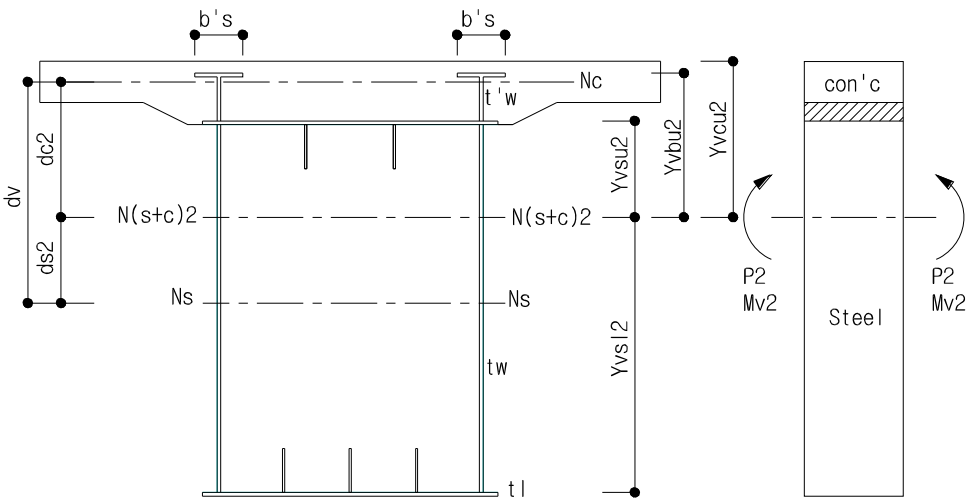
fvcl3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcl1/Ivc33) - Ec1 x fcl1 x Φ1 / Ec = -0.058 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsu1 / Ivc33 = 2.822 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsl1 / Ivc33 = 1.208 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

n2 = n x (1 + Φ2 / 2) : 크리프계수(Φ2) 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 128580 + 1732438 / 24 = 200764.933 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -71.089 + 0 + 280 / 2 = 1311.089 mm

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1311.089 x 128580 / (1732438 / 24 + 128580) = 839.687 mm

ds2 = dv - dc1

= 1311.089 - 839.687 = 471.401 mm

Yvcu2 = dc2 + tc / 2 = 979.687 mm

Yvcl2 = Yvcu2 - tc = 699.687 mm

Yvbu2 = Yvcl2 - th + 220 = 919.687 mm

Yvsu2 = Yvcu2 - tc - th + tu = 709.687 mm

Yvsl2 = Yvsu2 - (H + tu + tl) = -1512.313 mm

Ivd33 = I33 + Ic / n2 + As x ds2^2 + (Ac / n2) x dc2^2

= 110,481,395,049 + 11318597547 / 24 + 128580 x

471.401 ^{2} + (1732438 / 24) x 839.687 ^{2} = 190,421,728,210 mm^4 = 0.190 m^4

P2 = Es x εs x Ac / n2 = 3995436.1 N

Mv2 = P2 x dc2 = 3354917219.9 N-mm

Ec2 = Es / n2 = 8541.667 Mpa

fvcu4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcu2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.203 Mpa : 상단(콘크리트)

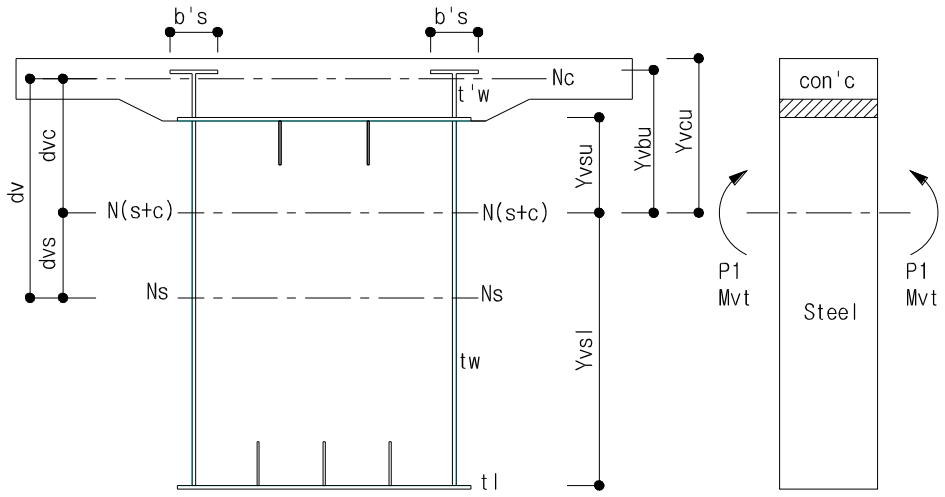
fvcl4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcl2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.281 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsu2 / Ivd33 = 24.665 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsl2 / Ivd33 = 9.749 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt = α x t : 온도변화(t)= 10 ---- 도.설 2.1.12

= 0.000012 x 10 = 0.00012

P1 = Es x εt x Ac / n = 5327248 N

Mvt = P1 x dvc = 2602074057 N

fvcu5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcu / Iv33) - Ec x εt = -1.203 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcl / Iv33) - Ec x εt = -1.341 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu5 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsu / Iv33 = 16.854 Mpa : 상연(강재)

fvsl5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsl / Iv33 = 8.062 Mpa : 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ = (Ss + Ssc + Sv)/Aw + { Mst/(2·F·Tw) + (Msct + Mvt)/(2·Fv·Tw)= 32.424 Mpa

υa = 125 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)} = 17.176 Mpa

υa = 150 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

* 활하중 재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)} = 32.578 Mpa

υa = 156.25 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력(자유돌출판_Bieup)

* 강재 SM520B 사용

① = b / 10.5 = 0 / 10.5 = 0.00 mm

② = b / 16 = 0 / 16 = 0.00 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = 24000 x (t3/b)^2 = 215.000 MPa

ts = 0 mm : 사용된 플랜지 두께(t2)

fca = = 215.000 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 강재 허용응력(Box형 플랜지)

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2 / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2 / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. t's ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t's < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2 / (t's x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (10 x 1.000 x 6) - 23 } = 135.100 MPa

ㄷ. ③ ≤ t's < ② 이면,

fca = 220000 x { (t's x i x n) / b2 }^{2}

= 220000 x { (10 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 137.500 MPa

tu = 10 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = = 135.100 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근콘크리트 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* fck 27 MPa 사용

fca = 0.4 x fck = 10.800 MPa

fta = 0.07 x fck , but fta' 2.5 이하 = 1.890 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1					0.000	215.000	45.729	-40.302	135.100	215.000
1+2+3	2.787	1.545	10.800	10.800	0.000	215.000	58.445	-106.412	215.000	215.000
1+2+3+5	2.553	1.487	10.800	10.800	0.000	247.250	61.267	-105.204	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.350	0.206	10.800	10.800	0.000	247.250	85.932	-95.455	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.147	-1.136	12.420	2.174	0.000	279.500	102.786	-87.394	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.553	1.547	12.420	12.420	0.000	279.500	69.079	-103.517	279.500	247.250
1+2+4	0.442	0.245	12.960	12.960	0.000	258.000	47.746	-50.789	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	2.797	1.551	13.500	13.500	0.000	268.750	58.491	-106.650	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	2.563	1.493	13.500	13.500	0.000	268.750	61.313	-105.442	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	1.360	0.211	13.500	13.500	0.000	268.750	85.978	-95.693	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.157	-1.130	14.580	2.552	0.000	290.250	102.831	-87.631	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	2.563	1.553	14.580	14.580	0.000	290.250	69.124	-103.755	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /

4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력 /허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	33.8%	18.7%	OK	OK
1+2+3	25.8%	14.3%	OK	OK	0.0%	OK	27.2%	49.5%	OK	OK
1+2+3+5	23.6%	13.8%	OK	OK	0.0%	OK	24.8%	48.9%	OK	OK
1+2+3+5+6	12.5%	1.9%	OK	OK	0.0%	OK	34.8%	44.4%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	1.2%	9.1%	OK	OK	0.0%	OK	36.8%	35.3%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	20.6%	12.5%	OK	OK	0.0%	OK	24.7%	41.9%	OK	OK
1+2+4	3.4%	1.9%	OK	OK	0.0%	OK	18.5%	19.7%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	20.7%	11.5%	OK	OK	0.0%	OK	21.8%	39.7%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	19.0%	11.1%	OK	OK	0.0%	OK	22.8%	39.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	10.1%	1.6%	OK	OK	0.0%	OK	32.0%	35.6%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	1.1%	7.8%	OK	OK	0.0%	OK	35.4%	30.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	17.6%	10.6%	OK	OK	0.0%	OK	23.8%	35.7%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.115	0.035	0.067	0.067	0.182	0.102	OK	OK
1+2+3	0.074	0.245	0.067	0.067	0.141	0.312	OK	OK
1+2+3+5	0.061	0.239	0.067	0.067	0.129	0.307	OK	OK
1+2+3+5+6	0.121	0.197	0.067	0.067	0.188	0.264	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.135	0.125	0.067	0.067	0.203	0.192	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.061	0.175	0.067	0.067	0.128	0.243	OK	OK
1+2+4	0.034	0.039	0.013	0.013	0.047	0.052	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.047	0.157	0.043	0.043	0.091	0.201	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.052	0.154	0.043	0.043	0.096	0.197	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.102	0.127	0.043	0.043	0.146	0.170	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.126	0.091	0.043	0.043	0.169	0.135	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.057	0.128	0.043	0.043	0.100	0.171	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{102.786}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{32.424}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.135 + 0.067 = 0.203 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-106.412}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{32.424}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.245 + 0.067 = 0.312 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 압축(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 압축(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 10 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 인장(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2' / (80 x n) = 2400 / (80 x 6)

= 5.00 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.2)

= 2200 / (206 x 1.2) = 8.8997 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 45.7) = 2.17 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / (121 x 0)

= 0 / (121 x 0) = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 0.0) = 0.00 < 1.2 ∴ 0 사용

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

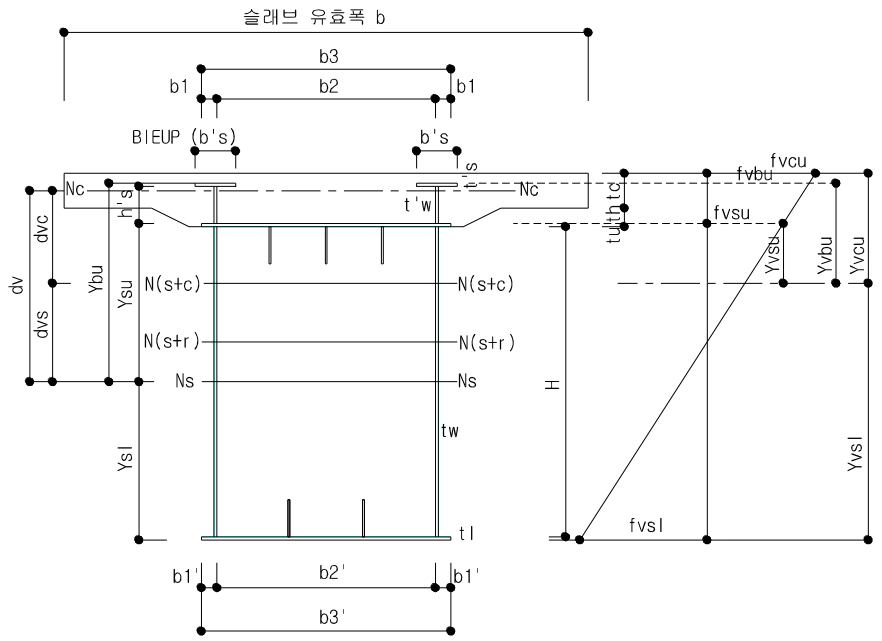
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	59.448	-52.392	355.000	OK	OK
1+2+3	5.633	3.123	16.200	OK	0.000	85.151	-186.020	355.000	OK	OK
1+2+3+7	6.836	4.465	16.200	OK	0.000	102.004	-194.081	355.000	OK	OK
1+2+3+5	5.399	3.065	16.200	OK	0.000	87.972	-184.811	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	4.196	1.784	16.200	OK	0.000	112.637	-175.063	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	2.993	0.442	16.200	OK	0.000	129.491	-167.001	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	5.399	3.125	16.200	OK	0.000	95.784	-183.124	355.000	OK	OK
1+2+4	0.569	0.315	16.200	OK	0.000	62.043	-65.883	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	5.643	3.129	16.200	OK	0.000	85.196	-186.257	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	4.440	1.787	16.200	OK	0.000	102.050	-178.196	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	5.409	3.071	16.200	OK	0.000	88.018	-185.049	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	4.206	1.789	16.200	OK	0.000	112.683	-175.301	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	3.004	0.448	16.200	OK	0.000	129.537	-167.239	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	5.409	3.131	16.200	OK	0.000	95.830	-183.362	355.000	OK	OK

4.6 단면검토(정모멘트)

[G1 : 단면 - 7] : 절점 21 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



b =	6210.0	mm
b1 =	120	mm
b2 =	2400	mm
b3 =	2640.0	mm
b1' =	120	mm
b2' =	2400	mm
b3' =	2640.0	mm
tc =	280	mm
th =	0	mm
H =	2200	mm
n =	8	mm
h's =	0	mm
b's =	0	mm
t's =	0	mm
t'w =	0	mm
UL2 =	1200	mm
UR2 =	1200	mm
tw =	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	3498.161
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	1113.579
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	58.017
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	5689.087
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	905.900
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	270.295
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	3.772
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	723.930
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	484.097
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	225.139
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	136.125
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	1301.587
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

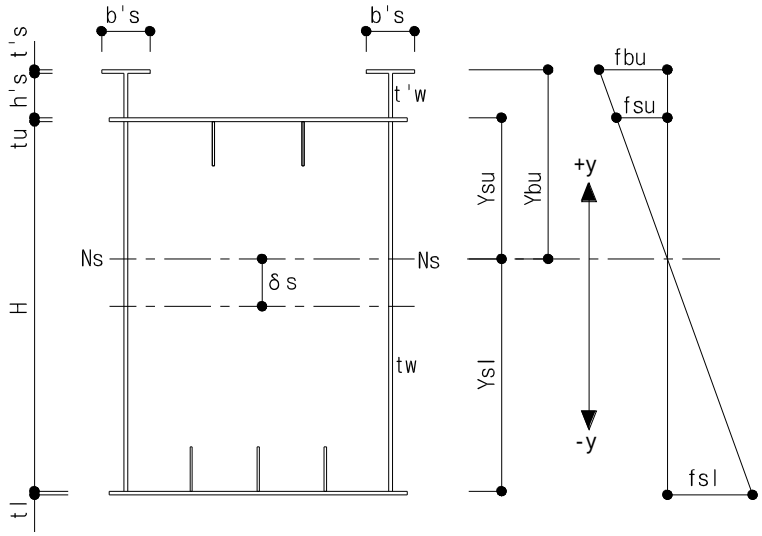
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격					As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
Upper FL.	1	;	2640	X	12	31680	1106	35038080	38752116480	380160
Upper RIB	5	;	120	X	12	7200	1040	7488000	7787520000	8640000
Bieup FL.	2	;	0	X	0		0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X	0		0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X	0		0	0	0	0
WEB	2	;	2200	X	12	52800	0	0	0	21296000000
Lower RIB	5	;	150	X	14	10500	-1025	-10762500	11031562500	19687500
Lower FL.	1	;	2640	X	12	31680	-1106	-35038080	38752116480	380160
TOTAL						133860		-3274500	96323315460	21325087820
바닥판	1	;	6210	X	280	1738794.40	1240	2.156E+09	2.67357E+12	11360123413

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ Io

= 96323315460 + 21325087820 = 117648403280 mm^4

δs = ∑AsY / ∑As

= -3274500 / 133860 = -24.462 mm

I33 = Is´ - ∑As x δs²

= 117648403280 - 133860 x -24.462 ² = 117,568,302,053 mm^4 = 0.118 m^4

Ysu = H/2 + tu - δs = 2200 / 2 + 12 - -24.462 = 1136.462 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1136.462 - 2224 = -1087.538 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,335,344 mm^2

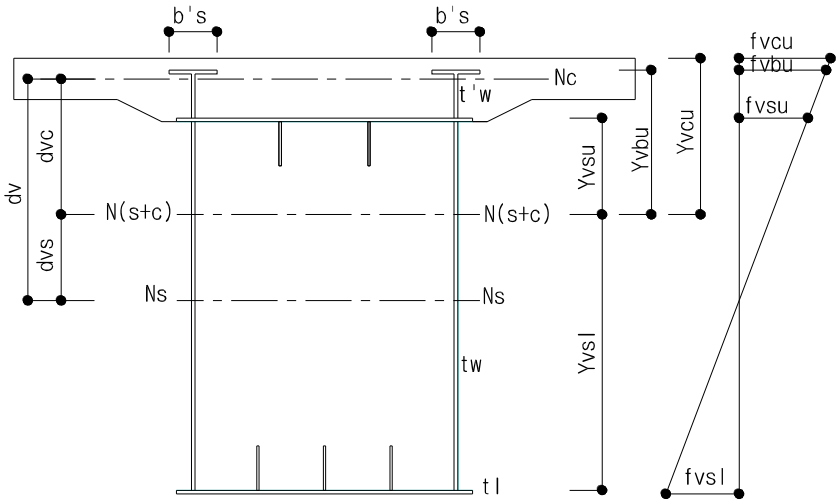
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = 33.815 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = -32.359 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 20.938 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

Av = As + Ac / n

= 133860 + 1738794 / 8 = 351209.300 mm^2

Ic = (b x tc^3) / 12

= (6210 x 280 ^{3}) / 12 = 11360123413 mm^4

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -24.462 + 0 + 280 / 2 = 1264.462 mm

dvc = dv x As / Av

= 1264.462 x 133860 / 351209 = 481.937 mm

dvs = dv - dvc

= 1264.462 - 481.937 = 782.525 mm

Iv33 = I33 + Ic / n + As x dvs^2 + (Ac / n) x dvc^2

= 117,568,302,053 + 11360123413 / 8 + 133860 x

782.52 ^{2} + (1738794 / 8) x 481.937 ^{2} = 251,439,155,144 mm^4 = 0.251 m^4

Fv = b x h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) x (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2)

= { (1200 + 1200 + 2400) / 2 + 12 } x { 2200

+ (12 + 280 / 8) / 2 + 12 / 2 } = 5,377,554 mm^2

Yvcu = dvc + tc / 2 = 621.937 mm

Yvcl = Yvcu - tc = 341.937 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvcu - tc - th + tu = 353.937 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1870.063 mm

fvcu = Msc · Yvcu / (n · Iv33) = 0.344 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl = Msc · Yvcl / (n · Iv33) = 0.189 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = 1.568 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = -8.282 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 6.864 Mpa

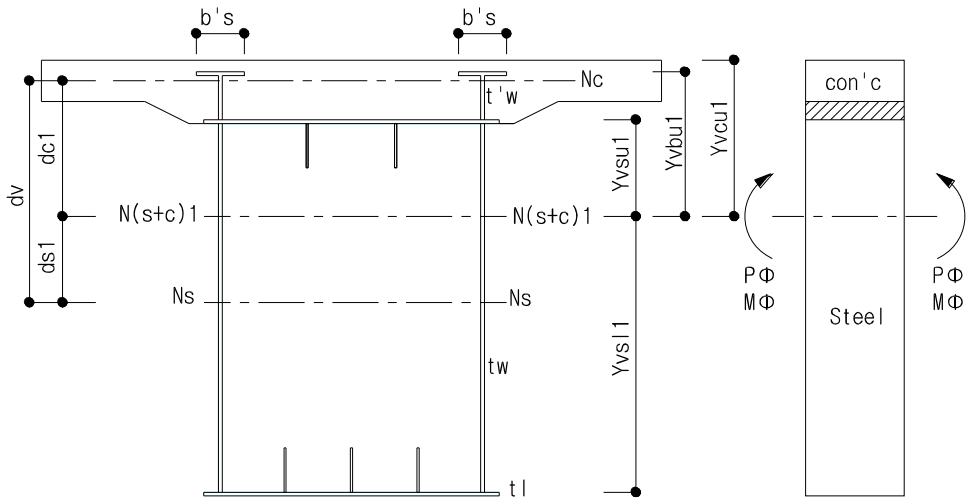
(3) 활하중 응력산정

fvcu1 =	Mv · Yvcu / (n · Iv33)	=	1.759	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl1 =	Mv · Yvcl / (n · Iv33)	=	0.967	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu1 =		=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu1 =	Mv · Yvsu / Iv33	=	8.008	Mpa	: 상연(강재)
fvsl1 =	Mv · Yvsl / Iv33	=	-42.312	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw)	=	23.796	Mpa	

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvcu2 =	Mw · Yvcu / (n · Iv33)	=	0.018	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl2 =	Mw · Yvcl / (n · Iv33)	=	0.010	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu2 =	Mw · Yvbu / Iv33	=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu2 =	Mw · Yvsu / Iv33	=	0.082	Mpa	: 상연(강재)
fvsl2 =	Mw · Yvsl / Iv33	=	-0.431	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw)	=	1.126	Mpa	

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

n1 = n x (1 + Φ1 / 2) : 크리프계수(Φ1) 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 133860 + 1738794 / 16 = 242534.650 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -24.462 + 0 + 280 / 2 = 1264.462 mm

k = -0.191 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1264.462 x 133860 / (1738794 / 16 + 133860) = 697.883 mm

ds1 = dv - dc1

= 1264.462 - 697.883 = 566.579 mm

Yvcu1 = dc1 + tc / 2 = 837.883 mm

Yvcl1 = Yvcu1 - tc = 557.883 mm

Yvbu1 = Yvcl1 - th + 220 = 777.883 mm

Yvsu1 = Yvcu1 - tc - th + tu = 569.883 mm

Yvsl1 = Yvsu1 - (H + tu + tl) = -1654.117 mm

Ivc33 = I33 + Ic / n1 + As x $ds1^2$ + (Ac / n1) x $dc1^2$

= 117,568,302,053 + 11360123413 / 16 + 133860 x

566.579 ^{2} + (1738794 / 16) x 697.883 ^{2} = 214,177,938,913 mm^4 = 0.214 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Iv33) = 463913.5 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = 463913.5 N

MΦ = PΦ · dc1 = 323757516.7 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14346.700 Mpa

fcu1 = Msc x Yvcu / (n x Iv33) = 0.344 Mpa

fcl1 = Msc x Yvcl / (n x Iv33) = 0.189 Mpa

fbu1 = Msc x Yvbu / (n x Iv33) = 0.000 Mpa

fvcu3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcu1/Ivc33) - Ec1 x fcu1 x Φ1 / Ec = -0.240 Mpa : 상단(콘크리트)

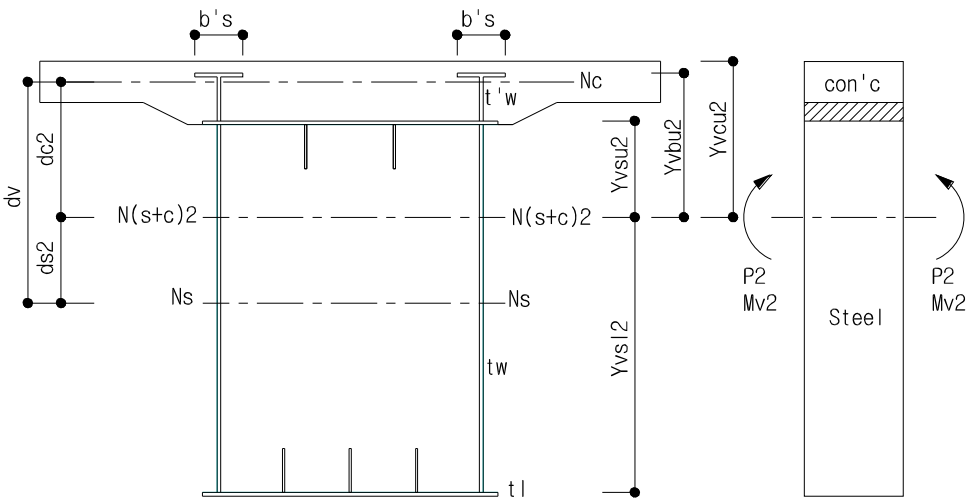
fvcl3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcl1/Ivc33) - Ec1 x fcl1 x Φ1 / Ec = -0.080 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsu1 / Ivc33 = 1.748 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsl1 / Ivc33 = 2.390 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

n2 = n x (1 + Φ2 / 2) : 크리프계수(Φ2) 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 133860 + 1738794 / 24 = 206309.767 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -24.462 + 0 + 280 / 2 = 1264.462 mm

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1264.462 x 133860 / (1738794 / 24 + 133860) = 820.421 mm

ds2 = dv - dc1

= 1264.462 - 820.421 = 444.041 mm

Yvcu2 = dc2 + tc / 2 = 960.421 mm

Yvcl2 = Yvcu2 - tc = 680.421 mm

Yvbu2 = Yvcl2 - th + 220 = 900.421 mm

Yvsu2 = Yvcu2 - tc - th + tu = 692.421 mm

Yvsl2 = Yvsu2 - (H + tu + tl) = -1531.579 mm

Ivd33 = $I33 + Ic / n2 + As \times ds2^2 + (Ac / n2) \times dc2^2$

= 117,568,302,053 + 11360123413 / 24 + 133860 x

444.041 ^{2} + (1738794 / 24) x 820.421 ^{2} = 193,200,412,266 mm^4 = 0.193 m^4

P2 = Es x εs x Ac / n2 = 4010094.6 N

Mv2 = P2 x dc2 = 3289966488.3 N-mm

Ec2 = Es / n2 = 8541.667 Mpa

fvcu4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcu2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.627 Mpa : 상단(콘크리트)

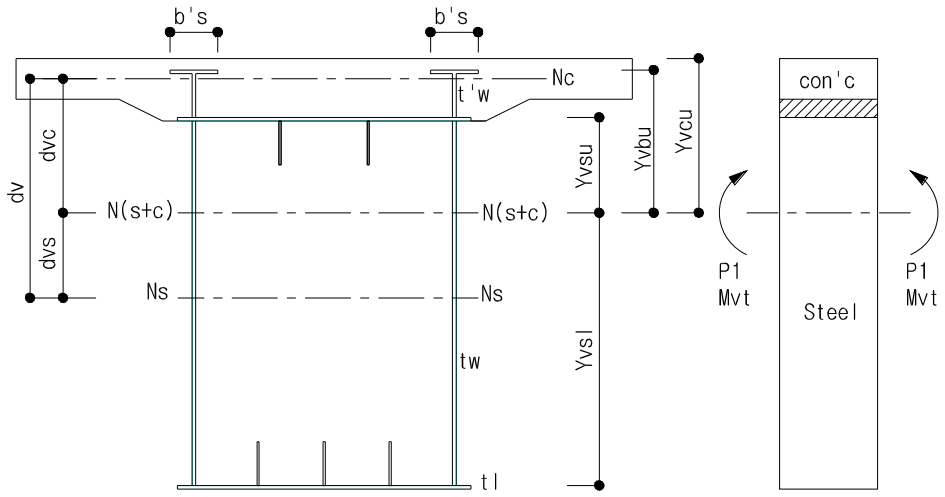
fvcl4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcl2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.589 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsu2 / Ivd33 = 17.185 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsl2 / Ivd33 = 24.419 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt = α x t : 온도변화(t)= 10 ---- 도.설 2.1.12

= 0.000012 x 10 = 0.00012

P1 = Es x εt x Ac / n = 5346793 N

Mvt = P1 x dvc = 2576819458 N

fvcu5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcu / Iv33) - Ec x εt = -1.692 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcl / Iv33) - Ec x εt = -1.624 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu5 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsu / Iv33 = 14.531 Mpa : 상연(강재)

fvsl5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsl / Iv33 = 18.885 Mpa : 상연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ = (Ss + Ssc + Sv)/Aw + { Mst/(2·F·Tw) + (Msct + Mvt)/(2·Fv·Tw)= 51.597 Mpa

υa = 125 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)} = 28.928 Mpa

υa = 150 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

* 활하중 재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)} = 52.160 Mpa

υa = 156.25 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력(자유돌출판_Bieup)

* 강재 SM520B 사용

① = b / 10.5 = 0 / 10.5 = 0.00 mm

② = b / 16 = 0 / 16 = 0.00 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = 24000 x (t3/b)^2 = 215.000 MPa

ts = 0 mm : 사용된 플랜지 두께(t2)

fca = = 215.000 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, ㅠ형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 강재 허용응력(Box형 플랜지)

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2 / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2 / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. t's ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t's < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2 / (t's x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (12 x 1.000 x 6)

- 23 } = 166.433 MPa

ㄷ. ③ ≤ t's < ② 이면,

fca = 220000 x { (t's x i x n) / b2 }^{2}

= 220000 x { (12 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 198.000 MPa

tu = 12 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = = 166.433 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근콘크리트 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* fck 27 MPa 사용

fca = 0.4 x fck = 10.800 MPa

fta = 0.07 x fck , but fta' 2.5 이하 = 1.890 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1					0.000	215.000	33.815	-32.359	166.433	215.000
1+2+3	2.103	1.156	10.800	10.800	0.000	215.000	43.390	-82.953	215.000	215.000
1+2+3+5	1.863	1.077	10.800	10.800	0.000	247.250	45.139	-80.563	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.237	-0.512	10.800	1.890	0.000	247.250	62.324	-56.144	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-1.456	-2.136	2.174	2.174	0.000	279.500	76.855	-37.259	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.929	1.112	12.420	12.420	0.000	279.500	47.792	-75.029	279.500	247.250
1+2+4	0.362	0.199	12.960	12.960	0.000	258.000	35.464	-41.073	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	2.112	1.161	13.500	13.500	0.000	268.750	43.431	-83.169	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	1.872	1.082	13.500	13.500	0.000	268.750	45.179	-80.779	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.246	-0.507	13.500	2.363	0.000	268.750	62.364	-56.360	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-1.447	-2.131	2.552	2.552	0.000	290.250	76.896	-37.475	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	1.938	1.117	14.580	14.580	0.000	290.250	47.833	-75.244	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /

4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력 /허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	20.3%	15.1%	OK	OK
1+2+3	19.5%	10.7%	OK	OK	0.0%	OK	20.2%	38.6%	OK	OK
1+2+3+5	17.3%	10.0%	OK	OK	0.0%	OK	18.3%	37.5%	OK	OK
1+2+3+5+6	2.2%	4.7%	OK	OK	0.0%	OK	25.2%	26.1%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	67.0%	98.3%	OK	OK	0.0%	OK	27.5%	15.1%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	15.5%	9.0%	OK	OK	0.0%	OK	17.1%	30.3%	OK	OK
1+2+4	2.8%	1.5%	OK	OK	0.0%	OK	13.7%	15.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	15.6%	8.6%	OK	OK	0.0%	OK	16.2%	30.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	13.9%	8.0%	OK	OK	0.0%	OK	16.8%	30.1%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	1.8%	3.8%	OK	OK	0.0%	OK	23.2%	21.0%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	56.7%	83.5%	OK	OK	0.0%	OK	26.5%	12.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	13.3%	7.7%	OK	OK	0.0%	OK	16.5%	25.9%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.041	0.023	0.170	0.170	0.212	0.193	OK	OK
1+2+3	0.041	0.149	0.170	0.170	0.211	0.319	OK	OK
1+2+3+5	0.033	0.140	0.170	0.170	0.204	0.311	OK	OK
1+2+3+5+6	0.064	0.068	0.170	0.170	0.234	0.239	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.076	0.023	0.170	0.170	0.246	0.193	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.029	0.092	0.170	0.170	0.200	0.262	OK	OK
1+2+4	0.019	0.025	0.037	0.037	0.056	0.063	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.026	0.096	0.111	0.111	0.138	0.207	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.028	0.090	0.111	0.111	0.140	0.202	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.054	0.044	0.111	0.111	0.165	0.155	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.070	0.017	0.111	0.111	0.182	0.128	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.027	0.067	0.111	0.111	0.139	0.179	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{76.855}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{51.597}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.076 + 0.170 = 0.246 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-82.953}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{51.597}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.149 + 0.170 = 0.319 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 압축(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 압축(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 12 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 인장(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2' / (80 x n) = 2400 / (80 x 6)

= 5.00 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.2)

= 2200 / (206 x 1.2) = 8.8997 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 33.8) = 2.52 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / (121 x 0)

= 0 / (121 x 0) = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 0.0) = 0.00 < 1.2 ∴ 0 사용

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

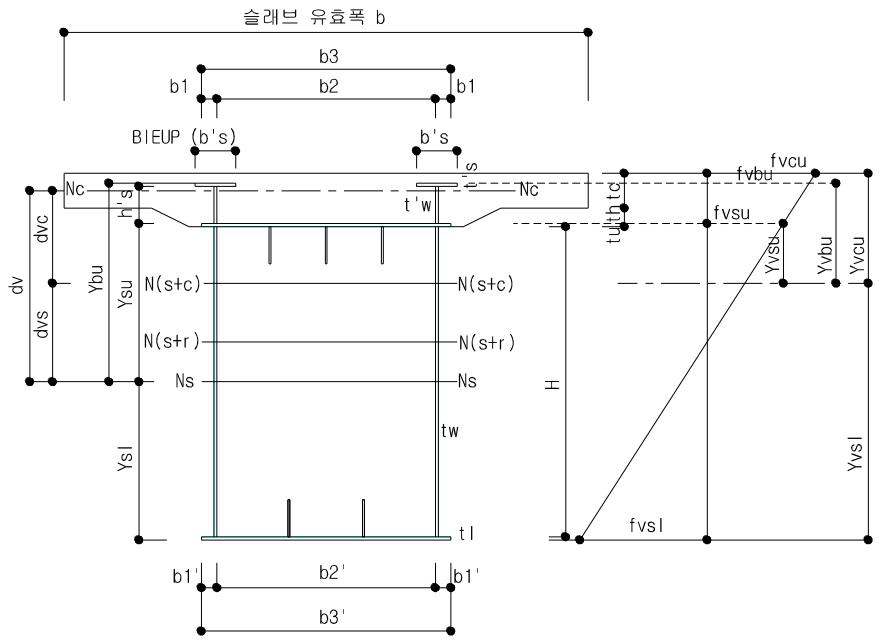
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	43.959	-42.067	355.000	OK	OK
1+2+3	4.229	2.325	16.200	OK	0.000	63.214	-143.805	355.000	OK	OK
1+2+3+7	5.922	3.949	16.200	OK	0.000	77.746	-162.689	355.000	OK	OK
1+2+3+5	3.990	2.246	16.200	OK	0.000	64.963	-141.414	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	2.363	0.657	16.200	OK	0.000	82.148	-116.995	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.671	-0.967	16.200	OK	0.000	96.679	-98.111	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	4.055	2.281	16.200	OK	0.000	67.617	-135.880	355.000	OK	OK
1+2+4	0.466	0.256	16.200	OK	0.000	46.078	-53.265	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	4.238	2.330	16.200	OK	0.000	63.255	-144.020	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	2.546	0.706	16.200	OK	0.000	77.786	-125.136	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	3.999	2.250	16.200	OK	0.000	65.004	-141.630	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	2.372	0.662	16.200	OK	0.000	82.189	-117.211	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.680	-0.962	16.200	OK	0.000	96.720	-98.326	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	4.064	2.286	16.200	OK	0.000	67.657	-136.096	355.000	OK	OK

4.6 단면검토(정모멘트)

[G1 : 단면 - 8] : 절점 19 로 부터 이격거리 3.121 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	6210.0	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2640.0	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2640.0	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2200	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수 Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	8123.725
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	2504.885
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	77.192
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	7489.235
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	472.450
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	141.457
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	2.466
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	574.370
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	324.421
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	163.050
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	66.908
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	869.345
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

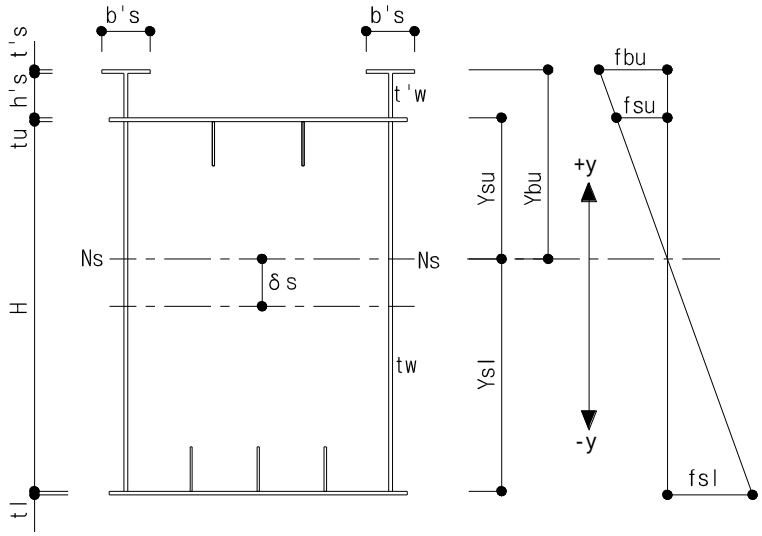
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격					As(mm²)	y(mm)	As*y(mm³)	As*y²(mm⁴)	Io(mm⁴)
Upper FL.	1	;	2640	X	12	31680	1106	35038080	38752116480	380160
Upper RIB	5	;	120	X	12	7200	1040	7488000	7787520000	8640000
Bieup FL.	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
WEB	2	;	2200	X	12	52800	0	0	0	21296000000
Lower RIB	2	;	120	X	12	2880	-1040	-2995200	3115008000	3456000
Lower FL.	1	;	2640	X	12	31680	-1106	-35038080	38752116480	380160
TOTAL						126240		4492800	88406760960	21308856320
바닥판	1	;	6210	X	280	1738794.40	1240	2.156E+09	2.67357E+12	11360123413

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ Io

= 88406760960 + 21308856320 = 109715617280 mm⁴

δs = ∑AsY / ∑As

= 4492800 / 126240 = 35.589 mm

I33 = Is´ - ∑As x δs²

= 109715617280 - 126240 x 35.589 ² = 109,555,721,432 mm⁴ = 0.110 m⁴

Ysu = H/2 + tu - δs = 2200 / 2 + 12 - 35.589 = 1076.411 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1076.411 - 2224 = -1147.589 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,335,344 mm²

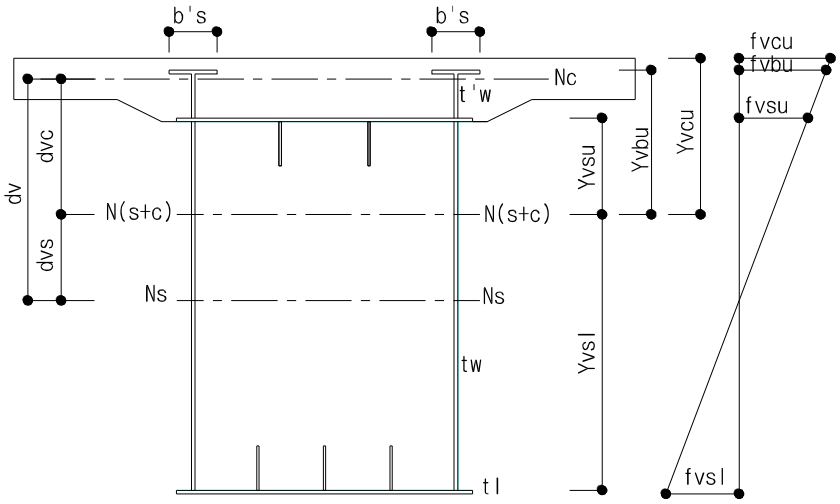
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = 79.818 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = -85.096 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 11.482 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

Av = As + Ac / n

= 126240 + 1738794 / 8 = 343589.300 mm^2

Ic = (b x tc^3) / 12

= (6210 x 280 ^{3}) / 12 = 11360123413 mm^4

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - 35.589 + 0 + 280 / 2 = 1204.411 mm

dvc = dv x As / Av

= 1204.411 x 126240 / 343589 = 442.519 mm

dvs = dv - dvc

= 1204.411 - 442.519 = 761.892 mm

Iv33 = I33 + Ic / n + As x dvs^2 + (Ac / n) x dvc^2

= 109,555,721,432 + 11360123413 / 8 + 126240 x

761.89 ^{2} + (1738794 / 8) x 442.519 ^{2} = 226,817,396,956 mm^4 = 0.227 m^4

Fv = b x h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) x (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2)

= { (1200 + 1200 + 2400) / 2 + 12 } x { 2200

+ (12 + 280 / 8) / 2 + 12 / 2 } = 5,377,554 mm^2

Yvcu = dvc + tc / 2 = 582.519 mm

Yvcl = Yvcu - tc = 302.519 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvcu - tc - th + tu = 314.519 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1909.481 mm

fvcu = Msc · Yvcu / (n · Iv33) = 0.804 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl = Msc · Yvcl / (n · Iv33) = 0.418 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = 3.473 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = -21.088 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 3.942 Mpa

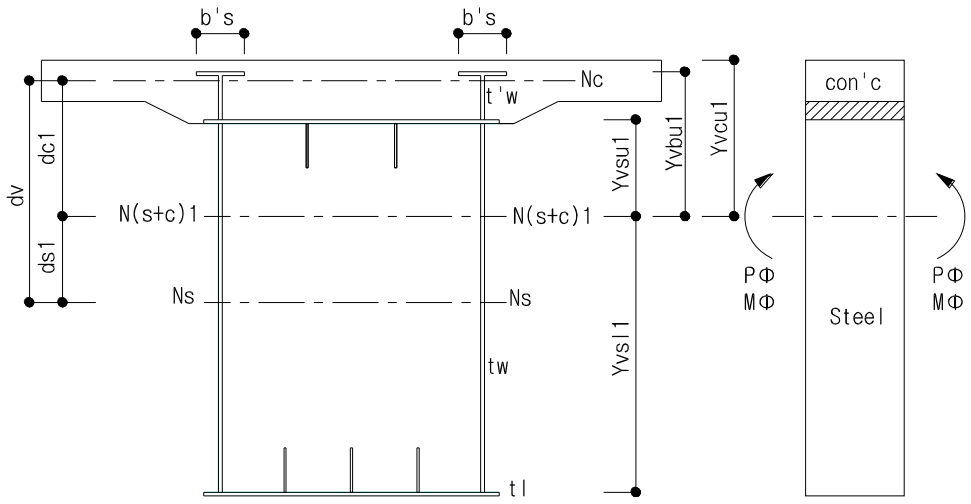
(3) 활하중 응력산정

fvcu1 =	Mv · Yvcu / (n · Iv33)	=	2.404	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl1 =	Mv · Yvcl / (n · Iv33)	=	1.249	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu1 =		=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu1 =	Mv · Yvsu / Iv33	=	10.385	Mpa	: 상연(강재)
fvsl1 =	Mv · Yvsl / Iv33	=	-63.049	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw)	=	17.614	Mpa	

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvcu2 =	Mw · Yvcu / (n · Iv33)	=	0.025	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl2 =	Mw · Yvcl / (n · Iv33)	=	0.013	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu2 =	Mw · Yvbu / Iv33	=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu2 =	Mw · Yvsu / Iv33	=	0.107	Mpa	: 상연(강재)
fvsl2 =	Mw · Yvsl / Iv33	=	-0.650	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw)	=	0.565	Mpa	

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

n1 = n x (1 + Φ1 / 2) : 크리프계수(Φ1) 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 126240 + 1738794 / 16 = 234914.650 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - 35.589 + 0 + 280 / 2 = 1204.411 mm

k = -0.191 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1204.411 x 126240 / (1738794 / 16 + 126240) = 647.234 mm

ds1 = dv - dc1

= 1204.411 - 647.234 = 557.176 mm

Yvcu1 = dc1 + tc / 2 = 787.234 mm

Yvcl1 = Yvcu1 - tc = 507.234 mm

Yvbu1 = Yvcl1 - th + 220 = 727.234 mm

Yvsu1 = Yvcu1 - tc - th + tu = 519.234 mm

Yvsl1 = Yvsu1 - (H + tu + tl) = -1704.766 mm

Ivc33 = I33 + Ic / n1 + As x $ds1^2$ + (Ac / n1) x $dc1^2$

= 109,555,721,432 + 11360123413 / 16 + 126240 x

557.176 ^{2} + (1738794 / 16) x 647.234 ^{2} = 194,981,507,628 mm^4 = 0.195 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Iv33) = 1062188.5 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = 1062188.5 N

MΦ = PΦ · dc1 = 687484713.7 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14346.700 Mpa

fcu1 = Msc x Yvcu / (n x Iv33) = 0.804 Mpa

fcl1 = Msc x Yvcl / (n x Iv33) = 0.418 Mpa

fbu1 = Msc x Yvbu / (n x Iv33) = 0.000 Mpa

fvcu3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcu1/Ivc33) - Ec1 x fcu1 x Φ1 / Ec = -0.555 Mpa : 상단(콘크리트)

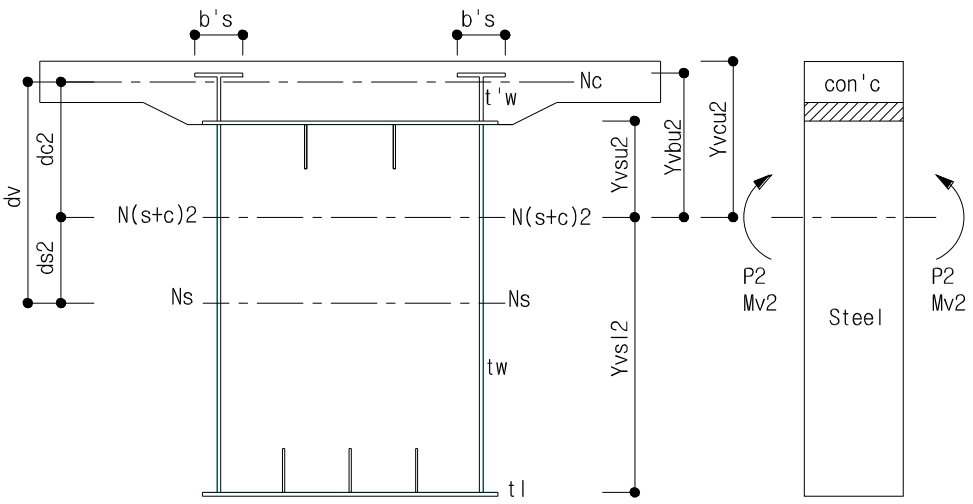
fvcl3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcl1/Ivc33) - Ec1 x fcl1 x Φ1 / Ec = -0.156 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsu1 / Ivc33 = 4.172 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsl1 / Ivc33 = 5.670 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

n2 = n x (1 + Φ2 / 2) : 크리프계수(Φ2) 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 126240 + 1738794 / 24 = 198689.767 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - 35.589 + 0 + 280 / 2 = 1204.411 mm

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1204.411 x 126240 / (1738794 / 24 + 126240) = 765.237 mm

ds2 = dv - dc1

= 1204.411 - 765.237 = 439.173 mm

Yvcu2 = dc2 + tc / 2 = 905.237 mm

Yvcl2 = Yvcu2 - tc = 625.237 mm

Yvbu2 = Yvcl2 - th + 220 = 845.237 mm

Yvsu2 = Yvcu2 - tc - th + tu = 637.237 mm

Yvsl2 = Yvsu2 - (H + tu + tl) = -1586.763 mm

Ivd33 = $I33 + Ic / n2 + As \times ds2^2 + (Ac / n2) \times dc2^2$

= 109,555,721,432 + 11360123413 / 24 + 126240 x

439.173 ^{2} + (1738794 / 24) x 765.237 ^{2} = 176,803,099,274 mm^4 = 0.177 m^4

P2 = Es x εs x Ac / n2 = 4010094.6 N

Mv2 = P2 x dc2 = 3068673537.6 N-mm

Ec2 = Es / n2 = 8541.667 Mpa

fvcu4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcu2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.590 Mpa : 상단(콘크리트)

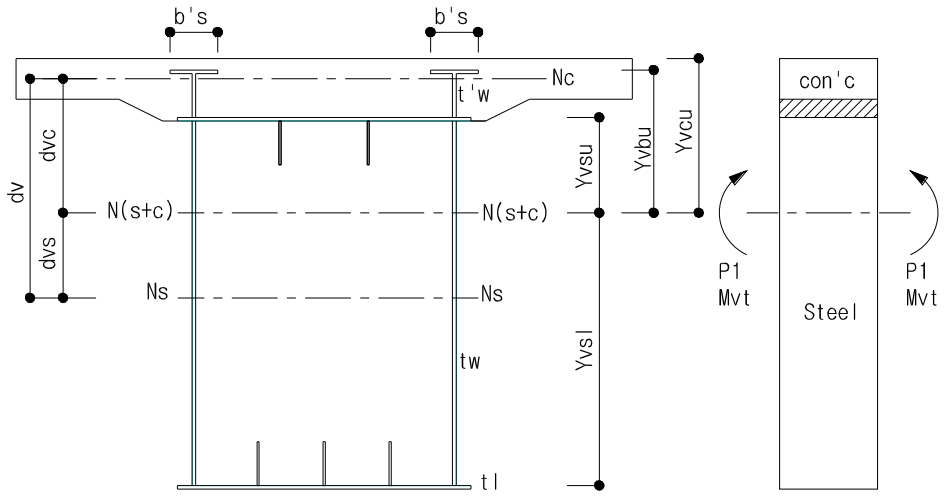
fvcl4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcl2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.552 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsu2 / Ivd33 = 18.070 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsl2 / Ivd33 = 25.443 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt = α x t : 온도변화(t)= 10 ---- 도.설 2.1.12

= 0.000012 x 10 = 0.00012

P1 = Es x εt x Ac / n = 5346793 N

Mvt = P1 x dvc = 2366057496 N

fvcu5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcu / Iv33) - Ec x εt = -1.643 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcl / Iv33) - Ec x εt = -1.573 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu5 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsu / Iv33 = 14.935 Mpa : 상연(강재)

fvsl5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsl / Iv33 = 19.366 Mpa : 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ = (Ss + Ssc + Sv)/Aw + { Mst/(2·F·Tw) + (Msct + Mvt)/(2·Fv·Tw)= 33.038 Mpa

υa = 125 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)} = 15.989 Mpa

υa = 150 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

* 활하중 재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)} = 33.321 Mpa

υa = 156.25 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력(자유돌출판_Bieup)

* 강재 SM520B 사용

① = b / 10.5 = 0 / 10.5 = 0.00 mm

② = b / 16 = 0 / 16 = 0.00 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = 24000 x (t3/b)^2 = 215.000 MPa

ts = 0 mm : 사용된 플랜지 두께(t2)

fca = = 215.000 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 강재 허용응력(Box형 플랜지)

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2 / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2 / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. t's ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t's < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2 / (t's x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (12 x 1.000 x 6)

- 23 } = 166.433 MPa

ㄷ. ③ ≤ t's < ② 이면,

fca = 220000 x { (t's x i x n) / b2 }^{2}

= 220000 x { (12 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 198.000 MPa

tu = 12 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = = 166.433 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근콘크리트 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* fck 27 MPa 사용

fca = 0.4 x fck = 10.800 MPa

fta = 0.07 x fck , but fta' 2.5 이하 = 1.890 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1					0.000	215.000	79.818	-85.096	166.433	215.000
1+2+3	3.208	1.666	10.800	10.800	0.000	215.000	93.676	-169.232	215.000	215.000
1+2+3+5	2.654	1.510	10.800	10.800	0.000	247.250	97.848	-163.562	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.063	-0.042	10.800	1.890	0.000	247.250	115.918	-138.119	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.580	-1.615	2.174	2.174	0.000	279.500	130.853	-118.752	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.706	1.532	12.420	12.420	0.000	279.500	100.983	-157.485	279.500	247.250
1+2+4	0.829	0.430	12.960	12.960	0.000	258.000	83.398	-106.833	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	3.221	1.673	13.500	13.500	0.000	268.750	93.729	-169.557	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	2.666	1.516	13.500	13.500	0.000	268.750	97.901	-163.887	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	1.076	-0.035	13.500	2.363	0.000	268.750	115.971	-138.444	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-0.567	-1.609	2.552	2.552	0.000	290.250	130.906	-119.077	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	2.719	1.538	14.580	14.580	0.000	290.250	101.037	-157.810	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /

4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력 /허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	48.0%	39.6%	OK	OK
1+2+3	29.7%	15.4%	OK	OK	0.0%	OK	43.6%	78.7%	OK	OK
1+2+3+5	24.6%	14.0%	OK	OK	0.0%	OK	39.6%	76.1%	OK	OK
1+2+3+5+6	9.8%	0.4%	OK	OK	0.0%	OK	46.9%	64.2%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	26.7%	74.3%	OK	OK	0.0%	OK	46.8%	48.0%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	21.8%	12.3%	OK	OK	0.0%	OK	36.1%	63.7%	OK	OK
1+2+4	6.4%	3.3%	OK	OK	0.0%	OK	32.3%	41.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	23.9%	12.4%	OK	OK	0.0%	OK	34.9%	63.1%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	19.7%	11.2%	OK	OK	0.0%	OK	36.4%	61.0%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	8.0%	0.3%	OK	OK	0.0%	OK	43.2%	51.5%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	22.2%	63.1%	OK	OK	0.0%	OK	45.1%	41.0%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	18.6%	10.5%	OK	OK	0.0%	OK	34.8%	54.4%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.230	0.157	0.070	0.070	0.300	0.227	OK	OK
1+2+3	0.190	0.620	0.070	0.070	0.260	0.689	OK	OK
1+2+3+5	0.157	0.579	0.070	0.070	0.226	0.649	OK	OK
1+2+3+5+6	0.220	0.413	0.070	0.070	0.290	0.483	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.219	0.231	0.070	0.070	0.289	0.301	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.131	0.406	0.070	0.070	0.200	0.476	OK	OK
1+2+4	0.104	0.171	0.011	0.011	0.116	0.183	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.122	0.398	0.045	0.045	0.167	0.444	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.133	0.372	0.045	0.045	0.178	0.417	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.186	0.265	0.045	0.045	0.232	0.311	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.203	0.168	0.045	0.045	0.249	0.214	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.121	0.296	0.045	0.045	0.167	0.341	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{79.818}{166.433}\right)^2 + \left(\frac{33.038}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.230 + 0.070 = 0.300 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-169.232}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{33.038}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.620 + 0.070 = 0.689 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 압축(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 압축(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 12 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 인장(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2' / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.2)

= 2200 / (206 x 1.2) = 8.8997 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 79.8) = 1.64 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / (121 x 0)

= 0 / (121 x 0) = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 0.0) = 0.00 < 1.2 ∴ 0 사용

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

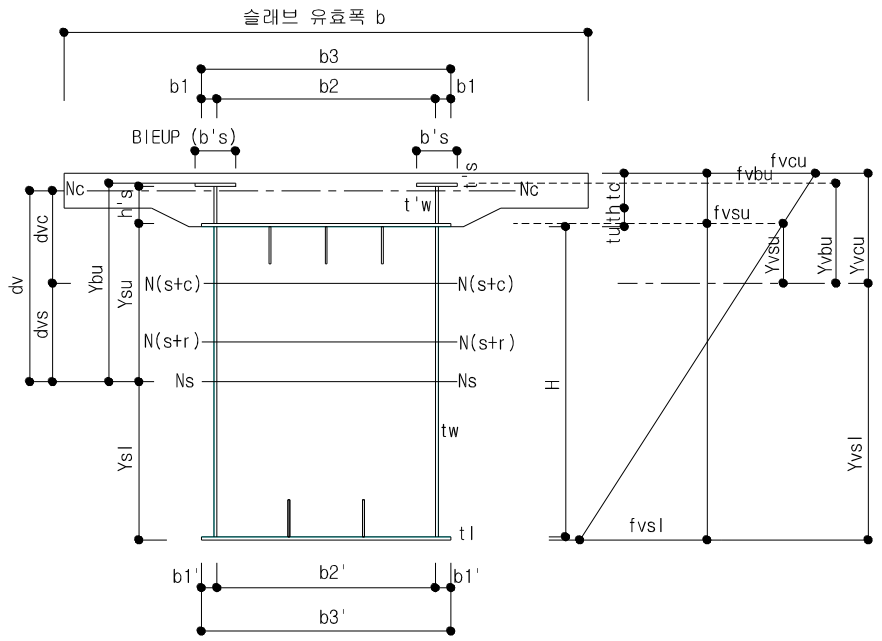
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	103.763	-110.624	355.000	OK	OK
1+2+3	6.215	3.227	16.200	OK	0.000	130.606	-273.593	355.000	OK	OK
1+2+3+7	7.858	4.801	16.200	OK	0.000	145.541	-292.959	355.000	OK	OK
1+2+3+5	5.660	3.071	16.200	OK	0.000	134.778	-267.923	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	4.070	1.519	16.200	OK	0.000	152.848	-242.480	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	2.426	-0.054	16.200	OK	0.000	167.783	-223.113	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	5.713	3.093	16.200	OK	0.000	137.913	-261.846	355.000	OK	OK
1+2+4	1.070	0.556	16.200	OK	0.000	108.385	-138.688	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	6.227	3.234	16.200	OK	0.000	130.660	-273.918	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	4.584	1.660	16.200	OK	0.000	145.594	-254.551	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	5.672	3.077	16.200	OK	0.000	134.831	-268.248	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	4.082	1.526	16.200	OK	0.000	152.901	-242.805	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	2.439	-0.048	16.200	OK	0.000	167.836	-223.438	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	5.725	3.099	16.200	OK	0.000	137.967	-262.171	355.000	OK	OK

4.6 단면검토(정모멘트)

[G1 : 단면 - 9] : 절점 18 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	6210.0	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2640.0	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2640.0	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2200	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수 Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	10119.974
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	3099.234
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	77.856
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	8235.218
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-28.986
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-6.969
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	-3.860
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-431.606
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	131.115
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-7.449
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	22.611
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	719.343
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

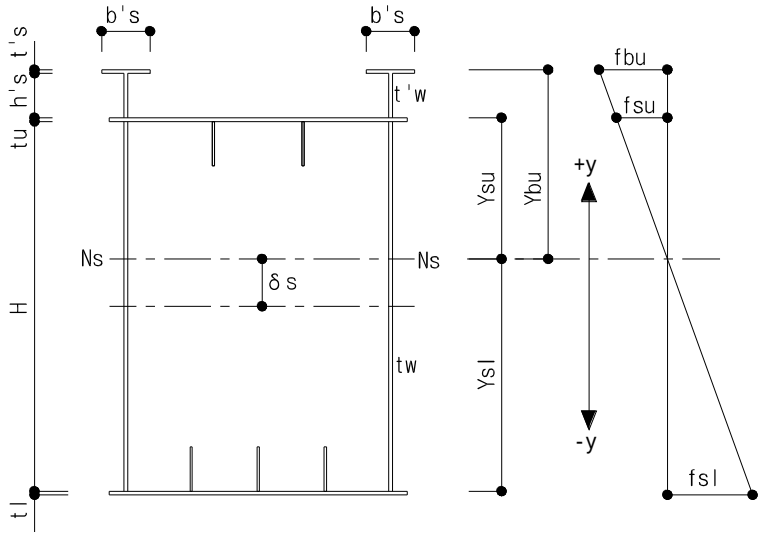
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격					As(mm²)	y(mm)	As*y(mm³)	As*y²(mm⁴)	Io(mm⁴)
Upper FL.	1	;	2640	X	12	31680	1106	35038080	38752116480	380160
Upper RIB	5	;	120	X	12	7200	1040	7488000	7787520000	8640000
Bieup FL.	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
WEB	2	;	2200	X	12	52800	0	0	0	21296000000
Lower RIB	2	;	120	X	12	2880	-1040	-2995200	3115008000	3456000
Lower FL.	1	;	2640	X	16	42240	-1108	-46801920	51856527360	901120
TOTAL						136800		-7271040	1.01511E+11	21309377280
바닥판	1	;	6210	X	280	1738794.40	1240	2.156E+09	2.67357E+12	11360123413

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ Io

= 101511171840 + 21309377280 = 122820549120 mm⁴

δs = ∑AsY / ∑As

= -7271040 / 136800 = -53.151 mm

I33 = Is´ - ∑As x δs²

= 122820549120 - 136800 x -53.151 ² = 122,434,086,966 mm⁴ = 0.122 m⁴

Ysu = H/2 + tu - δs = 2200 / 2 + 12 - -53.151 = 1165.151 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1165.151 - 2228 = -1062.849 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,340,168 mm²

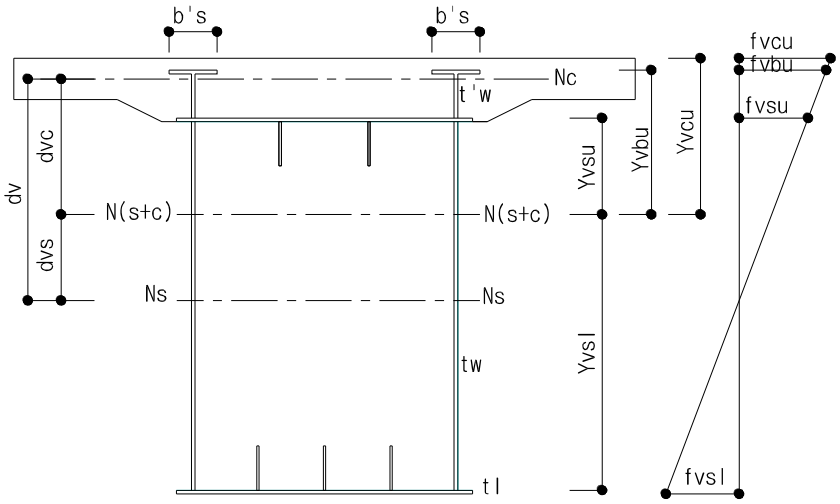
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = 96.307 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = -87.851 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 1.572 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

Av = As + Ac / n

= 136800 + 1738794 / 8 = 354149.300 mm^2

Ic = (b x tc^3) / 12

= (6210 x 280 ^{3}) / 12 = 11360123413 mm^4

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -53.151 + 0 + 280 / 2 = 1293.151 mm

dvc = dv x As / Av

= 1293.151 x 136800 / 354149 = 499.515 mm

dvs = dv - dvc

= 1293.151 - 499.515 = 793.635 mm

Iv33 = I33 + Ic / n + As x dvs^2 + (Ac / n) x dvc^2

= 122,434,086,966 + 11360123413 / 8 + 136800 x

793.64 ^{2} + (1738794 / 8) x 499.515 ^{2} = 264,250,625,590 mm^4 = 0.264 m^4

Fv = b x h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) x (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2)

= { (1200 + 1200 + 2400) / 2 + 12 } x { 2200

+ (12 + 280 / 8) / 2 + 16 / 2 } = 5,382,378 mm^2

Yvcu = dvc + tc / 2 = 639.515 mm

Yvcl = Yvcu - tc = 359.515 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvcu - tc - th + tu = 371.515 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1856.485 mm

fvcu = Msc · Yvcu / (n · Iv33) = 0.938 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl = Msc · Yvcl / (n · Iv33) = 0.527 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = 4.357 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = -21.774 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 0.190 Mpa

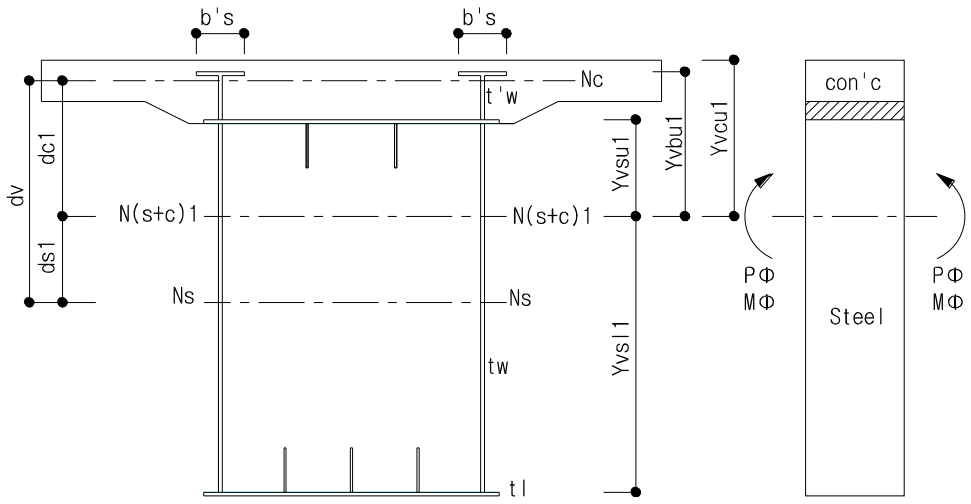
(3) 활하중 응력산정

fvcu1 =	Mv · Yvcu / (n · Iv33)	=	2.491	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl1 =	Mv · Yvcl / (n · Iv33)	=	1.401	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu1 =		=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu1 =	Mv · Yvsu / Iv33	=	11.578	Mpa	: 상연(강재)
fvsl1 =	Mv · Yvsl / Iv33	=	-57.856	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw)	=	13.743	Mpa	

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvcu2 =	Mw · Yvcu / (n · Iv33)	=	0.024	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl2 =	Mw · Yvcl / (n · Iv33)	=	0.013	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu2 =	Mw · Yvbu / Iv33	=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu2 =	Mw · Yvsu / Iv33	=	0.109	Mpa	: 상연(강재)
fvsl2 =	Mw · Yvsl / Iv33	=	-0.547	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw)	=	0.248	Mpa	

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

n1 = n x (1 + Φ1 / 2) : 크리프계수(Φ1) 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 136800 + 1738794 / 16 = 245474.650 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -53.151 + 0 + 280 / 2 = 1293.151 mm

k = -0.191 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1293.151 x 136800 / (1738794 / 16 + 136800) = 720.657 mm

ds1 = dv - dc1

= 1293.151 - 720.657 = 572.494 mm

Yvcu1 = dc1 + tc / 2 = 860.657 mm

Yvcl1 = Yvcu1 - tc = 580.657 mm

Yvbu1 = Yvcl1 - th + 220 = 800.657 mm

Yvsu1 = Yvcu1 - tc - th + tu = 592.657 mm

Yvsl1 = Yvsu1 - (H + tu + tl) = -1635.343 mm

Ivc33 = I33 + Ic / n1 + As x $ds1^2$ + (Ac / n1) x $dc1^2$

= 122,434,086,966 + 11360123413 / 16 + 136800 x

572.494 ^{2} + (1738794 / 16) x 720.657 ^{2} = 224,419,991,015 mm^4 = 0.224 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Iv33) = 1273343.3 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = 1273343.3 N

MΦ = PΦ · dc1 = 917643820.9 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14346.700 Mpa

fcu1 = Msc x Yvcu / (n x Iv33) = 0.938 Mpa

fcl1 = Msc x Yvcl / (n x Iv33) = 0.527 Mpa

fbu1 = Msc x Yvbu / (n x Iv33) = 0.000 Mpa

fvcu3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcu1/Ivc33) - Ec1 x fcu1 x Φ1 / Ec = -0.655 Mpa : 상단(콘크리트)

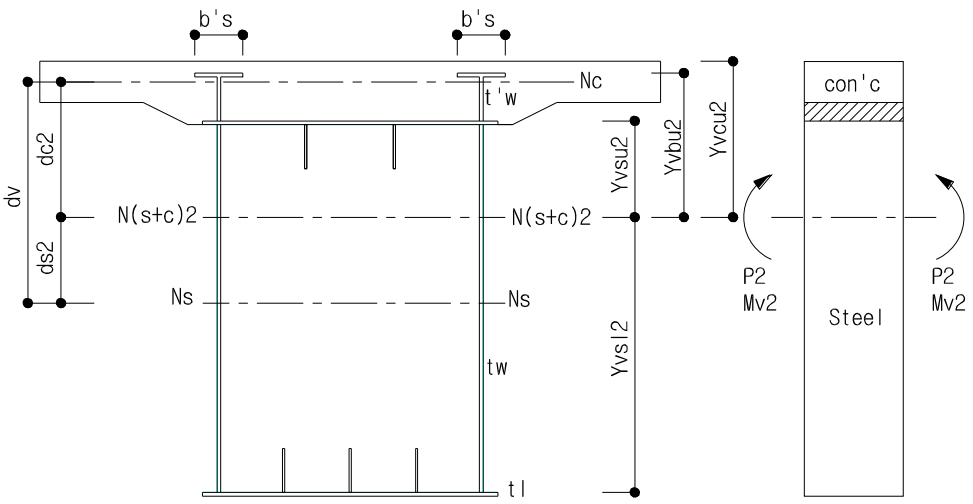
fvcl3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcl1/Ivc33) - Ec1 x fcl1 x Φ1 / Ec = -0.231 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsu1 / Ivc33 = 4.724 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsl1 / Ivc33 = 6.465 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

n2 = n x (1 + Φ2 / 2) : 크리프계수(Φ2) 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 136800 + 1738794 / 24 = 209249.767 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -53.151 + 0 + 280 / 2 = 1293.151 mm

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1293.151 x 136800 / (1738794 / 24 + 136800) = 845.416 mm

ds2 = dv - dc1

= 1293.151 - 845.416 = 447.735 mm

Yvcu2 = dc2 + tc / 2 = 985.416 mm

Yvcl2 = Yvcu2 - tc = 705.416 mm

Yvbu2 = Yvcl2 - th + 220 = 925.416 mm

Yvsu2 = Yvcu2 - tc - th + tu = 717.416 mm

Yvsl2 = Yvsu2 - (H + tu + tl) = -1510.584 mm

Ivd33 = I33 + Ic / n2 + As x ds2^2 + (Ac / n2) x dc2^2

= 122,434,086,966 + 11360123413 / 24 + 136800 x

447.735 ^{2} + (1738794 / 24) x 845.416 ^{2} = 202,113,137,678 mm^4 = 0.202 m^4

P2 = Es x εs x Ac / n2 = 4010094.6 N

Mv2 = P2 x dc2 = 3390196959.7 N-mm

Ec2 = Es / n2 = 8541.667 Mpa

fvcu4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcu2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.639 Mpa : 상단(콘크리트)

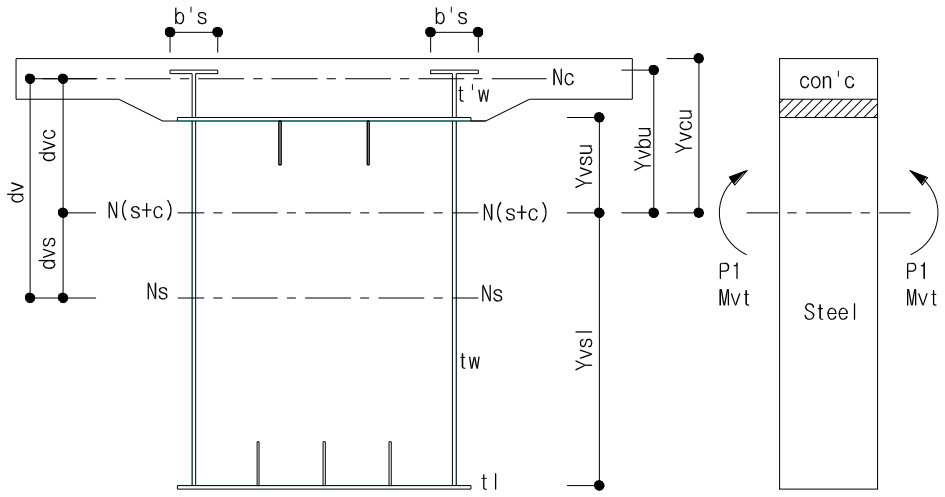
fvcl4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcl2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.602 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsu2 / Ivd33 = 16.866 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsl2 / Ivd33 = 24.004 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt = α x t : 온도변화(t)= 10 ---- 도.설 2.1.12

= 0.000012 x 10 = 0.00012

P1 = Es x εt x Ac / n = 5346793 N

Mvt = P1 x dvc = 2670805497 N

fvcu5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcu / Iv33) - Ec x εt = -1.710 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcl / Iv33) - Ec x εt = -1.643 Mpa : 상단(콘크리트)

fvbu5 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsu / Iv33 = 14.380 Mpa : 상연(강재)

fvsl5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsl / Iv33 = 18.682 Mpa : 상연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ = (Ss + Ssc + Sv)/Aw + { Mst/(2·F·Tw) + (Msct + Mvt)/(2·Fv·Tw)= 15.505 Mpa

υa = 125 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)} = 1.894 Mpa

υa = 150 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

* 활하중 재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)} = 15.513 Mpa

υa = 156.25 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력(자유돌출판_Bieup)

* 강재 SM520B 사용

① = b / 10.5 = 0 / 10.5 = 0.00 mm

② = b / 16 = 0 / 16 = 0.00 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = 24000 x (t3/b)^2 = 215.000 MPa

ts = 0 mm : 사용된 플랜지 두께(t2)

fca = = 215.000 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 강재 허용응력(Box형 플랜지)

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2 / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2 / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. t's ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t's < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2 / (t's x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (12 x 1.000 x 6)

- 23 } = 166.433 MPa

ㄷ. ③ ≤ t's < ② 이면,

fca = 220000 x { (t's x i x n) / b2 }^{2}

= 220000 x { (12 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 198.000 MPa

tu = 12 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = = 166.433 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근콘크리트 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* fck 27 MPa 사용

fca = 0.4 x fck = 10.800 MPa

fta = 0.07 x fck , but fta' 2.5 이하 = 1.890 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1					0.000	215.000	96.307	-87.851	166.433	215.000
1+2+3	3.429	1.928	10.800	10.800	0.000	215.000	112.243	-167.481	215.000	215.000
1+2+3+5	2.773	1.696	10.800	10.800	0.000	247.250	116.967	-161.017	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.134	0.094	10.800	10.800	0.000	247.250	133.833	-137.013	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.576	-1.548	2.174	2.174	0.000	279.500	148.213	-118.331	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.845	1.737	12.420	12.420	0.000	279.500	119.452	-155.694	279.500	247.250
1+2+4	0.961	0.540	12.960	12.960	0.000	258.000	100.774	-110.172	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	3.441	1.934	13.500	13.500	0.000	268.750	112.297	-167.755	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	2.785	1.703	13.500	13.500	0.000	268.750	117.022	-161.290	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	1.146	0.101	13.500	13.500	0.000	268.750	133.887	-137.286	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-0.564	-1.542	2.552	2.552	0.000	290.250	148.268	-118.604	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	2.856	1.744	14.580	14.580	0.000	290.250	119.507	-155.968	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /

4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력 /허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	57.9%	40.9%	OK	OK
1+2+3	31.7%	17.8%	OK	OK	0.0%	OK	52.2%	77.9%	OK	OK
1+2+3+5	25.7%	15.7%	OK	OK	0.0%	OK	47.3%	74.9%	OK	OK
1+2+3+5+6	10.5%	0.9%	OK	OK	0.0%	OK	54.1%	63.7%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	26.5%	71.2%	OK	OK	0.0%	OK	53.0%	47.9%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	22.9%	14.0%	OK	OK	0.0%	OK	42.7%	63.0%	OK	OK
1+2+4	7.4%	4.2%	OK	OK	0.0%	OK	39.1%	42.7%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	25.5%	14.3%	OK	OK	0.0%	OK	41.8%	62.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	20.6%	12.6%	OK	OK	0.0%	OK	43.5%	60.0%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	8.5%	0.7%	OK	OK	0.0%	OK	49.8%	51.1%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	22.1%	60.4%	OK	OK	0.0%	OK	51.1%	40.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	19.6%	12.0%	OK	OK	0.0%	OK	41.2%	53.7%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.335	0.167	0.015	0.015	0.350	0.182	OK	OK
1+2+3	0.273	0.607	0.015	0.015	0.288	0.622	OK	OK
1+2+3+5	0.224	0.561	0.015	0.015	0.239	0.576	OK	OK
1+2+3+5+6	0.293	0.406	0.015	0.015	0.308	0.421	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.281	0.229	0.015	0.015	0.297	0.244	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.183	0.397	0.015	0.015	0.198	0.412	OK	OK
1+2+4	0.153	0.182	0.000	0.000	0.153	0.183	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.175	0.390	0.010	0.010	0.184	0.399	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.190	0.360	0.010	0.010	0.199	0.370	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.248	0.261	0.010	0.010	0.258	0.271	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.261	0.167	0.010	0.010	0.271	0.177	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.170	0.289	0.010	0.010	0.179	0.299	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{96.307}{166.433}\right)^2 + \left(\frac{15.505}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.335 + 0.015 = 0.350 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-167.481}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{15.505}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.607 + 0.015 = 0.622 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 압축(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 압축(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 12 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 인장(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 16 mm O.K.!

tmin = b2' / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 16 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.2)

= 2200 / (206 x 1.2) = 8.8997 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 96.3) = 1.49 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / (121 x 0)

= 0 / (121 x 0) = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 0.0) = 0.00 < 1.2 ∴ 0 사용

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

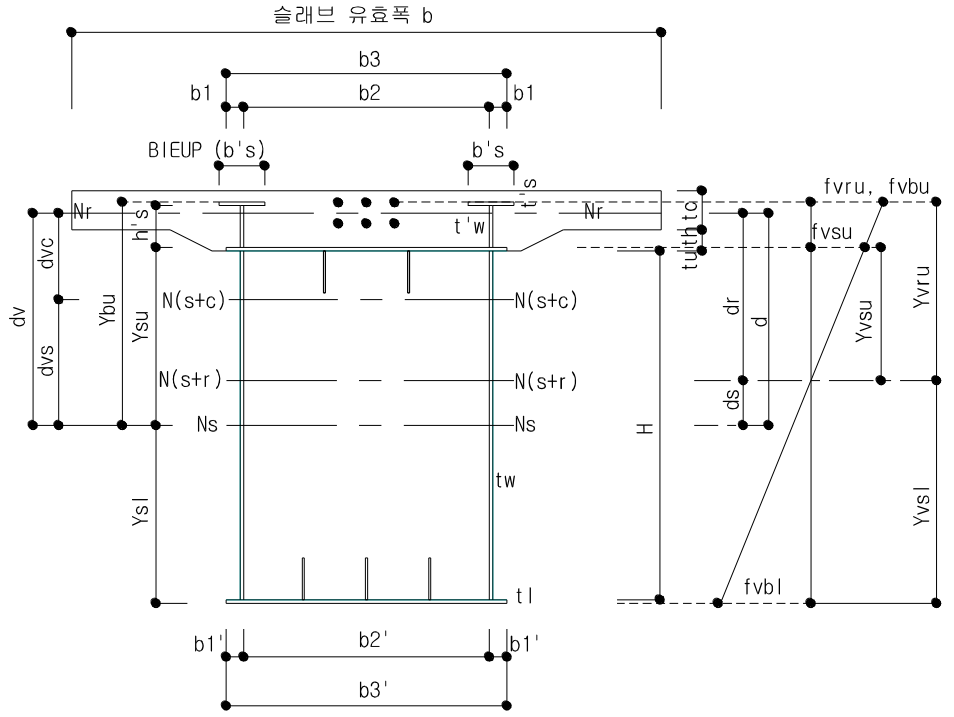
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	125.199	-114.207	355.000	OK	OK
1+2+3	6.575	3.696	16.200	OK	0.000	155.757	-266.903	355.000	OK	OK
1+2+3+7	8.285	5.339	16.200	OK	0.000	170.137	-285.585	355.000	OK	OK
1+2+3+5	5.920	3.465	16.200	OK	0.000	160.481	-260.439	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	4.280	1.863	16.200	OK	0.000	177.347	-236.435	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	2.570	0.220	16.200	OK	0.000	191.727	-217.753	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	5.991	3.506	16.200	OK	0.000	162.966	-255.116	355.000	OK	OK
1+2+4	1.242	0.698	16.200	OK	0.000	130.973	-143.059	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	6.587	3.703	16.200	OK	0.000	155.812	-267.177	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	4.876	2.060	16.200	OK	0.000	170.192	-248.495	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	5.931	3.472	16.200	OK	0.000	160.536	-260.712	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	4.292	1.870	16.200	OK	0.000	177.401	-236.708	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	2.582	0.227	16.200	OK	0.000	191.782	-218.027	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	6.003	3.513	16.200	OK	0.000	163.021	-255.390	355.000	OK	OK

4.7 단면검토(부모멘트)

[G1 : 단면 - 4] : 절점 27 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	6187.3	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2640.0	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2640.0	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2254	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-9028.693
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-2662.190
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	-80.139
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	-7709.390
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-1349.383
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-403.555
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	-20.851
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-872.429
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-275.460
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-235.529
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-26.778
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-1133.596
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

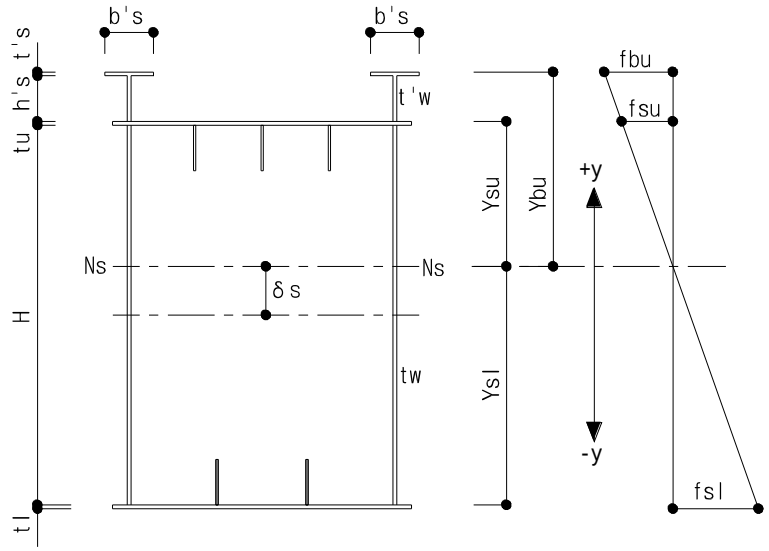
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격	As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
Upper FL.	1 ; 2640 X 18	47520.0	1136	53982720	61324369920	1283040
Upper RIB	2 ; 120 X 12	2880	1067	3072960	3278848320	3456000
Bieup FL.	2 ; 0 X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; 0 X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; 0 X 0	0	0	0	0	0
WEB	2 ; 2254 X 12	54096	0	0	0	22902966128
Lower RIB	5 ; 150 X 14	10500	-1052	-11046000	11620392000	19687500
Lower FL.	1 ; 2640 X 20	52800.0	-1137	-60033600	68258203200	1760000
TOTAL		167796.0		-14023920	1.44482E+11	22929152668
상부철근		19160.769	1347	25809555	34765471183	
하부철근		19160.769	1167	22360617	26094840130	
철근합계		38321.537		48170173	60860311313	
바닥판	1 ; 6187 X 280	1732438.40	1267	2.195E+09	2.78106E+12	11318597547

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 144481813440 + 22929152668 = 167410966108 mm^4

δs = ∑AsY / ∑As

= -14023920 / 167796 = -83.577 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ²

= 167410966108 - 167796 x -83.577 ² = 166,238,886,129 mm^4 = 0.166 m^4

Ysu = H/2 + tu - δs = 2254 / 2 + 18 - -83.577 = 1228.577 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1228.577 - 2292 = -1063.423 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,482,476 mm^2

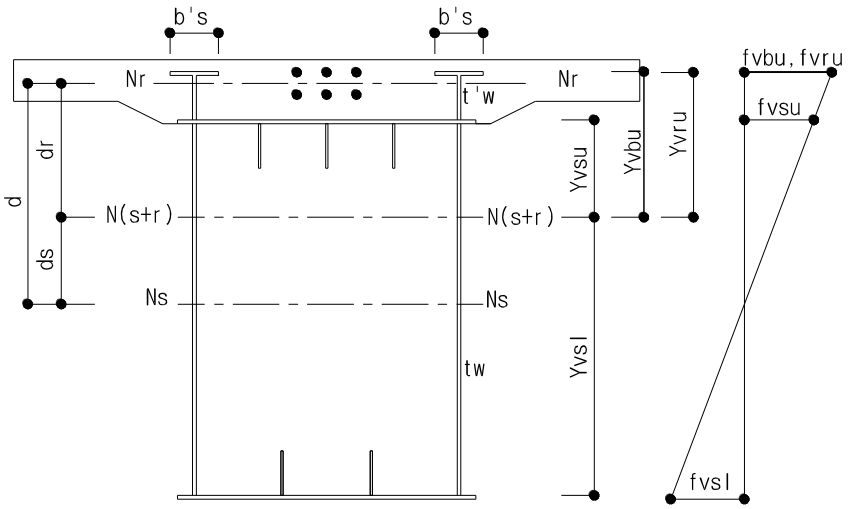
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = -66.726 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = 57.756 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 27.038 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Av = As + Ar = 167796 + 38321.53741 = 206,117.5 mm^2

d = H/2 - δs + th + tcl + (tc -tcu -tcl) * Aru / Ar

= 2254 / 2 - -83.577 + 0 + 40

+ (280 - 60 - 40) x 19160.7687 / 38321.537 = 1340.577 mm

여기서, Aru 는 상부철근 단면적 Arl은 하부철근 단면적 이고, Ar 은 철근단면적 합계이다.

dr = d · As / (As + Ar) : 철근도심위치에서 단면1차모멘트 산출한다. = 1091.336 mm

ds = d - dr = 249.241 mm

Iv33 = I33 + As · ds^2 + Ar · dr^2 = 222,304,068,720 mm^4 = 0.222 m^4

Fv = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2) = 5,524,686 mm^2

Yvru = dr + (tc - tcu - tcl) · Arl / Ar = 1181.336 mm

Yvrl = dr - (tc - tcu - tcl) · Aru / Ar = 1001.336 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvrl - tcl - th + tu = 979.336 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1312.664 mm

fvru = Msc · Yvru / Iv33 = -14.147 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl = Msc · Yvrl / Iv33 = -11.991 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = -11.728 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = 15.720 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw) = 9.236 Mpa

(3) 활하중 응력산정

fvru1 = Mv · Yvru / Iv33 = -40.968 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl1 = Mv · Yvrl / Iv33 = -34.726 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu1 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu1 = Mv · Yvsu / Iv33 = -33.963 Mpa : 상연(강재)

fvsl1 = Mv · Yvsl / Iv33 = 45.523 Mpa : 하연(강재)

υ = Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw) = 24.677 Mpa

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvru2 = Mw · Yvru / Iv33 = -0.426 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl2 = Mw · Yvrl / Iv33 = -0.361 Mpa : 하연(RE-BAR)

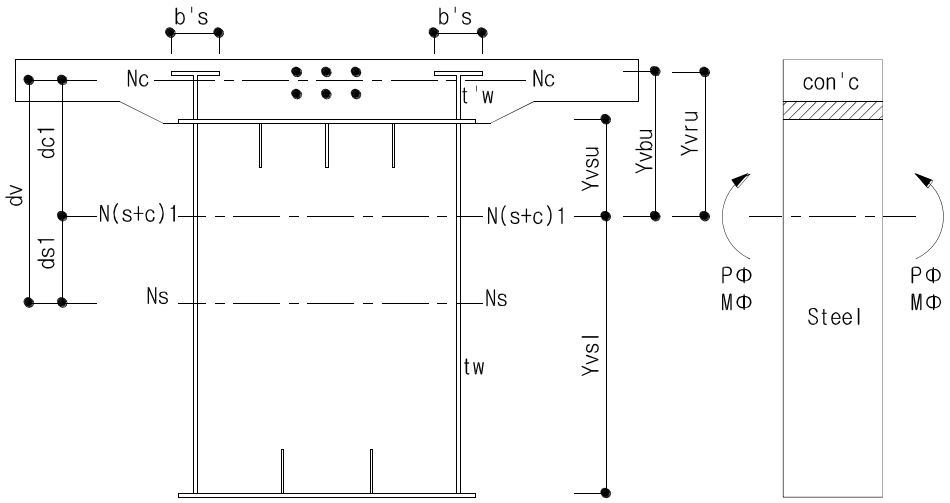
fvbu2 = Mw · Yvbu / Iv33 = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu2 = Mw · Yvsu / Iv33 = -0.353 Mpa : 상연(강재)

fvsl2 = Mw · Yvsl / Iv33 = 0.473 Mpa : 하연(강재)

υ = Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw) = 0.587 Mpa

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

Avc = As + Ac / n

= 167796 + 1732438.400 / 8 = 384350.8 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc /2

= 2254 / 2 - -83.577 + 0.0 + 280 / 2 = 1350.6 mm

dvc = dv x As / (Ac / n + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1350.6 x 167796 / (1732438.4 / 8 + 167796) = 589.6 mm

dvs = dv - dvc

= 1350.6 - 589.6 = 761.0 mm

n1 = n x (1 + Φ1 /2) : 크리프계수(Φ1) = 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 167796 + 1732438.400 / 16 = 276073.4 mm^2

k = 0.050 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1350.577 x 167796 / (1732438 / 16 + 167796) = 820.9 mm

ds1 = dv - dc1

= 1350.6 - 820.9 = 529.7 mm

Ivc33 = I33 + Ic/n1 + As x dvs^2 + Ac/n1 x dvc^2

= 166,238,886,129 + 11318597547 / 16 + 167796 x

760.96 ^{2} + (1732438 / 16) x 589.621 ^{2} = 301,752,205,645 mm^4 = 0.302 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Ivc33) = -1126495.957 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = -1126495.957 N

MΦ = PΦ · dc1 = -924711144 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14347 Mpa

fvru3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvru / Iv33 = -5.710 Mpa : 상연(RE-BAR)

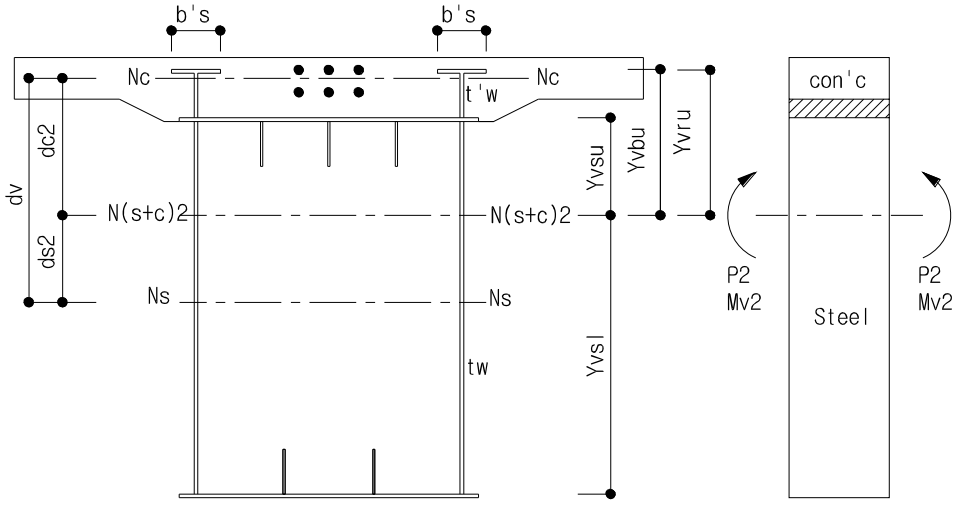
fvrl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvrl / Iv33 = -5.673 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsu / Iv33 = -5.668 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsl / Iv33 = -5.193 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



n2 = n x (1 + Φ2 /2) : 크리프계수(Φ2) = 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 167796 + 1732438 / 24 = 239980.933 mm^2

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1350.577 x 167796 / (1732438 / 24 + 167796) = 944.331 mm

ds2 = dv - dc2

= 1350.577 - 944.331 = 406.246 mm

P2 = Es · εs · Ac / n2 = 3995436.06 N

Mv2 = P2 · dc2 = 3773014417 N

fvru4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvru / Iv33 = 20.384 Mpa : 상연(RE-BAR)

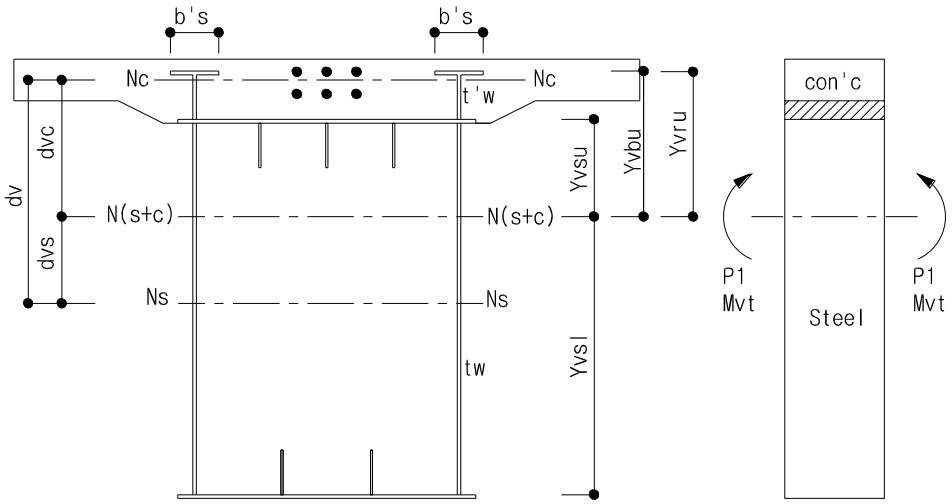
fvrl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvrl / Iv33 = 20.232 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsu / Iv33 = 20.213 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsl / Iv33 = 18.274 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt =	α x t	: 온도변화(t)= 10	---- 도.설 2.1.12		
	= 0.000012 x 10		= 0.00012		
P1 =	Es x εt x Ac / n		= 5327248	N	
Mvt =	P1 x dvc		= 3141059405	N	
Ert =	Es x εt		= 25	Mpa	
fvru5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvru / Iv33 - Ert		= 2.078	Mpa	: 상연(RE-BAR)
fvrl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvrl / Iv33 - Ert		= 1.951	Mpa	: 하연(RE-BAR)
fvbu5 =			= 0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsu / Iv33		= 26.536	Mpa	: 상연(강재)
fvsl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsl / Iv33		= 24.921	Mpa	: 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ =	(Ss+Ssc+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 60.951	Mpa	
υa =	125 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!		

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)}		= 36.861	Mpa	
υa =	150 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!		

* 활하중 재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 61.245	Mpa	
υa =	156.25 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!		

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 3)^2 + 0.13 x (0.0 / 3) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Panne의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력

fta = : 인장(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2' / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2' / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. tl > ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ tl < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2' / (tl x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (20 x 1.000 x 6)

- 23 } = 229.100 MPa

ㄷ. ③ ≤ tl < ② 이면,

fca = 220000 x { (tl x i x n) / b2' }^{2}

= 220000 x { (20 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 550.000 MPa

tl = 20 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = : 압축(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근 허용응력 ---- 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7

* SD 400 사용

fta = = 160.000 MPa

fca = = 180.000 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	RE-BAR			Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력	작용응력	허용응력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1				0.000	215.000	-66.726	57.756	215.000	215.000
1+2+3	-55.115	-46.717	160.000	0.000	215.000	-112.417	118.998	215.000	215.000
1+2+3+5	-60.825	-52.390	160.000	0.000	215.000	-118.085	113.805	215.000	215.000
1+2+3+5+6	-40.442	-32.159	160.000	0.000	215.000	-97.872	132.079	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7	-38.364	-30.208	184.000	0.000	247.250	-71.337	157.000	247.250	247.250
1+2+3+5+6-7	-42.519	-34.110	184.000	0.000	247.250	-124.408	107.158	247.250	247.250
1+2+4	-14.573	-12.352	192.000	0.000	258.000	-78.807	73.949	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	-55.328	-46.898	200.000	0.000	268.750	-112.593	119.235	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	-61.038	-52.571	200.000	0.000	268.750	-118.262	114.042	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	-40.655	-32.339	200.000	0.000	268.750	-98.049	132.315	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-38.577	-30.388	216.000	0.000	290.250	-71.513	157.236	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-42.732	-34.290	216.000	0.000	290.250	-124.584	107.394	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /
4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력/허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	31.0%	26.9%	OK	OK
1+2+3	34.4%	29.2%	OK	OK	0.0%	OK	52.3%	55.3%	OK	OK
1+2+3+5	38.0%	32.7%	OK	OK	0.0%	OK	54.9%	52.9%	OK	OK
1+2+3+5+6	25.3%	20.1%	OK	OK	0.0%	OK	45.5%	61.4%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	20.8%	16.4%	OK	OK	0.0%	OK	28.9%	63.5%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	23.1%	18.5%	OK	OK	0.0%	OK	50.3%	43.3%	OK	OK
1+2+4	7.6%	6.4%	OK	OK	0.0%	OK	30.5%	28.7%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	27.7%	23.4%	OK	OK	0.0%	OK	41.9%	44.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	30.5%	26.3%	OK	OK	0.0%	OK	44.0%	42.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	20.3%	16.2%	OK	OK	0.0%	OK	36.5%	49.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	17.9%	14.1%	OK	OK	0.0%	OK	24.6%	54.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	19.8%	15.9%	OK	OK	0.0%	OK	42.9%	37.0%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.096	0.072	0.238	0.238	0.334	0.310	OK	OK
1+2+3	0.273	0.306	0.238	0.238	0.511	0.544	OK	OK
1+2+3+5	0.302	0.280	0.238	0.238	0.539	0.518	OK	OK
1+2+3+5+6	0.207	0.377	0.238	0.238	0.445	0.615	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.083	0.403	0.238	0.238	0.321	0.641	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.253	0.188	0.238	0.238	0.491	0.426	OK	OK
1+2+4	0.093	0.082	0.060	0.060	0.154	0.143	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.176	0.197	0.154	0.154	0.329	0.350	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.194	0.180	0.154	0.154	0.347	0.334	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.133	0.242	0.154	0.154	0.287	0.396	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.061	0.293	0.154	0.154	0.214	0.447	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.184	0.137	0.154	0.154	0.338	0.291	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-118.085}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{60.951}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.302 + 0.238 = 0.539 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{157.000}{247.250}\right)^2 + \left(\frac{60.951}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.403 + 0.238 = 0.641 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 인장(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 인장(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 18 mm O.K.!

tmin = b2 / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 18 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 18 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 압축(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 20 mm O.K.!

tmin = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 20 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.200)

= 2254 / (206 x 1.20) = 9.12 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 57.8) = 1.929 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / 121

= 0 / 121 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

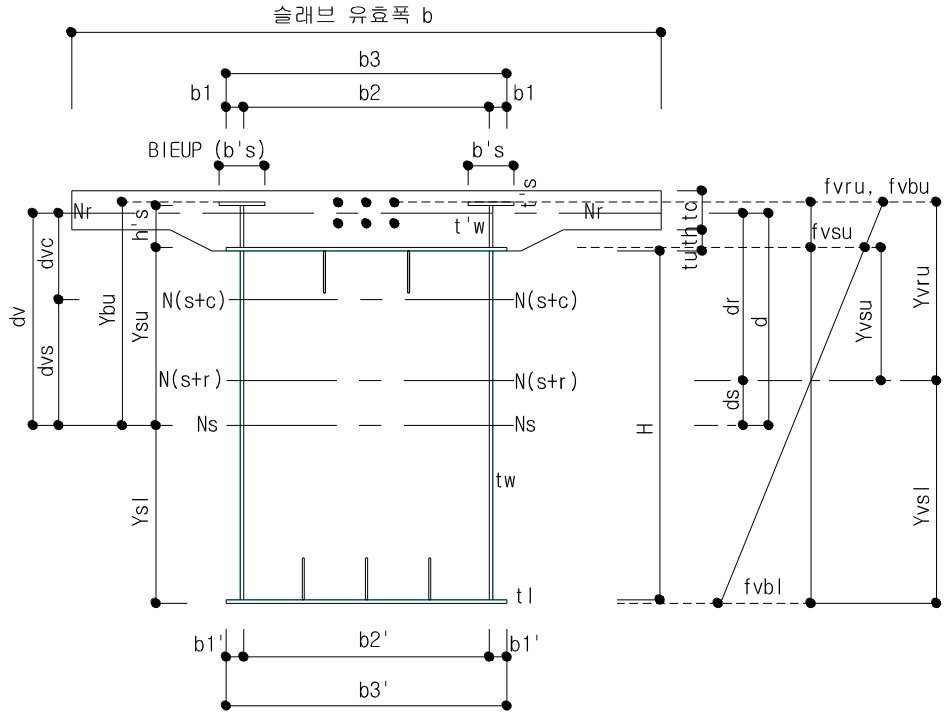
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	-86.744	75.083	355.000	OK	OK
1+2+3	-106.473	-90.249	240.000	OK	0.000	-175.010	193.392	355.000	OK	OK
1+2+3+7	-108.550	-92.200	240.000	OK	0.000	-201.546	218.313	355.000	OK	OK
1+2+3+5	-112.183	-95.922	240.000	OK	0.000	-180.679	188.199	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	-91.799	-75.691	240.000	OK	0.000	-160.466	206.472	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	-89.721	-73.740	240.000	OK	0.000	-133.930	231.393	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	-93.877	-77.642	240.000	OK	0.000	-187.001	181.551	355.000	OK	OK
1+2+4	-18.817	-15.950	240.000	OK	0.000	-102.343	95.992	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	-106.686	-90.430	240.000	OK	0.000	-175.187	193.629	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	-104.608	-88.479	240.000	OK	0.000	-148.651	218.550	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	-112.396	-96.103	240.000	OK	0.000	-180.855	188.436	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	-92.012	-75.871	240.000	OK	0.000	-160.642	206.709	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-89.934	-73.920	240.000	OK	0.000	-134.107	231.630	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-94.090	-77.822	240.000	OK	0.000	-187.178	181.788	355.000	OK	OK

4.7 단면검토(부모멘트)

[G1 : 단면 - 5] : 절점 10 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	5768.8	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2533.9	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2533.9	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2494	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-15309.134
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-4691.668
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	-307.810
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	-9938.089
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-1384.928
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-442.087
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	-52.172
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-977.876
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-251.776
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-353.760
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-26.778
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-1087.760
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

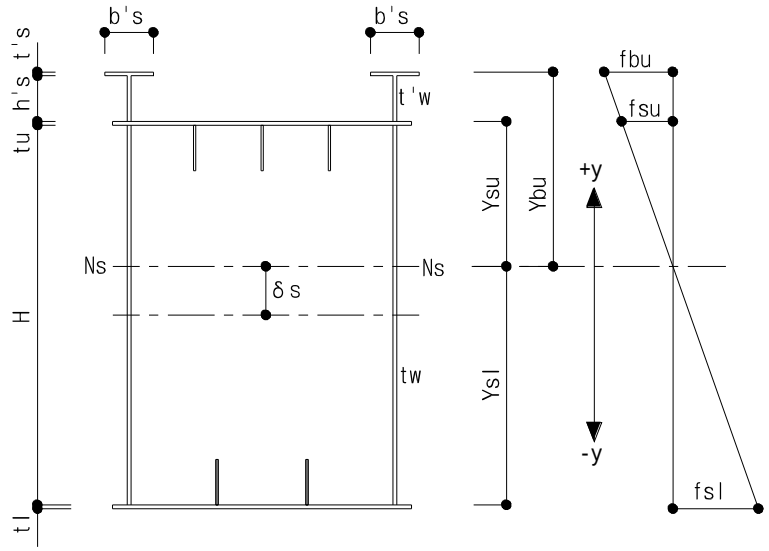
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격	As(mm²)	y(mm)	As*y(mm³)	As*y²(mm⁴)	Io(mm⁴)
Upper FL.	1 ; 2534 X 18	45610.7	1256	57287089	71952584337	1231489.98
Upper RIB	2 ; 120 X 12	2880	1187	3418560	4057830720	3456000
Bieup FL.	2 ; 0 X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; 0 X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; 0 X 0	0	0	0	0	0
WEB	2 ; 2494 X 12	59856	0	0	0	31025539568
Lower RIB	5 ; 150 X 14	10500	-1172	-12306000	14422632000	19687500
Lower FL.	1 ; 2534 X 20	50678.6	-1257	-63703000	80074671251	1689286.667
TOTAL		169525.3		-15303351	1.70508E+11	31051603845
상부철근		17864.851	1467	26207736	38446748911	
하부철근		17864.851	1287	22992063	29590785068	
철근합계		35729.702		49199799	68037533979	
바닥판	1 ; 5769 X 280	1615266.80	1387	2.24E+09	3.1074E+12	10553076427

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 170507718308 + 31051603845 = 201559322153 mm⁴

δs = ∑AsY / ∑As

= -15303350.76 / 169525.34 = -90.272 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ²

= 201559322153 - 169525.34 x -90.272 ² = 200,177,861,750 mm⁴ = 0.200 m⁴

Ysu = H/2 + tu - δs = 2494 / 2 + 18 - -90.272 = 1355.272 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1355.272 - 2532 = -1176.728 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 6,061,356 mm²

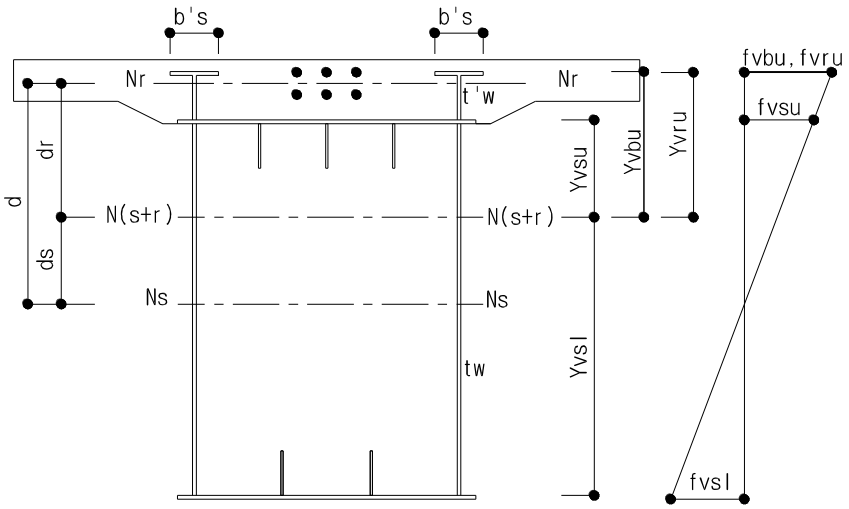
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = -103.648 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = 89.993 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 24.868 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Av = As + Ar = 169525.34 + 35729.70162 = 205,255.0 mm^2

d = H/2 - δs + th + tcl + (tc -tcu -tcl) * Aru / Ar

= 2494 / 2 - -90.272 + 0 + 40

+ (280 - 60 - 40) x 17864.85081 / 35729.702 = 1467.272 mm

여기서, Aru 는 상부철근 단면적 Arl은 하부철근 단면적 이고, Ar 은 철근단면적 합계이다.

dr = d · As / (As + Ar) : 철근도심위치에서 단면1차모멘트 산출한다. = 1211.857 mm

ds = d - dr = 255.415 mm

Iv33 = I33 + As · ds^2 + Ar · dr^2 = 263,709,681,894 mm^4 = 0.264 m^4

Fv = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2) = 6,103,566 mm^2

Yvru = dr + (tc - tcu - tcl) · Arl / Ar = 1301.857 mm

Yvrl = dr - (tc - tcu - tcl) · Aru / Ar = 1121.857 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvrl - tcl - th + tu = 1099.857 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1432.143 mm

fvru = Msc · Yvru / Iv33 = -23.161 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl = Msc · Yvrl / Iv33 = -19.959 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = -19.568 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = 25.479 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw) = 9.801 Mpa

(3) 활하중 응력산정

fvru1 = Mv · Yvru / Iv33 = -49.061 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl1 = Mv · Yvrl / Iv33 = -42.278 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu1 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu1 = Mv · Yvsu / Iv33 = -41.449 Mpa : 상연(강재)

fvsl1 = Mv · Yvsl / Iv33 = 53.971 Mpa : 하연(강재)

υ = Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw) = 23.763 Mpa

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvru2 = Mw · Yvru / Iv33 = -1.520 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl2 = Mw · Yvrl / Iv33 = -1.309 Mpa : 하연(RE-BAR)

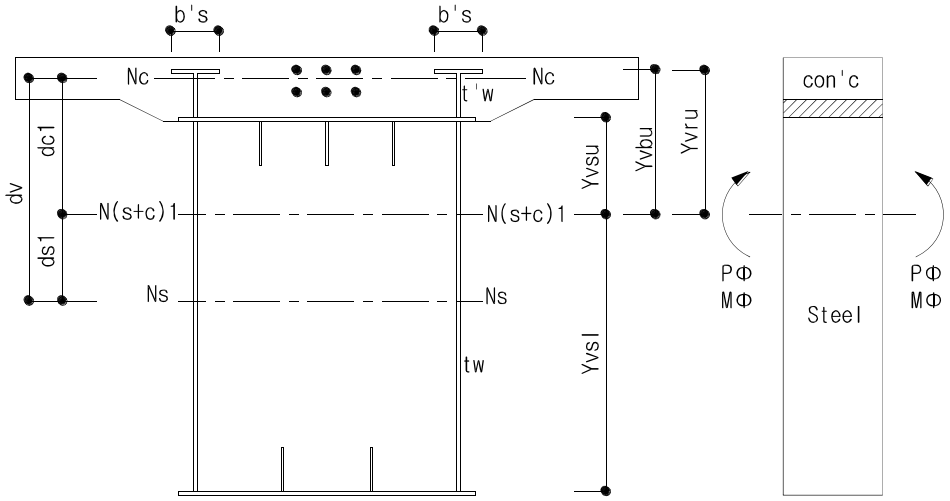
fvbu2 = Mw · Yvbu / Iv33 = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu2 = Mw · Yvsu / Iv33 = -1.284 Mpa : 상연(강재)

fvsl2 = Mw · Yvsl / Iv33 = 1.672 Mpa : 하연(강재)

υ = Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw) = 1.054 Mpa

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 5768.8 x 280 = 1615266.800 mm^2

Avc = As + Ac / n

= 169525.34 + 1615266.800 / 8 = 371433.69 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc /2

= 2494 / 2 - -90.272 + 0.0 + 280 / 2 = 1477.3 mm

dvc = dv x As / (Ac / n + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1477.3 x 169525.34 / (1615266.8 / 8 + 169525.34) = 674.2 mm

dvs = dv - dvc

= 1477.3 - 674.2 = 803.0 mm

n1 = n x (1 + Φ1 /2) : 크리프계수(Φ1) = 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 169525.34 + 1615266.800 / 16 = 270479.515 mm^2

k = -0.071 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1477.272 x 169525 / (1615267 / 16 + 169525.34) = 925.9 mm

ds1 = dv - dc1

= 1477.3 - 925.9 = 551.4 mm

Ivc33 = I33 + Ic/n1 + As x dvs^2 + Ac/n1 x dvc^2

= 200,177,861,750 + 10553076427 / 16 + 169525.34 x 803.03 ^{2} + (1615267 / 16) x 674.239 ^{2} = 356,051,432,624 mm^4 = 0.356 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Ivc33) = -1793835.198 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = -1793835.198 N

MΦ = PΦ · dc1 = -1660898841 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14347 Mpa

fvru3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvru / Iv33 = -8.161 Mpa : 상연(RE-BAR)

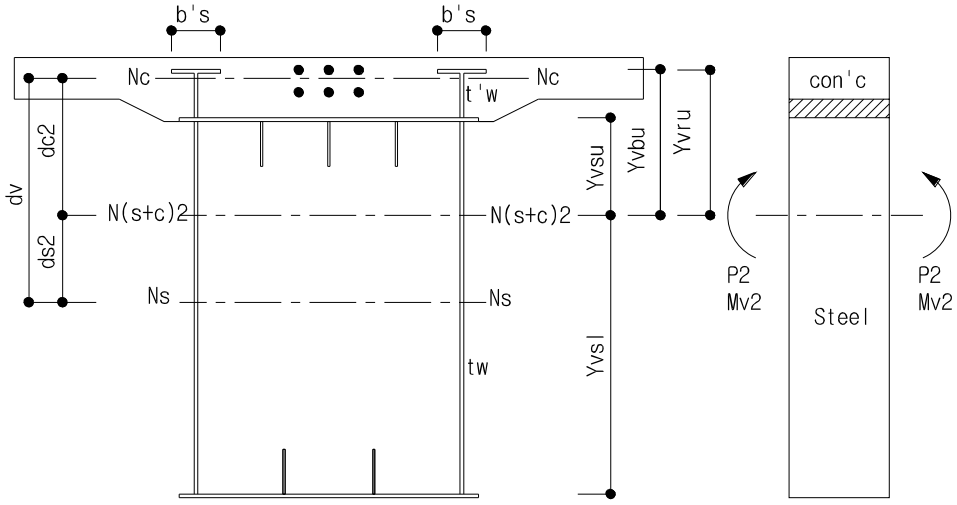
fvrl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvrl / Iv33 = -8.241 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsu / Iv33 = -8.251 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsl / Iv33 = -9.376 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



n2 = n x (1 + Φ2 /2) : 크리프계수(Φ2) = 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 169525.34 + 1615267 / 24 = 236828.123 mm^2

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1477.272 x 169525 / (1615267 / 24 + 169525.34) = 1057.455 mm

ds2 = dv - dc2

= 1477.272 - 1057.455 = 419.817 mm

P2 = Es · εs · Ac / n2 = 3725209.058 N

Mv2 = P2 · dc2 = 3939239594 N

fvru4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvru / Iv33 = 16.777 Mpa : 상연(RE-BAR)

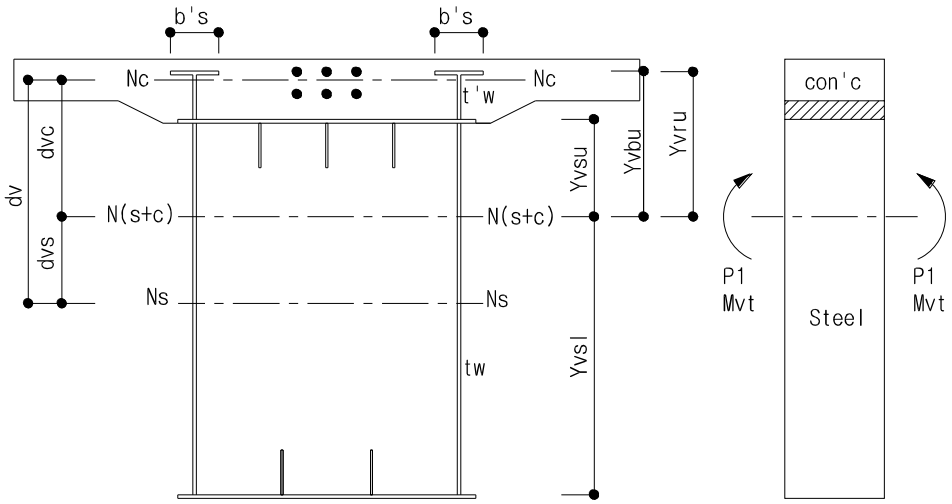
fvrl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvrl / Iv33 = 16.966 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsu / Iv33 = 16.990 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsl / Iv33 = 19.659 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt =	α x t	: 온도변화(t)= 10	---- 도.설 2.1.12		
	= 0.000012 x 10		= 0.00012		
P1 =	Es x εt x Ac / n		= 4966945	N	
Mvt =	P1 x dvc		= 3348907205	N	
Ert =	Es x εt		= 25	Mpa	
fvru5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvru / Iv33 - Ert		= -1.568	Mpa	: 상연(RE-BAR)
fvrl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvrl / Iv33 - Ert		= -1.407	Mpa	: 하연(RE-BAR)
fvbu5 =			= 0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsu / Iv33		= 23.213	Mpa	: 상연(강재)
fvsl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsl / Iv33		= 25.483	Mpa	: 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ =	(Ss+Ssc+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 58.432	Mpa
υa =	125 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!	

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)}		= 35.724	Mpa
υa =	150 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!	

* 활하중 재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 58.959	Mpa
υa =	156.25 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!	

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 3)^2 + 0.13 x (0.0 / 3) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Panne의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력

fta = : 인장(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2' / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2' / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. tl > ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ tl < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2' / (tl x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (20 x 1.000 x 6)

- 23 } = 229.100 MPa

ㄷ. ③ ≤ tl < ② 이면,

fca = 220000 x { (tl x i x n) / b2' }^{2}

= 220000 x { (20 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 550.000 MPa

tl = 20 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = : 압축(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근 허용응력 ---- 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7

* SD 400 사용

fta = = 160.000 MPa

fca = = 180.000 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	RE-BAR			Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력	작용응력	허용응력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1				0.000	215.000	-103.648	89.993	215.000	215.000
1+2+3	-72.223	-62.237	160.000	0.000	215.000	-164.665	169.444	215.000	215.000
1+2+3+5	-80.384	-70.478	160.000	0.000	215.000	-172.915	160.068	215.000	215.000
1+2+3+5+6	-63.607	-53.511	160.000	0.000	215.000	-155.926	179.727	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7	-65.175	-54.918	184.000	0.000	247.250	-132.712	205.210	247.250	247.250
1+2+3+5+6-7	-62.039	-52.105	184.000	0.000	247.250	-179.139	154.244	247.250	247.250
1+2+4	-24.681	-21.268	192.000	0.000	258.000	-124.499	117.144	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	-72.983	-62.892	200.000	0.000	268.750	-165.306	170.280	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	-81.143	-71.133	200.000	0.000	268.750	-173.557	160.904	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	-64.367	-54.166	200.000	0.000	268.750	-156.567	180.563	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-65.935	-55.573	216.000	0.000	290.250	-133.354	206.045	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-62.799	-52.760	216.000	0.000	290.250	-179.781	155.080	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /
4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력/허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	48.2%	41.9%	OK	OK
1+2+3	45.1%	38.9%	OK	OK	0.0%	OK	76.6%	78.8%	OK	OK
1+2+3+5	50.2%	44.0%	OK	OK	0.0%	OK	80.4%	74.5%	OK	OK
1+2+3+5+6	39.8%	33.4%	OK	OK	0.0%	OK	72.5%	83.6%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	35.4%	29.8%	OK	OK	0.0%	OK	53.7%	83.0%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	33.7%	28.3%	OK	OK	0.0%	OK	72.5%	62.4%	OK	OK
1+2+4	12.9%	11.1%	OK	OK	0.0%	OK	48.3%	45.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	36.5%	31.4%	OK	OK	0.0%	OK	61.5%	63.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	40.6%	35.6%	OK	OK	0.0%	OK	64.6%	59.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	32.2%	27.1%	OK	OK	0.0%	OK	58.3%	67.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	30.5%	25.7%	OK	OK	0.0%	OK	45.9%	71.0%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	29.1%	24.4%	OK	OK	0.0%	OK	61.9%	53.4%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(υ/υa)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.232	0.175	0.219	0.219	0.451	0.394	OK	OK
1+2+3	0.587	0.621	0.219	0.219	0.805	0.840	OK	OK
1+2+3+5	0.647	0.554	0.219	0.219	0.865	0.773	OK	OK
1+2+3+5+6	0.526	0.699	0.219	0.219	0.744	0.917	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.288	0.689	0.219	0.219	0.507	0.907	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.525	0.389	0.219	0.219	0.743	0.608	OK	OK
1+2+4	0.233	0.206	0.057	0.057	0.290	0.263	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.378	0.401	0.142	0.142	0.521	0.544	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.417	0.358	0.142	0.142	0.559	0.501	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.339	0.451	0.142	0.142	0.482	0.594	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.211	0.504	0.142	0.142	0.353	0.646	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.384	0.285	0.142	0.142	0.526	0.428	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{υ}{υa}\right)^2 = \left(\frac{-172.915}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{58.432}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.647 + 0.219 = 0.865 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{υ}{υa}\right)^2 = \left(\frac{179.727}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{58.432}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.699 + 0.219 = 0.917 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 인장(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 인장(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 18 mm O.K.!

tmin = b2 / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 18 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 18 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 압축(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 20 mm O.K.!

tmin = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 20 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.200)

= 2494 / (206 x 1.20) = 10.09 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 90.0) = 1.546 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / 121

= 0 / 121 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

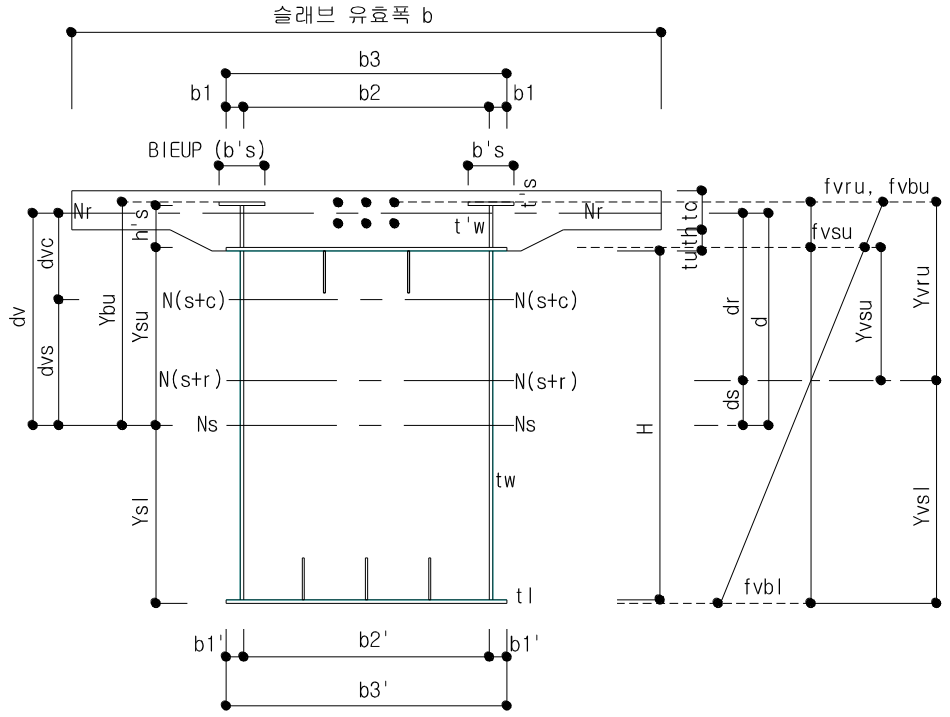
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	-134.742	116.991	355.000	OK	OK
1+2+3	-135.592	-116.844	240.000	OK	0.000	-249.295	266.153	355.000	OK	OK
1+2+3+7	-137.160	-118.251	240.000	OK	0.000	-272.509	291.635	355.000	OK	OK
1+2+3+5	-143.753	-125.085	240.000	OK	0.000	-257.546	256.777	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	-126.976	-108.119	240.000	OK	0.000	-240.556	276.436	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	-128.544	-109.525	240.000	OK	0.000	-217.343	301.918	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	-125.408	-106.712	240.000	OK	0.000	-263.770	250.953	355.000	OK	OK
1+2+4	-31.629	-27.256	240.000	OK	0.000	-161.464	151.786	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	-136.352	-117.499	240.000	OK	0.000	-249.937	266.989	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	-137.920	-118.906	240.000	OK	0.000	-226.724	292.471	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	-144.512	-125.740	240.000	OK	0.000	-258.188	257.613	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	-127.736	-108.774	240.000	OK	0.000	-241.198	277.272	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-129.304	-110.180	240.000	OK	0.000	-217.985	302.754	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-126.168	-107.367	240.000	OK	0.000	-264.411	251.789	355.000	OK	OK

4.7 단면검토(부모멘트)

[G1 : 단면 - 6] : 절점 11 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	5340.9	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2425.5	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2425.5	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2800	mm
n	=	8	mm
h's	=	138	mm
b's	=	400	mm
t's	=	34	mm
t'w	=	12	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	14	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-22456.068
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-7165.592
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	-718.410
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	-13302.975
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-1629.837
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-553.228
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	-82.459
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-1145.281
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-502.212
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-383.748
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-42.378
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-1387.853
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

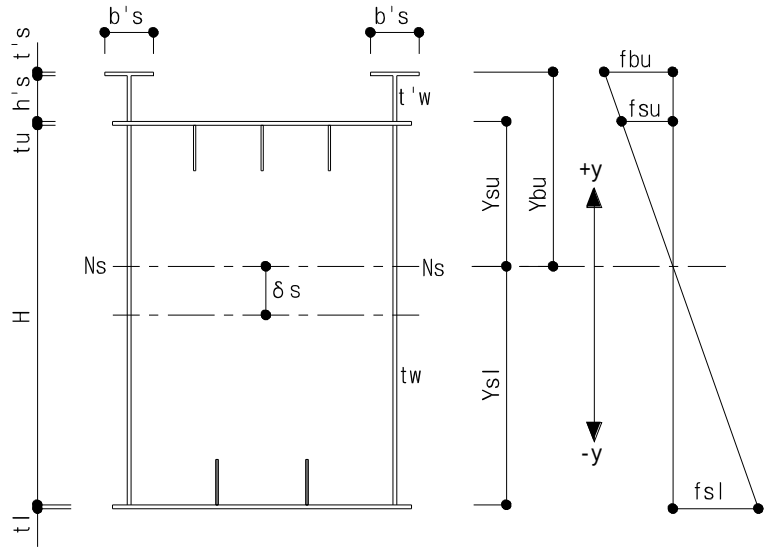
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격	As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
Upper FL.	1 ; 2425 X 18	43658.6	1409	61515024	86674668478	1178783.28
Upper RIB	2 ; 120 X 12	2880	1340	3859200	5171328000	3456000
Bieup FL.	2 ; 400 X 34	27200	1573	42785600	67301748800	2620266.667
Bieup WEB	2 ; 138 X 12	3312	1487	4924944	7323391728	5256144
Bieup WEB	2 ; -50 X 12	-1200	1465	-1758000	-2575470000	-250000
WEB	2 ; 2800 X 14	78400	0	0	0	51221333333
Lower RIB	5 ; 150 X 14	10500	-1325	-13912500	18434062500	19687500
Lower FL.	1 ; 2425 X 28	67913.4	-1414	-96029604	1.35786E+11	4437011.413
TOTAL		232664.1		1384663.6	3.18116E+11	51257719039
상부철근		16539.792	1620	26794463	43407030188	
하부철근		16539.792	1440	23817301	34296912741	
철근합계		33079.584		50611764	77703942929	
바닥판	1 ; 5341 X 280	1495460.40	1540	2.303E+09	3.54663E+12	9770341280

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 318115589788 + 51257719039 = 369373308827 mm^4

δs = ∑AsY / ∑As

= 1384663.6 / 232664.08 = 5.951 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ

= 369373308827 - 232664.08 x 5.951 ² = 369,365,068,220 mm^4 = 0.369 m^4

Ysu = H/2 + tu - δs = 2800 / 2 + 18 - 5.951 = 1412.049 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1412.049 - 2846 = -1433.951 mm

Ybu = Ysu - tu + 220 = 1412.049 - 18 + 220 = 1614.049 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 6,814,722 mm^2

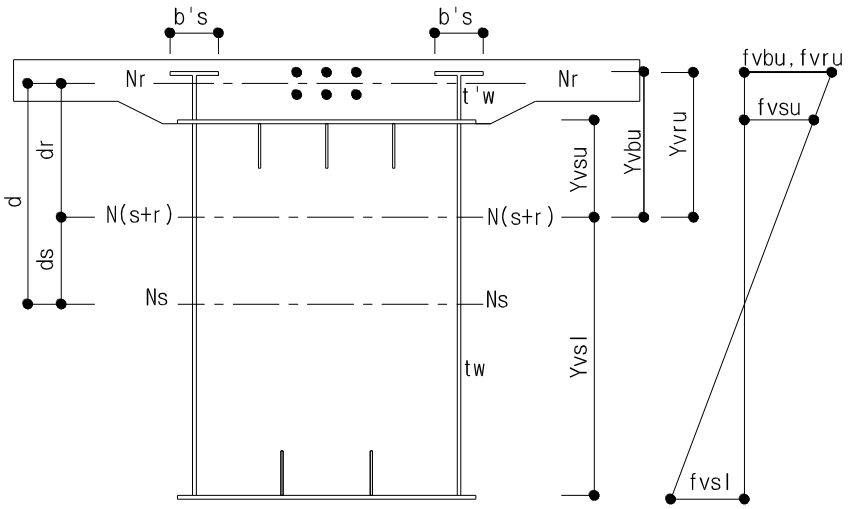
fbu = Ms · Ybu / I33 = -98.128 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = -85.847 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = 87.179 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 23.421 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Av = As + Ar = 232664.08 + 33079.58405 = 265,743.7 mm^2

d = H/2 − δs + th + tcl + (tc −tcu −tcl) * Aru / Ar

= 2800 / 2 - 5.951 + 0 + 40

+ (280 - 60 - 40) x 16539.79202 / 33079.584 = 1524.049 mm

여기서, Aru 는 상부철근 단면적 Arl은 하부철근 단면적 이고, Ar 은 철근단면적 합계이다.

dr = d · As / (As + Ar) : 철근도심위치에서 단면1차모멘트 산출한다. = 1334.336 mm

ds = d - dr = 189.713 mm

Iv33 = I33 + As · ds^2 + Ar · dr^2 = 436,635,486,234 mm^4 = 0.437 m^4

Fv = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2) = 6,856,967 mm^2

Yvru = dr + (tc - tcu - tcl) · Arl / Ar = 1424.336 mm

Yvrl = dr - (tc - tcu - tcl) · Aru / Ar = 1244.336 mm

Yvbu = Yvrl - tcl - th + 220 = 1424.336 mm

Yvsu = Yvrl - tcl - th + tu = 1222.336 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1623.664 mm

fvru = Msc · Yvru / Iv33 = -23.375 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl = Msc · Yvrl / Iv33 = -20.421 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu = Msc · Yvbu / Iv33 = -23.375 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = -20.060 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = 26.646 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 9.055 Mpa

(3) 활하중 응력산정

fvru1 = Mv · Yvru / Iv33 = -43.395 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl1 = Mv · Yvrl / Iv33 = -37.911 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu1 = Mv · Yvbu / Iv33 = -43.395 Mpa : biuep F.L

fvsu1 = Mv · Yvsu / Iv33 = -37.241 Mpa : 상연(강재)

fvsl1 = Mv · Yvsl / Iv33 = 49.468 Mpa : 하연(강재)

υ = Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw) = 21.837 Mpa

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvru2 = Mw · Yvru / Iv33 = -2.344 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl2 = Mw · Yvrl / Iv33 = -2.047 Mpa : 하연(RE-BAR)

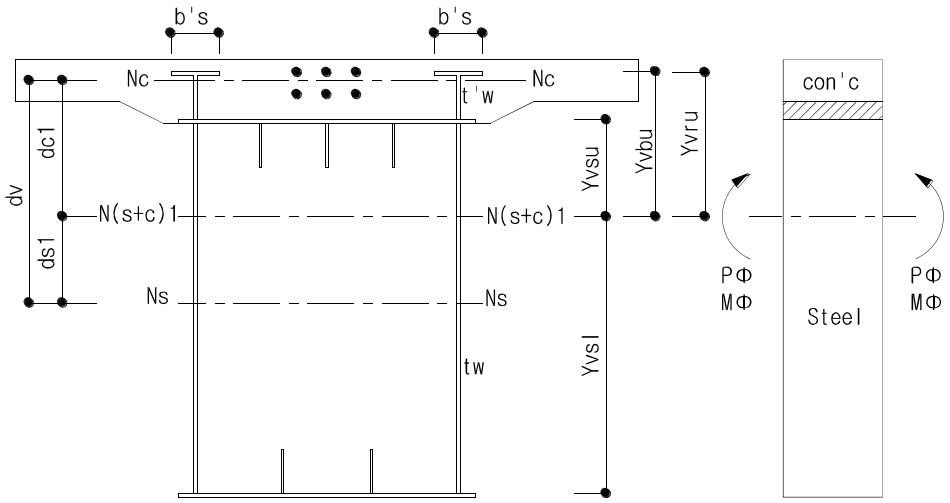
fvbu2 = Mw · Yvbu / Iv33 = -2.344 Mpa : biuep F.L

fvsu2 = Mw · Yvsu / Iv33 = -2.011 Mpa : 상연(강재)

fvsl2 = Mw · Yvsl / Iv33 = 2.671 Mpa : 하연(강재)

υ = Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw) = 1.245 Mpa

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 5340.9 x 280 = 1495460.400 mm^2

Avc = As + Ac / n

= 232664.08 + 1495460.400 / 8 = 419596.63 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc /2

= 2800 / 2 - 5.951 + 0.0 + 280 / 2 = 1534.0 mm

dvc = dv x As / (Ac / n + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1534.0 x 232664.08 / (1495460.4 / 8 + 232664.08) = 850.6 mm

dvs = dv - dvc

= 1534.0 - 850.6 = 683.4 mm

n1 = n x (1 + Φ1 /2) : 크리프계수(Φ1) = 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 232664.08 + 1495460.400 / 16 = 326130.355 mm^2

k = -0.191 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1534.049 x 232664 / (1495460 / 16 + 232664.08) = 1094.4 mm

ds1 = dv - dc1

= 1534.0 - 1094.4 = 439.6 mm

Ivc33 = I33 + Ic/n1 + As x dvs^2 + Ac/n1 x dvc^2

= 369,365,068,220 + 9770341280 / 16 + 232664.08 x 683.43 ^{2} + (1495460 / 16) x 850.622 ^{2} = 546,274,881,752 mm^4 = 0.546 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Ivc33) = -2085750.028 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = -2085750.028 N

MΦ = PΦ · dc1 = -2282650964 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14347 Mpa

fvru3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvru / Iv33 = -6.426 Mpa : 상연(RE-BAR)

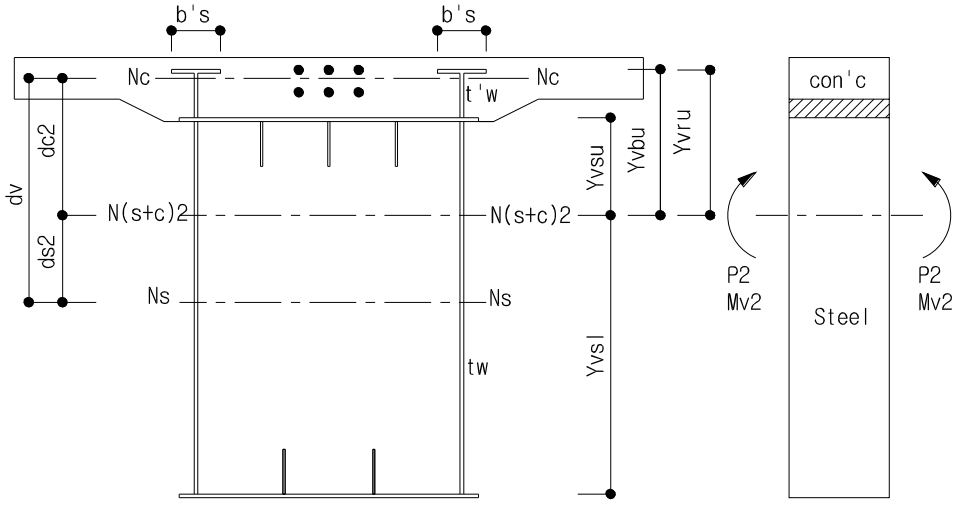
fvrl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvrl / Iv33 = -6.606 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvbu / Iv33 = -6.426 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsu / Iv33 = -6.628 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsl / Iv33 = -9.470 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



n2 = n x (1 + Φ2 /2) : 크리프계수(Φ2) = 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 232664.08 + 1495460 / 24 = 294974.930 mm^2

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1534.049 x 232664 / (1495460 / 24 + 232664.08) = 1209.994 mm

ds2 = dv - dc2

= 1534.049 - 1209.994 = 324.054 mm

P2 = Es · εs · Ac / n2 = 3448905.548 N

Mv2 = P2 · dc2 = 4173156471 N

fvru4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvru / Iv33 = 10.378 Mpa : 상연(RE-BAR)

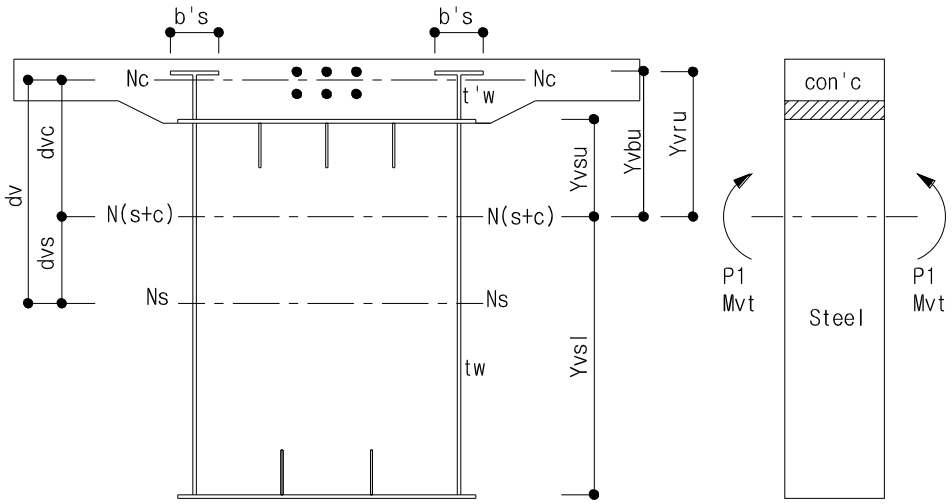
fvrl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvrl / Iv33 = 10.707 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvbu / Iv33 = 10.378 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsu / Iv33 = 10.747 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsl / Iv33 = 15.942 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt =	α x t	: 온도변화(t)= 10	---- 도.설 2.1.12		
	= 0.000012 x 10		= 0.00012		
P1 =	Es x εt x Ac / n		= 4598541	N	
Mvt =	P1 x dvc		= 3911618762	N	
Ert =	Es x εt		= 25	Mpa	
fvru5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvru / Iv33 - Ert		= -9.733	Mpa	: 상연(RE-BAR)
fvrl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvrl / Iv33 - Ert		= -9.425	Mpa	: 하연(RE-BAR)
fvbu5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvbu / Iv33		= 14.867	Mpa	: biuep F.L
fvsu5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsu / Iv33		= 15.213	Mpa	: 상연(강재)
fvsl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsl / Iv33		= 20.083	Mpa	: 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ =	(Ss+Ssc+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 54.313	Mpa	
υa =	125 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!		

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)}		= 32.990	Mpa	
υa =	150 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!		

* 활하중 재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 53.822	Mpa	
υa =	156.25 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!		

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 3)^2 + 0.13 x (0.0 / 3) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Panne의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력

fta = : 인장(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2' / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2' / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. tl > ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ tl < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2' / (tl x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (28 x 1.000 x 6)

- 23 } = 255.957 MPa

ㄷ. ③ ≤ tl < ② 이면,

fca = 220000 x { (tl x i x n) / b2' }^{2}

= 220000 x { (28 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 1078.000 MPa

tl = 28 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = : 압축(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근 허용응력 ---- 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7

* SD 400 사용

fta = = 160.000 MPa

fca = = 180.000 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	RE-BAR			Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력	작용응력	허용응력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1				-98.128	215.000	-85.847	87.179	215.000	215.000
1+2+3	-66.770	-58.332	160.000	-164.898	215.000	-143.148	163.293	215.000	215.000
1+2+3+5	-73.196	-64.938	160.000	-171.325	215.000	-149.776	153.823	215.000	215.000
1+2+3+5+6	-62.818	-54.231	160.000	-160.947	215.000	-139.029	169.765	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7	-72.551	-63.656	184.000	-146.080	247.250	-123.817	189.848	247.250	247.250
1+2+3+5+6-7	-53.085	-44.807	184.000	-175.814	247.250	-154.242	149.683	247.250	247.250
1+2+4	-25.718	-22.468	192.000	-123.847	258.000	-107.918	116.496	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	-67.942	-59.356	200.000	-166.070	268.750	-144.154	164.629	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	-74.368	-65.962	200.000	-172.496	268.750	-150.782	155.159	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	-63.990	-55.255	200.000	-162.118	268.750	-140.035	171.101	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-73.723	-64.680	216.000	-147.251	290.250	-124.822	191.184	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-54.257	-45.830	216.000	-176.986	290.250	-155.248	151.018	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /
4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력/허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					45.6%	OK	39.9%	40.5%	OK	OK
1+2+3	41.7%	36.5%	OK	OK	76.7%	OK	66.6%	76.0%	OK	OK
1+2+3+5	45.7%	40.6%	OK	OK	79.7%	OK	69.7%	71.5%	OK	OK
1+2+3+5+6	39.3%	33.9%	OK	OK	74.9%	OK	64.7%	79.0%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	39.4%	34.6%	OK	OK	59.1%	OK	50.1%	76.8%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	28.9%	24.4%	OK	OK	71.1%	OK	62.4%	60.5%	OK	OK
1+2+4	13.4%	11.7%	OK	OK	48.0%	OK	41.8%	45.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	34.0%	29.7%	OK	OK	61.8%	OK	53.6%	61.3%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	37.2%	33.0%	OK	OK	64.2%	OK	56.1%	57.7%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	32.0%	27.6%	OK	OK	60.3%	OK	52.1%	63.7%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	34.1%	29.9%	OK	OK	50.7%	OK	43.0%	65.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	25.1%	21.2%	OK	OK	61.0%	OK	53.5%	52.0%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(υ/υa)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.159	0.164	0.189	0.189	0.348	0.353	OK	OK
1+2+3	0.443	0.577	0.189	0.189	0.632	0.766	OK	OK
1+2+3+5	0.485	0.512	0.189	0.189	0.674	0.701	OK	OK
1+2+3+5+6	0.418	0.623	0.189	0.189	0.607	0.812	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.251	0.590	0.189	0.189	0.440	0.778	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.389	0.366	0.189	0.189	0.578	0.555	OK	OK
1+2+4	0.175	0.204	0.048	0.048	0.223	0.252	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.288	0.375	0.119	0.119	0.406	0.494	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.315	0.333	0.119	0.119	0.433	0.452	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.272	0.405	0.119	0.119	0.390	0.524	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.185	0.434	0.119	0.119	0.304	0.553	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.286	0.271	0.119	0.119	0.405	0.389	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{υ}{υa}\right)^2 = \left(\frac{-149.776}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{54.313}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.485 + 0.189 = 0.674 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{υ}{υa}\right)^2 = \left(\frac{169.765}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{54.313}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.623 + 0.189 = 0.812 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 인장(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 244 / 16 = 15.25 mm ≤ t = 34 mm O.K.!

- 인장(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 18 mm O.K.!

tmin = b2 / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 18 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 18 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 압축(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 28 mm O.K.!

tmin = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 28 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.200)

= 2800 / (206 x 1.20) = 11.33 mm ≤ t = 14 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 87.2) = 1.570 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / 121

= 138 / 121 = 1.1405 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

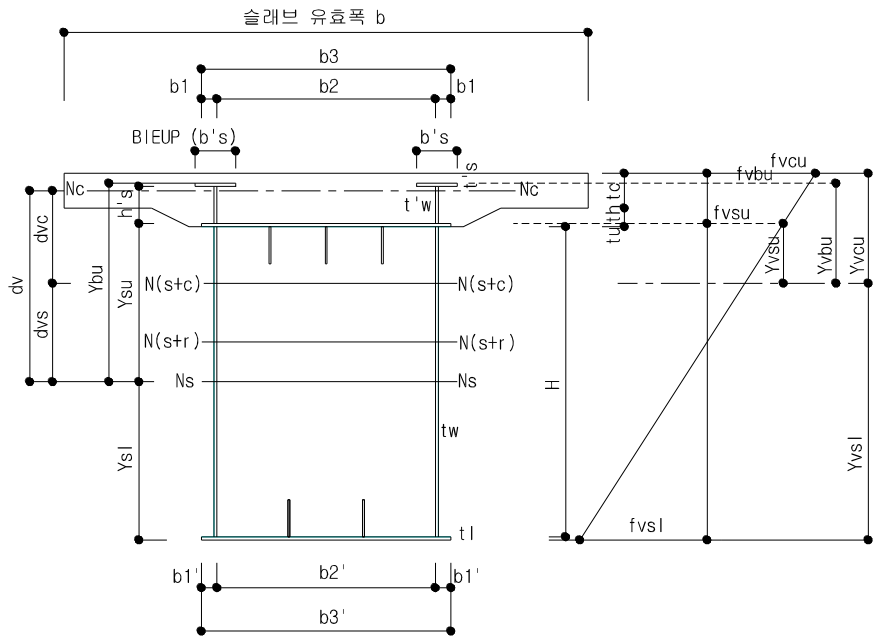
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					-127.567	-111.602	113.333	355.000	OK	OK
1+2+3	-123.687	-108.056	240.000	OK	-251.254	-217.747	254.329	355.000	OK	OK
1+2+3+7	-133.420	-117.481	240.000	OK	-266.121	-232.960	274.412	355.000	OK	OK
1+2+3+5	-130.113	-114.662	240.000	OK	-257.680	-224.375	244.859	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	-119.735	-103.955	240.000	OK	-247.302	-213.629	260.801	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	-129.468	-113.380	240.000	OK	-232.435	-198.416	280.884	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	-110.002	-94.531	240.000	OK	-262.169	-228.841	240.719	355.000	OK	OK
1+2+4	-32.731	-28.594	240.000	OK	-160.297	-139.690	150.644	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	-124.859	-109.080	240.000	OK	-252.425	-218.753	255.665	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	-134.592	-118.505	240.000	OK	-237.558	-203.540	275.748	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	-131.285	-115.686	240.000	OK	-258.852	-225.381	246.195	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	-120.907	-104.979	240.000	OK	-248.474	-214.634	262.137	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-130.640	-114.404	240.000	OK	-233.607	-199.421	282.220	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-111.174	-95.554	240.000	OK	-263.341	-229.847	242.054	355.000	OK	OK

4.7 단 면 검 토(정모멘트)

[G1 : SPLICE - 1] : 절점 3 로 부터 이격거리 1.872 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	6187.3	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2640.0	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2640.0	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2200	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수 Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	6638.112
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	2036.152
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	90.781
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	6080.650
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-234.233
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-74.322
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	-1.430
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-522.472
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-277.969
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-97.341
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-69.063
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-950.987
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

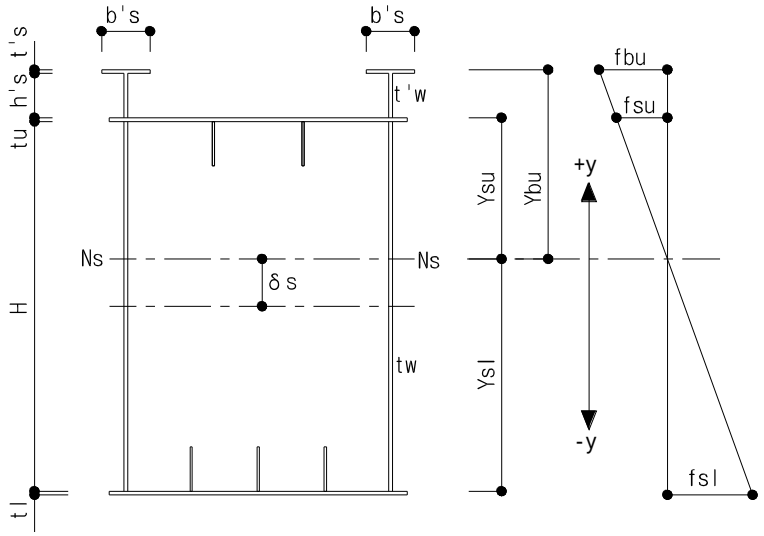
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격				As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
Upper FL.	1	;	2640	X 10	26400	1105	29172000	32235060000	220000
Upper RIB	5	;	120	X 12	7200	1040	7488000	7787520000	8640000
Bieup FL.	2	;	0	X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	-50	X 0	0	0	0	0	0
WEB	2	;	2200	X 12	52800	0	0	0	21296000000
Lower RIB	2	;	120	X 12	2880	-1040	-2995200	3115008000	3456000
Lower FL.	1	;	2640	X 12	31680	-1106	-35038080	38752116480	380160
TOTAL					120960		-1373280	81889704480	21308696160
바닥판	1	;	6187	X 280	1732438.40	1240	2.148E+09	2.6638E+12	11318597547

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 81889704480 + 21308696160 = 103198400640 mm^4

δs = ∑AsY / ∑As

= -1373280 / 120960 = -11.353 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ

= 103198400640 - 120960 x -11.353 ² = 103,182,809,552 mm^4 = 0.103 m^4

Ysu = H/2 + tu - δs = 2200 / 2 + 10 - -11.353 = 1121.353 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1121.353 - 2222 = -1100.647 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,332,932 mm^2

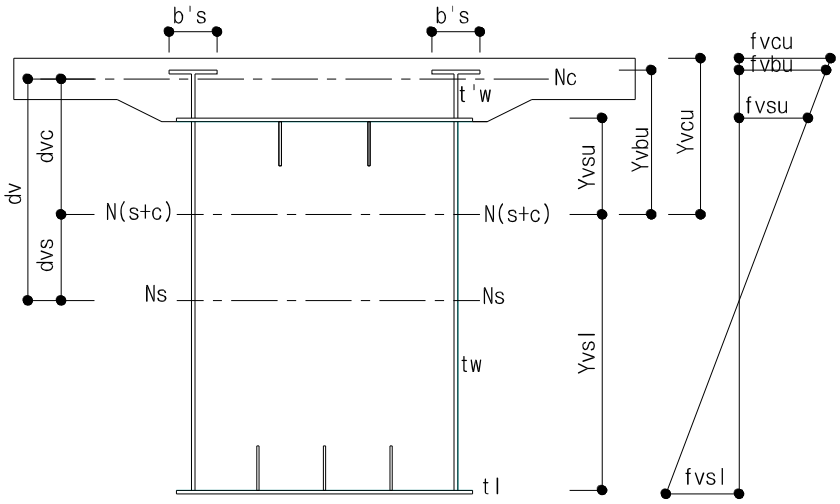
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = 72.141 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = -70.808 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 6.608 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

Av = As + Ac / n

= 120960 + 1732438 / 8 = 337514.800 mm^2

Ic = (b x tc^3) / 12

= (6187.3 x 280 ^{3}) / 12 = 11318597547 mm^4

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -11.353 + 0 + 280 / 2 = 1251.353 mm

dvc = dv x As / Av

= 1251.353 x 120960 / 337515 = 448.465 mm

dvs = dv - dvc

= 1251.353 - 448.465 = 802.888 mm

Iv33 = I33 + Ic / n + As x dvs^2 + (Ac / n) x dvc^2

= 103,182,809,552 + 11318597547 / 8 + 120960 x

802.89 ^{2} + (1732438 / 8) x 448.465 ^{2} = 226,125,695,796 mm^4 = 0.226 m^4

Fv = b x h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) x (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2)

= { (1200 + 1200 + 2400) / 2 + 12 } x { 2200

+ (10 + 280 / 8) / 2 + 12 / 2 } = 5,375,142 mm^2

Yvcu = dvc + tc / 2 = 588.465 mm

Yvcl = Yvcu - tc = 308.465 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvcu - tc - th + tu = 318.465 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1903.535 mm

fvcu = Msc · Yvcu / (n · Iv33) = 0.662 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl = Msc · Yvcl / (n · Iv33) = 0.347 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = 2.868 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = -17.140 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 2.162 Mpa

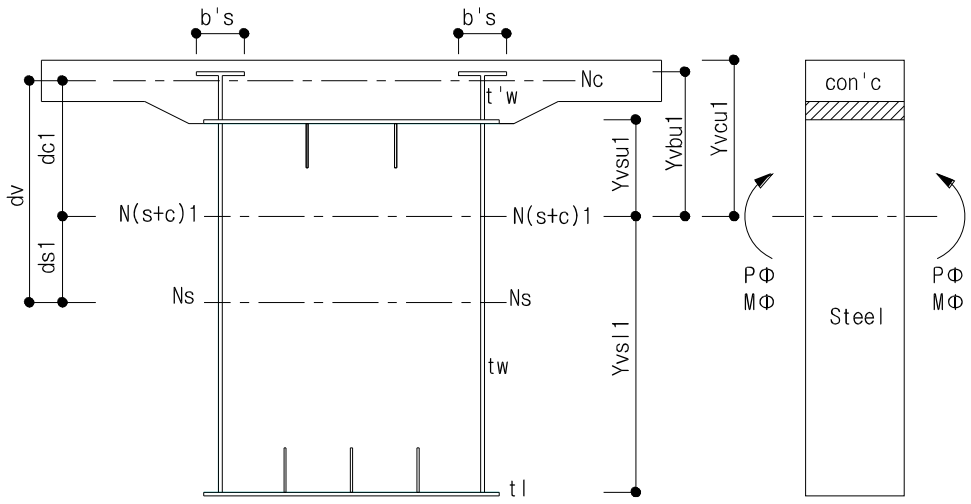
(3) 활하중 응력산정

fvcu1 =	Mv · Yvcu / (n · Iv33)	=	1.978	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl1 =	Mv · Yvcl / (n · Iv33)	=	1.037	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu1 =		=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu1 =	Mv · Yvsu / Iv33	=	8.564	Mpa	: 상연(강재)
fvsl1 =	Mv · Yvsl / Iv33	=	-51.187	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw)	=	17.267	Mpa	

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvcu2 =	Mw · Yvcu / (n · Iv33)	=	0.030	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl2 =	Mw · Yvcl / (n · Iv33)	=	0.015	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu2 =	Mw · Yvbu / Iv33	=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu2 =	Mw · Yvsu / Iv33	=	0.128	Mpa	: 상연(강재)
fvsl2 =	Mw · Yvsl / Iv33	=	-0.764	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw)	=	0.562	Mpa	

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

n1 = n x (1 + Φ1 / 2) : 크리프계수(Φ1) 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 120960 + 1732438 / 16 = 229237.400 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -11.353 + 0 + 280 / 2 = 1251.353 mm

k = 0.727 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1251.353 x 120960 / (1732438 / 16 + 120960) = 660.292 mm

ds1 = dv - dc1

= 1251.353 - 660.292 = 591.061 mm

Yvcu1 = dc1 + tc / 2 = 800.292 mm

Yvcl1 = Yvcu1 - tc = 520.292 mm

Yvbu1 = Yvcl1 - th + 220 = 740.292 mm

Yvsu1 = Yvcu1 - tc - th + tu = 530.292 mm

Yvsl1 = Yvsu1 - (H + tu + tl) = -1691.708 mm

Ivc33 = I33 + Ic / n1 + As x $ds1^2$ + (Ac / n1) x $dc1^2$

= 103,182,809,552 + 11318597547 / 16 + 120960 x

591.061 ^{2} + (1732438 / 16) x 660.292 ^{2} = 193,355,377,647 mm^4 = 0.193 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Iv33) = 874494.0 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = 874494.0 N

MΦ = PΦ · dc1 = 577421647.2 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14346.700 Mpa

fcu1 = Msc x Yvcu / (n x Iv33) = 0.662 Mpa

fcl1 = Msc x Yvcl / (n x Iv33) = 0.347 Mpa

fbu1 = Msc x Yvbu / (n x Iv33) = 0.000 Mpa

fvcu3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcu1/Ivc33) - Ec1 x fcu1 x Φ1 / Ec = -0.315 Mpa : 상단(콘크리트)

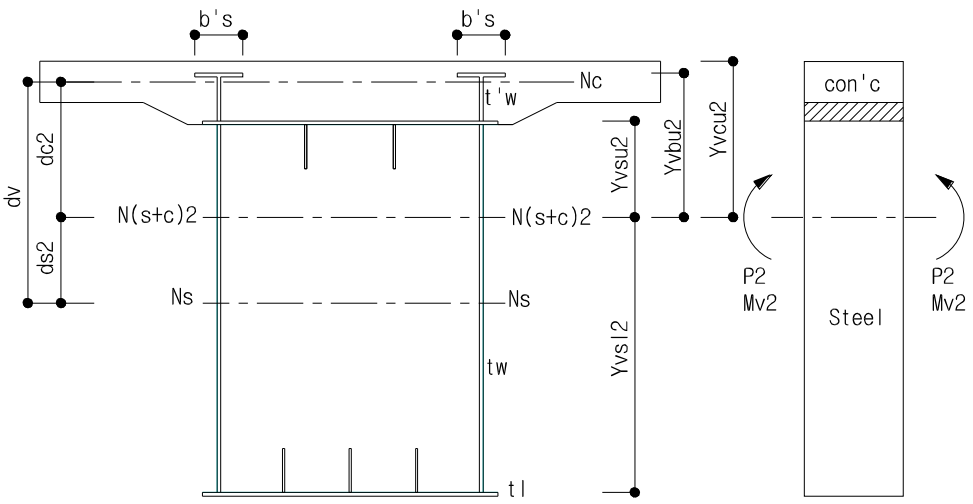
fvcl3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcl1/Ivc33) - Ec1 x fcl1 x Φ1 / Ec = -0.038 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsu1 / Ivc33 = 4.966 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsl1 / Ivc33 = 0.141 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

n2 = n x (1 + Φ2 / 2) : 크리프계수(Φ2) 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 120960 + 1732438 / 24 = 193144.933 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -11.353 + 0 + 280 / 2 = 1251.353 mm

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1251.353 x 120960 / (1732438 / 24 + 120960) = 783.679 mm

ds2 = dv - dc1

= 1251.353 - 783.679 = 467.674 mm

Yvcu2 = dc2 + tc / 2 = 923.679 mm

Yvcl2 = Yvcu2 - tc = 643.679 mm

Yvbu2 = Yvcl2 - th + 220 = 863.679 mm

Yvsu2 = Yvcu2 - tc - th + tu = 653.679 mm

Yvsl2 = Yvsu2 - (H + tu + tl) = -1568.321 mm

Ivd33 = $I33 + Ic / n2 + As \times ds2^2 + (Ac / n2) \times dc2^2$

= 103,182,809,552 + 11318597547 / 24 + 120960 x

467.674 ^{2} + (1732438 / 24) x 783.679 ^{2} = 174,443,261,305 mm^4 = 0.174 m^4

P2 = Es x εs x Ac / n2 = 3995436.1 N

Mv2 = P2 x dc2 = 3131140407.4 N-mm

Ec2 = Es / n2 = 8541.667 Mpa

fvcu4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcu2/Ivd33) - Ec2 x εs = -0.942 Mpa : 상단(콘크리트)

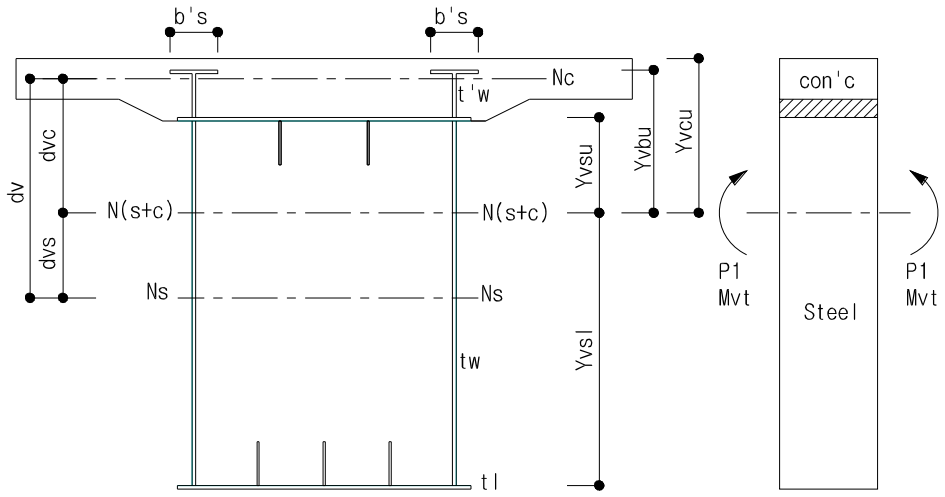
fvcl4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcl2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.094 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsu2 / Ivd33 = 29.219 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsl2 / Ivd33 = 0.214 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt = α x t : 온도변화(t)= 10 ---- 도.설 2.1.12

= 0.000012 x 10 = 0.00012

P1 = Es x εt x Ac / n = 5327248 N

Mvt = P1 x dvc = 2389085971 N

fvcu5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcu / Iv33) - Ec x εt = -0.905 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcl / Iv33) - Ec x εt = -1.174 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu5 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsu / Iv33 = 18.231 Mpa : 상연(강재)

fvsl5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsl / Iv33 = 1.158 Mpa : 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ = (Ss + Ssc + Sv)/Aw + { Mst/(2·F·Tw) + (Msct + Mvt)/(2·Fv·Tw)= 26.037 Mpa

υa = 125 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)} = 9.333 Mpa

υa = 150 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

* 활하중 재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)} = 26.319 Mpa

υa = 156.25 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력(자유돌출판_Bieup)

* 강재 SM520B 사용

① = b / 10.5 = 0 / 10.5 = 0.00 mm

② = b / 16 = 0 / 16 = 0.00 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = 24000 x (t3/b)^2 = 215.000 MPa

ts = 0 mm : 사용된 플랜지 두께(t2)

fca = = 215.000 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 강재 허용응력(Box형 플랜지)

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2 / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2 / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. t's ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t's < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2 / (t's x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (10 x 1.000 x 6)

- 23 } = 135.100 MPa

ㄷ. ③ ≤ t's < ② 이면,

fca = 220000 x { (t's x i x n) / b2 }^{2}

= 220000 x { (10 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 137.500 MPa

tu = 10 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = = 135.100 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근콘크리트 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* fck 27 MPa 사용

fca = 0.4 x fck = 10.800 MPa

fta = 0.07 x fck , but fta' 2.5 이하 = 1.890 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1					0.000	215.000	72.141	-70.808	135.100	215.000
1+2+3	2.640	1.384	10.800	10.800	0.000	215.000	83.572	-139.136	215.000	215.000
1+2+3+5	2.325	1.346	10.800	10.800	0.000	247.250	88.538	-138.995	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.383	0.252	10.800	10.800	0.000	247.250	117.757	-138.781	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.478	-0.922	12.420	2.174	0.000	279.500	135.988	-137.623	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.288	1.426	12.420	12.420	0.000	279.500	99.527	-139.939	279.500	247.250
1+2+4	0.692	0.363	12.960	12.960	0.000	258.000	75.136	-88.713	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	2.655	1.392	13.500	13.500	0.000	268.750	83.636	-139.518	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	2.340	1.354	13.500	13.500	0.000	268.750	88.602	-139.377	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	1.398	0.259	13.500	13.500	0.000	268.750	117.821	-139.163	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.493	-0.915	14.580	2.552	0.000	290.250	136.052	-138.006	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	2.303	1.433	14.580	14.580	0.000	290.250	99.591	-140.321	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /

4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력 /허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	53.4%	32.9%	OK	OK
1+2+3	24.4%	12.8%	OK	OK	0.0%	OK	38.9%	64.7%	OK	OK
1+2+3+5	21.5%	12.5%	OK	OK	0.0%	OK	35.8%	64.6%	OK	OK
1+2+3+5+6	12.8%	2.3%	OK	OK	0.0%	OK	47.6%	64.5%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	3.8%	7.4%	OK	OK	0.0%	OK	48.7%	55.7%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	18.4%	11.5%	OK	OK	0.0%	OK	35.6%	56.6%	OK	OK
1+2+4	5.3%	2.8%	OK	OK	0.0%	OK	29.1%	34.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	19.7%	10.3%	OK	OK	0.0%	OK	31.1%	51.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	17.3%	10.0%	OK	OK	0.0%	OK	33.0%	51.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	10.4%	1.9%	OK	OK	0.0%	OK	43.8%	51.8%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	3.4%	6.3%	OK	OK	0.0%	OK	46.9%	47.5%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	15.8%	9.8%	OK	OK	0.0%	OK	34.3%	48.3%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.285	0.108	0.043	0.043	0.329	0.152	OK	OK
1+2+3	0.151	0.419	0.043	0.043	0.194	0.462	OK	OK
1+2+3+5	0.128	0.418	0.043	0.043	0.172	0.461	OK	OK
1+2+3+5+6	0.227	0.417	0.043	0.043	0.270	0.460	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.237	0.310	0.043	0.043	0.280	0.353	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.127	0.320	0.043	0.043	0.170	0.364	OK	OK
1+2+4	0.085	0.118	0.004	0.004	0.089	0.122	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.097	0.270	0.028	0.028	0.125	0.298	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.109	0.269	0.028	0.028	0.137	0.297	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.192	0.268	0.028	0.028	0.221	0.297	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.220	0.226	0.028	0.028	0.248	0.254	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.118	0.234	0.028	0.028	0.146	0.262	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{72.141}{135.100}\right)^2 + \left(\frac{26.037}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.285 + 0.043 = 0.329 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-139.136}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{26.037}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.419 + 0.043 = 0.462 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 압축(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 압축(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 10 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 인장(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2' / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.2)

= 2200 / (206 x 1.2) = 8.8997 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 72.1) = 1.73 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / (121 x 0)

= 0 / (121 x 0) = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 0.0) = 0.00 < 1.2 ∴ 0 사용

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

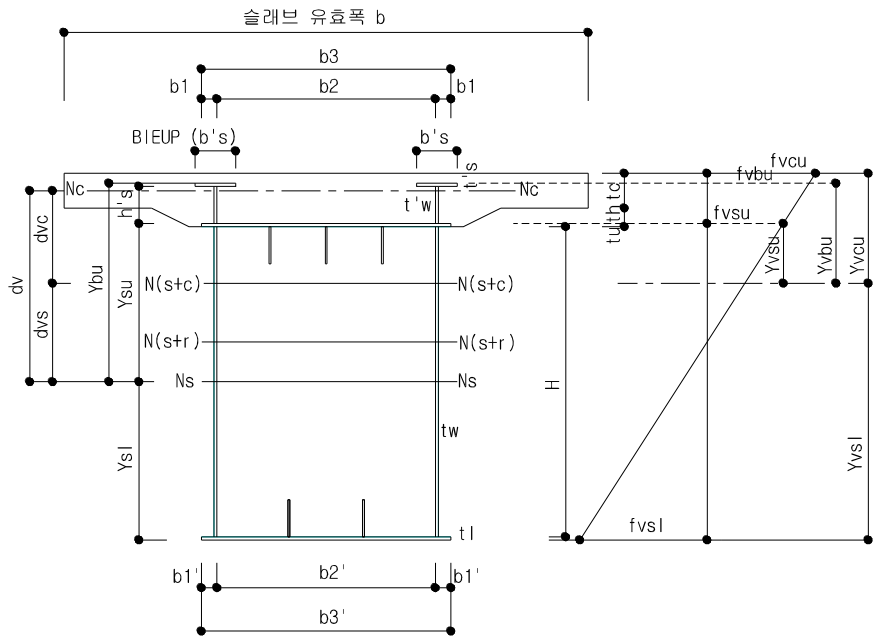
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	93.783	-92.051	355.000	OK	OK
1+2+3	5.114	2.681	16.200	OK	0.000	115.923	-224.386	355.000	OK	OK
1+2+3+7	6.019	3.855	16.200	OK	0.000	134.153	-225.544	355.000	OK	OK
1+2+3+5	4.799	2.642	16.200	OK	0.000	120.889	-224.245	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	3.857	1.548	16.200	OK	0.000	150.108	-224.031	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	2.952	0.374	16.200	OK	0.000	168.339	-222.873	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	4.762	2.722	16.200	OK	0.000	131.877	-225.189	355.000	OK	OK
1+2+4	0.891	0.467	16.200	OK	0.000	97.639	-115.098	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	5.129	2.688	16.200	OK	0.000	115.987	-224.768	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	4.224	1.514	16.200	OK	0.000	134.217	-223.610	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	4.813	2.650	16.200	OK	0.000	120.953	-224.627	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	3.871	1.556	16.200	OK	0.000	150.172	-224.413	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	2.966	0.382	16.200	OK	0.000	168.403	-223.255	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	4.776	2.730	16.200	OK	0.000	131.941	-225.571	355.000	OK	OK

4.7 단 면 검 토(정모멘트)

[G1 : SPLICE - 2] : 절점 6 로 부터 이격거리 0.624 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	6187.3	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2640.0	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2640.0	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2200	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	4627.277
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	1449.946
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	65.091
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	7602.422
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	557.191
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	165.885
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	1.500
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	537.072
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	193.508
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	110.429
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	35.737
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	679.664
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

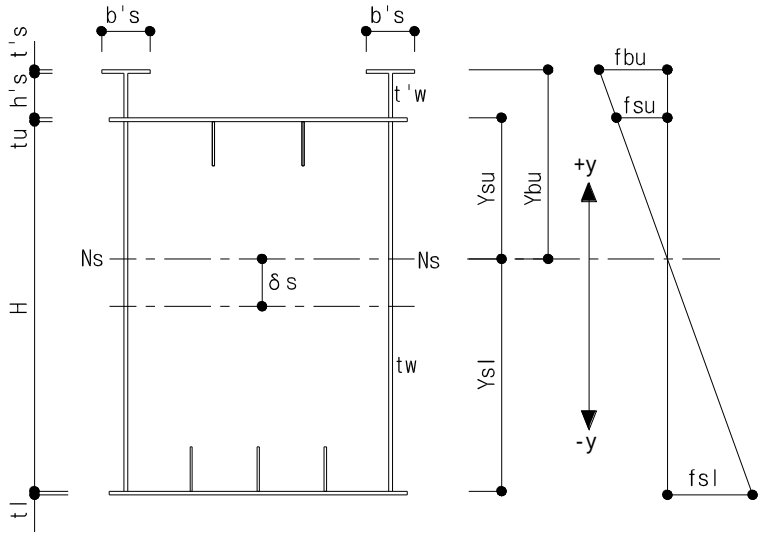
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격				As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
Upper FL.	1	;	2640	X 10	26400	1105	29172000	32235060000	220000
Upper RIB	5	;	120	X 12	7200	1040	7488000	7787520000	8640000
Bieup FL.	2	;	0	X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	-50	X 0	0	0	0	0	0
WEB	2	;	2200	X 12	52800	0	0	0	21296000000
Lower RIB	2	;	120	X 12	2880	-1040	-2995200	3115008000	3456000
Lower FL.	1	;	2640	X 12	31680	-1106	-35038080	38752116480	380160
TOTAL					120960		-1373280	81889704480	21308696160
바닥판	1	;	6187	X 280	1732438.40	1240	2.148E+09	2.6638E+12	11318597547

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 81889704480 + 21308696160 = 103198400640 mm^4

δs = ∑AsY / ∑As

= -1373280 / 120960 = -11.353 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ

= 103198400640 - 120960 x -11.353 ² = 103,182,809,552 mm^4 = 0.103 m^4

Ysu = H/2 + tu - δs = 2200 / 2 + 10 - -11.353 = 1121.353 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1121.353 - 2222 = -1100.647 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,332,932 mm^2

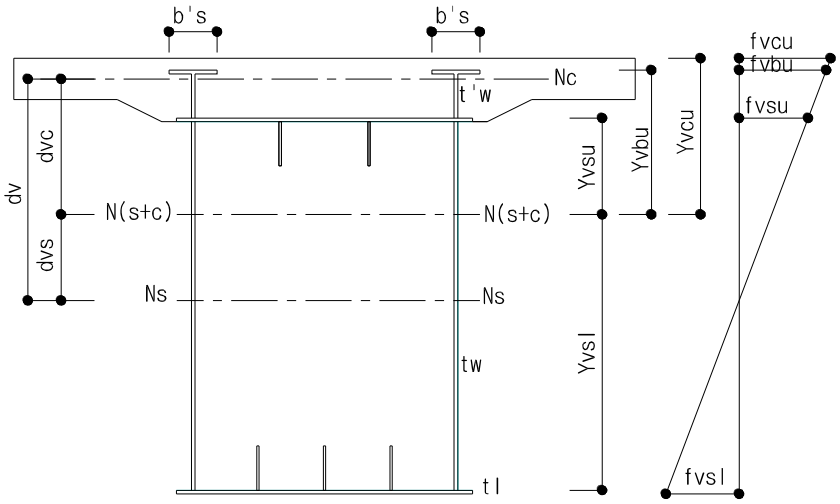
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = 50.288 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = -49.359 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 12.065 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

Av = As + Ac / n

= 120960 + 1732438 / 8 = 337514.800 mm^2

Ic = (b x tc^3) / 12

= (6187.3 x 280 ^{3}) / 12 = 11318597547 mm^4

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -11.353 + 0 + 280 / 2 = 1251.353 mm

dvc = dv x As / Av

= 1251.353 x 120960 / 337515 = 448.465 mm

dvs = dv - dvc

= 1251.353 - 448.465 = 802.888 mm

Iv33 = I33 + Ic / n + As x dvs^2 + (Ac / n) x dvc^2

= 103,182,809,552 + 11318597547 / 8 + 120960 x

802.89 ^{2} + (1732438 / 8) x 448.465 ^{2} = 226,125,695,796 mm^4 = 0.226 m^4

Fv = b x h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) x (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2)

= { (1200 + 1200 + 2400) / 2 + 12 } x { 2200

+ (10 + 280 / 8) / 2 + 12 / 2 } = 5,375,142 mm^2

Yvcu = dvc + tc / 2 = 588.465 mm

Yvcl = Yvcu - tc = 308.465 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvcu - tc - th + tu = 318.465 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1903.535 mm

fvcu = Msc · Yvcu / (n · Iv33) = 0.472 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl = Msc · Yvcl / (n · Iv33) = 0.247 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = 2.042 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = -12.206 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 3.998 Mpa

(3) 활하중 응력산정

fvcu1 = Mv · Yvcu / (n · Iv33) = 2.473 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl1 = Mv · Yvcl / (n · Iv33) = 1.296 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu1 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu1 = Mv · Yvsu / Iv33 = 10.707 Mpa : 상연(강재)

fvsl1 = Mv · Yvsl / Iv33 = -63.997 Mpa : 하연(강재)

υ = Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw) = 15.440 Mpa

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvcu2 = Mw · Yvcu / (n · Iv33) = 0.021 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl2 = Mw · Yvcl / (n · Iv33) = 0.011 Mpa : 하단(콘크리트)

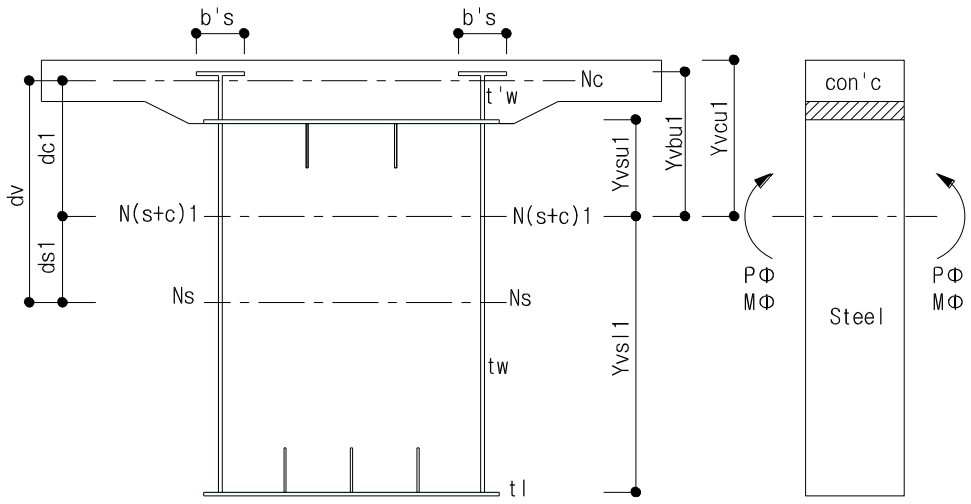
fvbu2 = Mw · Yvbu / Iv33 = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu2 = Mw · Yvsu / Iv33 = 0.092 Mpa : 상연(강재)

fvsl2 = Mw · Yvsl / Iv33 = -0.548 Mpa : 하연(강재)

υ = Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw) = 0.305 Mpa

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

n1 = n x (1 + Φ1 / 2) : 크리프계수(Φ1) 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 120960 + 1732438 / 16 = 229237.400 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -11.353 + 0 + 280 / 2 = 1251.353 mm

k = 0.396 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1251.353 x 120960 / (1732438 / 16 + 120960) = 660.292 mm

ds1 = dv - dc1

= 1251.353 - 660.292 = 591.061 mm

Yvcu1 = dc1 + tc / 2 = 800.292 mm

Yvcl1 = Yvcu1 - tc = 520.292 mm

Yvbu1 = Yvcl1 - th + 220 = 740.292 mm

Yvsu1 = Yvcu1 - tc - th + tu = 530.292 mm

Yvsl1 = Yvsu1 - (H + tu + tl) = -1691.708 mm

Ivc33 = I33 + Ic / n1 + As x $ds1^2$ + (Ac / n1) x $dc1^2$

= 103,182,809,552 + 11318597547 / 16 + 120960 x

591.061 ^{2} + (1732438 / 16) x 660.292 ^{2} = 193,355,377,647 mm^4 = 0.193 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Iv33) = 622728.4 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = 622728.4 N

MΦ = PΦ · dc1 = 411182751.7 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14346.700 Mpa

fcu1 = Msc x Yvcu / (n x Iv33) = 0.472 Mpa

fcl1 = Msc x Yvcl / (n x Iv33) = 0.247 Mpa

fbu1 = Msc x Yvbu / (n x Iv33) = 0.000 Mpa

fvcu3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcu1/Ivc33) - Ec1 x fcu1 x Φ1 / Ec = -0.260 Mpa : 상단(콘크리트)

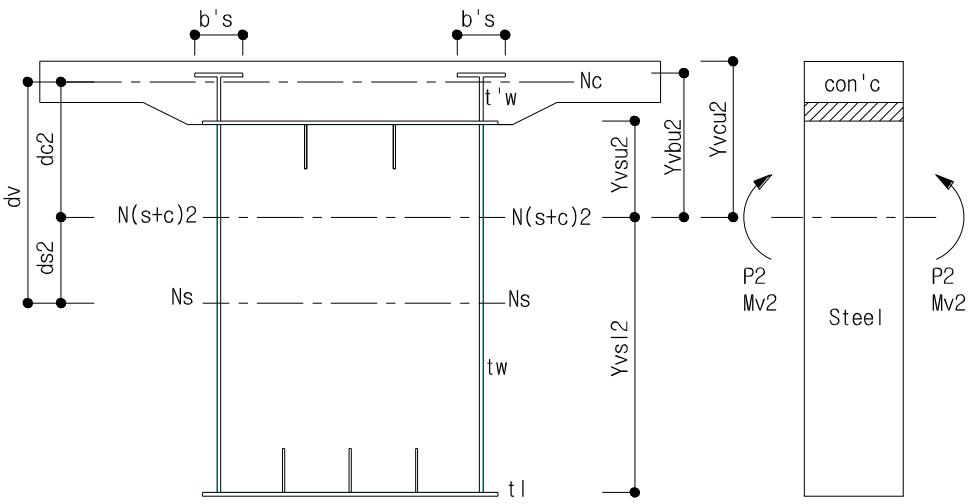
fvcl3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcl1/Ivc33) - Ec1 x fcl1 x Φ1 / Ec = -0.050 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsu1 / Ivc33 = 3.163 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsl1 / Ivc33 = 1.292 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

n2 = n x (1 + Φ2 / 2) : 크리프계수(Φ2) 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 120960 + 1732438 / 24 = 193144.933 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -11.353 + 0 + 280 / 2 = 1251.353 mm

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1251.353 x 120960 / (1732438 / 24 + 120960) = 783.679 mm

ds2 = dv - dc1

= 1251.353 - 783.679 = 467.674 mm

Yvcu2 = dc2 + tc / 2 = 923.679 mm

Yvcl2 = Yvcu2 - tc = 643.679 mm

Yvbu2 = Yvcl2 - th + 220 = 863.679 mm

Yvsu2 = Yvcu2 - tc - th + tu = 653.679 mm

Yvsl2 = Yvsu2 - (H + tu + tl) = -1568.321 mm

Ivd33 = I33 + Ic / n2 + As x ds2^2 + (Ac / n2) x dc2^2

= 103,182,809,552 + 11318597547 / 24 + 120960 x

467.674 ^{2} + (1732438 / 24) x 783.679 ^{2} = 174,443,261,305 mm^4 = 0.174 m^4

P2 = Es x εs x Ac / n2 = 3995436.1 N

Mv2 = P2 x dc2 = 3131140407.4 N-mm

Ec2 = Es / n2 = 8541.667 Mpa

fvcu4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcu2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.171 Mpa : 상단(콘크리트)

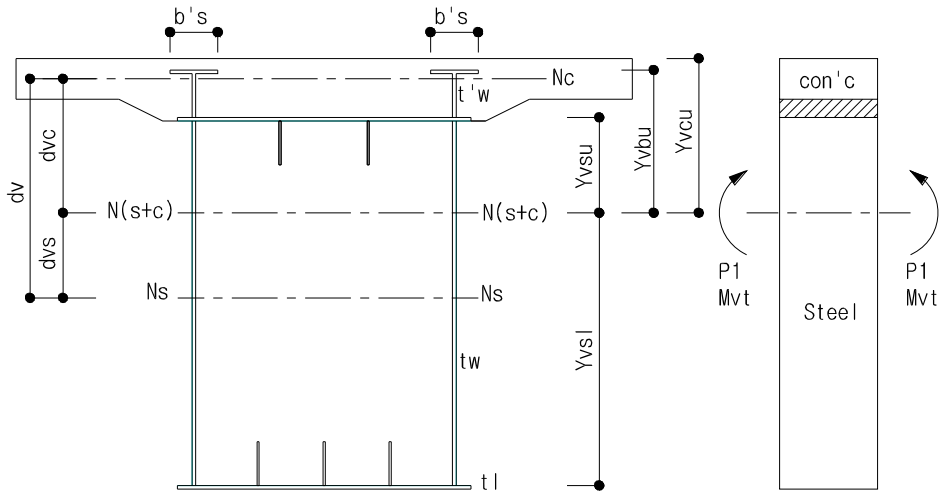
fvcl4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcl2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.254 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsu2 / Ivd33 = 25.333 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsl2 / Ivd33 = 9.537 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt = α x t : 온도변화(t)= 10 ---- 도.설 2.1.12

= 0.000012 x 10 = 0.00012

P1 = Es x εt x Ac / n = 5327248 N

Mvt = P1 x dvc = 2389085971 N

fvcu5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcu / Iv33) - Ec x εt = -1.162 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcl / Iv33) - Ec x εt = -1.309 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu5 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsu / Iv33 = 17.116 Mpa : 상연(강재)

fvsl5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsl / Iv33 = 7.818 Mpa : 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ = (Ss + Ssc + Sv)/Aw + { Mst/(2·F·Tw) + (Msct + Mvt)/(2·Fv·Tw)= 31.503 Mpa

υa = 125 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)} = 16.368 Mpa

υa = 150 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

* 활하중 재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)} = 31.656 Mpa

υa = 156.25 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력(자유돌출판_Bieup)

* 강재 SM520B 사용

① = b / 10.5 = 0 / 10.5 = 0.00 mm

② = b / 16 = 0 / 16 = 0.00 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = 24000 x (t3/b)^2 = 215.000 MPa

ts = 0 mm : 사용된 플랜지 두께(t2)

fca = = 215.000 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 강재 허용응력(Box형 플랜지)

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2 / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2 / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. t's ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t's < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2 / (t's x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (10 x 1.000 x 6)

- 23 } = 135.100 MPa

ㄷ. ③ ≤ t's < ② 이면,

fca = 220000 x { (t's x i x n) / b2 }^{2}

= 220000 x { (10 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 137.500 MPa

tu = 10 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = = 135.100 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근콘크리트 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* fck 27 MPa 사용

fca = 0.4 x fck = 10.800 MPa

fta = 0.07 x fck , but fta' 2.5 이하 = 1.890 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1					0.000	215.000	50.288	-49.359	135.100	215.000
1+2+3	2.945	1.544	10.800	10.800	0.000	215.000	63.037	-125.562	215.000	215.000
1+2+3+5	2.685	1.494	10.800	10.800	0.000	247.250	66.200	-124.270	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.514	0.240	10.800	10.800	0.000	247.250	91.533	-114.734	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.352	-1.069	12.420	2.174	0.000	279.500	108.649	-106.915	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.677	1.549	12.420	12.420	0.000	279.500	74.417	-122.552	279.500	247.250
1+2+4	0.493	0.258	12.960	12.960	0.000	258.000	52.421	-62.113	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	2.955	1.549	13.500	13.500	0.000	268.750	63.082	-125.836	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	2.696	1.499	13.500	13.500	0.000	268.750	66.246	-124.544	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	1.525	0.245	13.500	13.500	0.000	268.750	91.579	-115.008	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.362	-1.063	14.580	2.552	0.000	290.250	108.695	-107.189	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	2.687	1.554	14.580	14.580	0.000	290.250	74.462	-122.826	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /

4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력 /허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	37.2%	23.0%	OK	OK
1+2+3	27.3%	14.3%	OK	OK	0.0%	OK	29.3%	58.4%	OK	OK
1+2+3+5	24.9%	13.8%	OK	OK	0.0%	OK	26.8%	57.8%	OK	OK
1+2+3+5+6	14.0%	2.2%	OK	OK	0.0%	OK	37.0%	53.4%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	2.8%	8.6%	OK	OK	0.0%	OK	38.9%	43.2%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	21.6%	12.5%	OK	OK	0.0%	OK	26.6%	49.6%	OK	OK
1+2+4	3.8%	2.0%	OK	OK	0.0%	OK	20.3%	24.1%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	21.9%	11.5%	OK	OK	0.0%	OK	23.5%	46.8%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	20.0%	11.1%	OK	OK	0.0%	OK	24.6%	46.3%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	11.3%	1.8%	OK	OK	0.0%	OK	34.1%	42.8%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	2.5%	7.3%	OK	OK	0.0%	OK	37.4%	36.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	18.4%	10.7%	OK	OK	0.0%	OK	25.7%	42.3%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.139	0.053	0.064	0.064	0.202	0.116	OK	OK
1+2+3	0.086	0.341	0.064	0.064	0.149	0.405	OK	OK
1+2+3+5	0.072	0.334	0.064	0.064	0.135	0.398	OK	OK
1+2+3+5+6	0.137	0.285	0.064	0.064	0.201	0.348	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.151	0.187	0.064	0.064	0.215	0.251	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.071	0.246	0.064	0.064	0.134	0.309	OK	OK
1+2+4	0.041	0.058	0.012	0.012	0.053	0.070	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.055	0.219	0.041	0.041	0.096	0.260	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.061	0.215	0.041	0.041	0.102	0.256	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.116	0.183	0.041	0.041	0.157	0.224	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.140	0.136	0.041	0.041	0.181	0.177	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.066	0.179	0.041	0.041	0.107	0.220	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{108.649}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{31.503}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.151 + 0.064 = 0.215 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-125.562}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{31.503}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.341 + 0.064 = 0.405 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 압축(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 압축(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 10 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 인장(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2' / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.2)

= 2200 / (206 x 1.2) = 8.8997 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 50.3) = 2.07 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / (121 x 0)

= 0 / (121 x 0) = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 0.0) = 0.00 < 1.2 ∴ 0 사용

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

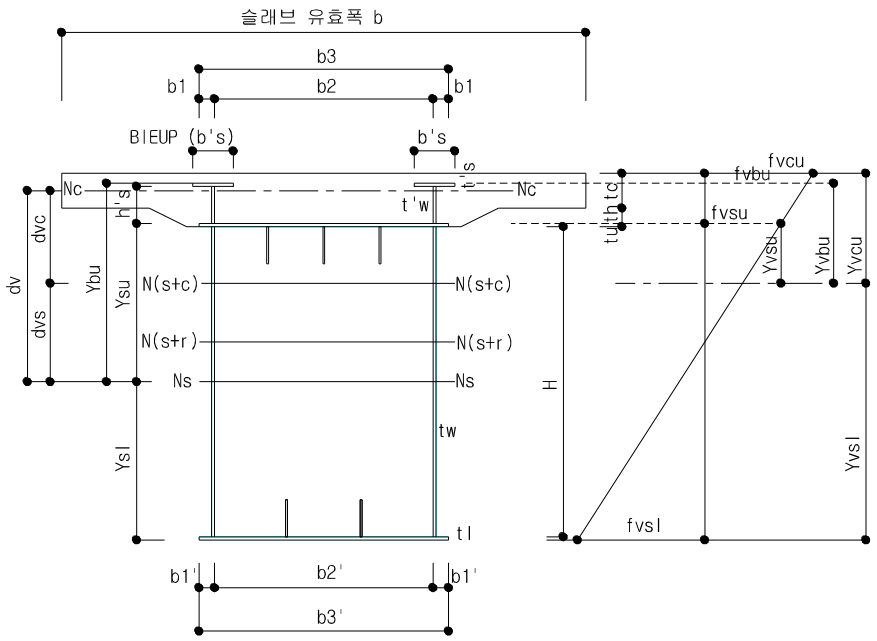
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	65.374	-64.167	355.000	OK	OK
1+2+3	5.930	3.109	16.200	OK	0.000	91.048	-217.629	355.000	OK	OK
1+2+3+7	7.093	4.417	16.200	OK	0.000	108.165	-225.447	355.000	OK	OK
1+2+3+5	5.670	3.058	16.200	OK	0.000	94.212	-216.337	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	4.500	1.805	16.200	OK	0.000	119.545	-206.800	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	3.337	0.496	16.200	OK	0.000	136.661	-198.982	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	5.662	3.114	16.200	OK	0.000	102.428	-214.618	355.000	OK	OK
1+2+4	0.634	0.333	16.200	OK	0.000	68.120	-80.582	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	5.941	3.114	16.200	OK	0.000	91.094	-217.903	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	4.778	1.805	16.200	OK	0.000	108.211	-210.084	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	5.681	3.064	16.200	OK	0.000	94.257	-216.611	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	4.510	1.810	16.200	OK	0.000	119.591	-207.074	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	3.348	0.501	16.200	OK	0.000	136.707	-199.256	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	5.673	3.119	16.200	OK	0.000	102.474	-214.892	355.000	OK	OK

4.7 단 면 검 토(정모멘트)

[G1 : SPLICE - 6] : 절점 14 로 부터 이격거리 1.872 m

1) 단면가정 및 설계조건



b =	6210.0	mm
b1 =	120	mm
b2 =	2400	mm
b3 =	2640.0	mm
b1' =	120	mm
b2' =	2400	mm
b3' =	2640.0	mm
tc =	280	mm
th =	0	mm
H =	2200	mm
n =	8	mm
h's =	0	mm
b's =	0	mm
t's =	0	mm
t'w =	0	mm
UL2 =	1200	mm
UR2 =	1200	mm
tw =	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	420.216
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	187.418
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	39.436
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	4910.784
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-1051.321
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-316.585
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	-9.037
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-789.212
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-467.558
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-298.775
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-136.671
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-1269.032
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

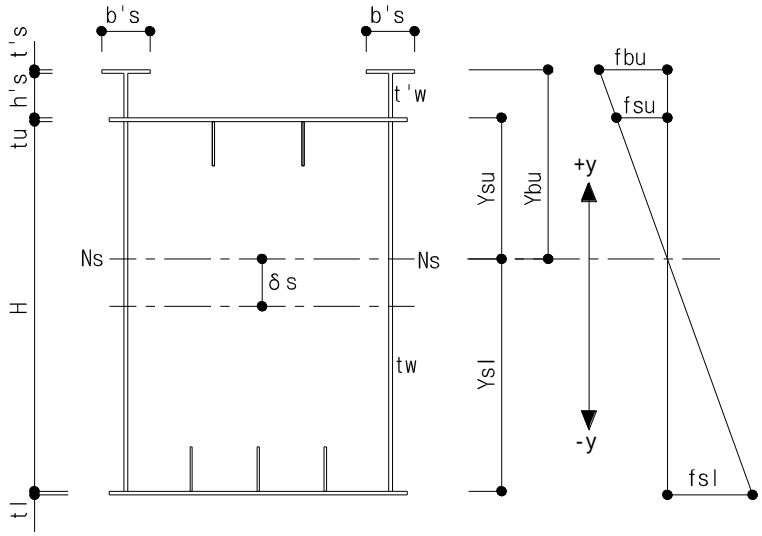
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격					As(mm²)	y(mm)	As*y(mm³)	As*y²(mm⁴)	Io(mm⁴)
Upper FL.	1	;	2640	X	12	31680	1106	35038080	38752116480	380160
Upper RIB	5	;	120	X	12	7200	1040	7488000	7787520000	8640000
Bieup FL.	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	-50	X	0	0	0	0	0	0
WEB	2	;	2200	X	12	52800	0	0	0	21296000000
Lower RIB	5	;	150	X	14	10500	-1025	-10762500	11031562500	19687500
Lower FL.	1	;	2640	X	12	31680	-1106	-35038080	38752116480	380160
TOTAL						133860		-3274500	96323315460	21325087820
바닥판	1	;	6210	X	280	1738794.40	1240	2.156E+09	2.67357E+12	11360123413

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 96323315460 + 21325087820 = 117648403280 mm⁴

δs = ∑AsY / ∑As

= -3274500 / 133860 = -24.462 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ²

= 117648403280 - 133860 x -24.462 ² = 117,568,302,053 mm⁴ = 0.118 m⁴

Ysu = H/2 + tu - δs = 2200 / 2 + 12 - -24.462 = 1136.462 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1136.462 - 2224 = -1087.538 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,335,344 mm²

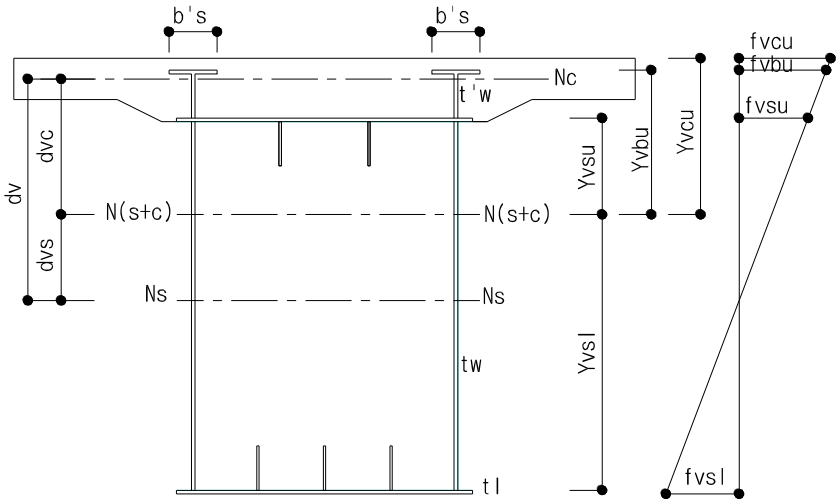
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = 4.062 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = -3.887 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 23.563 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

Av = As + Ac / n

= 133860 + 1738794 / 8 = 351209.300 mm^2

Ic = (b x tc^3) / 12

= (6210 x 280 ^{3}) / 12 = 11360123413 mm^4

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -24.462 + 0 + 280 / 2 = 1264.462 mm

dvc = dv x As / Av

= 1264.462 x 133860 / 351209 = 481.937 mm

dvs = dv - dvc

= 1264.462 - 481.937 = 782.525 mm

Iv33 = I33 + Ic / n + As x dvs^2 + (Ac / n) x dvc^2

= 117,568,302,053 + 11360123413 / 8 + 133860 x

782.52 ^{2} + (1738794 / 8) x 481.937 ^{2} = 251,439,155,144 mm^4 = 0.251 m^4

Fv = b x h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) x (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2)

= { (1200 + 1200 + 2400) / 2 + 12 } x { 2200

+ (12 + 280 / 8) / 2 + 12 / 2 } = 5,377,554 mm^2

Yvcu = dvc + tc / 2 = 621.937 mm

Yvcl = Yvcu - tc = 341.937 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvcu - tc - th + tu = 353.937 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1870.063 mm

fvcu = Msc · Yvcu / (n · Iv33) = 0.058 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl = Msc · Yvcl / (n · Iv33) = 0.032 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = 0.264 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = -1.394 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 8.311 Mpa

(3) 활하중 응력산정

fvcu1 = Mv · Yvcu / (n · Iv33) = 1.518 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl1 = Mv · Yvcl / (n · Iv33) = 0.835 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu1 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu1 = Mv · Yvsu / Iv33 = 6.913 Mpa : 상연(강재)

fvsl1 = Mv · Yvsl / Iv33 = -36.524 Mpa : 하연(강재)

υ = Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw) = 24.780 Mpa

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvcu2 = Mw · Yvcu / (n · Iv33) = 0.012 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl2 = Mw · Yvcl / (n · Iv33) = 0.007 Mpa : 하단(콘크리트)

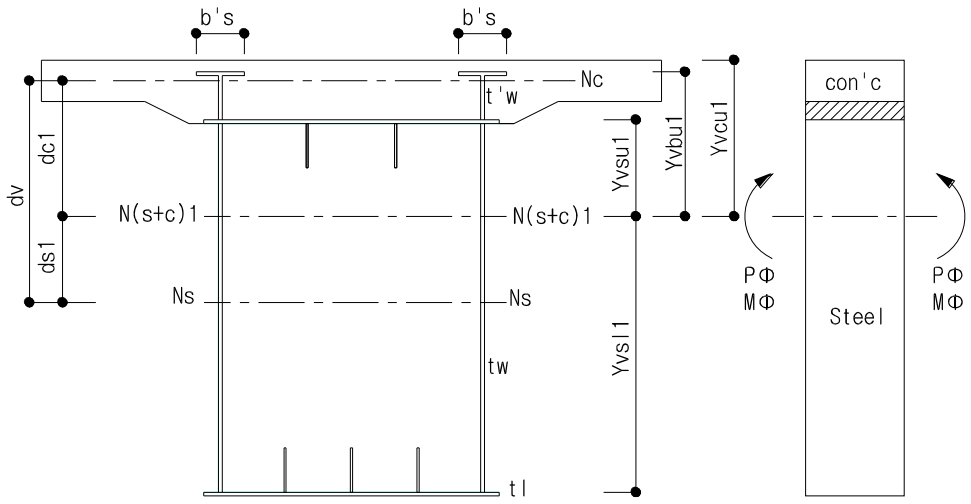
fvbu2 = Mw · Yvbu / Iv33 = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu2 = Mw · Yvsu / Iv33 = 0.056 Mpa : 상연(강재)

fvsl2 = Mw · Yvsl / Iv33 = -0.293 Mpa : 하연(강재)

υ = Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw) = 1.230 Mpa

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

n1 = n x (1 + Φ1 / 2) : 크리프계수(Φ1) 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 133860 + 1738794 / 16 = 242534.650 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -24.462 + 0 + 280 / 2 = 1264.462 mm

k = -0.191 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1264.462 x 133860 / (1738794 / 16 + 133860) = 697.883 mm

ds1 = dv - dc1

= 1264.462 - 697.883 = 566.579 mm

Yvcu1 = dc1 + tc / 2 = 837.883 mm

Yvcl1 = Yvcu1 - tc = 557.883 mm

Yvbu1 = Yvcl1 - th + 220 = 777.883 mm

Yvsu1 = Yvcu1 - tc - th + tu = 569.883 mm

Yvsl1 = Yvsu1 - (H + tu + tl) = -1654.117 mm

Ivc33 = I33 + Ic / n1 + As x $ds1^2$ + (Ac / n1) x $dc1^2$

= 117,568,302,053 + 11360123413 / 16 + 133860 x

566.579 ^{2} + (1738794 / 16) x 697.883 ^{2} = 214,177,938,913 mm^4 = 0.214 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Iv33) = 78077.9 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = 78077.9 N

MΦ = PΦ · dc1 = 54489274.3 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14346.700 Mpa

fcu1 = Msc x Yvcu / (n x Iv33) = 0.058 Mpa

fcl1 = Msc x Yvcl / (n x Iv33) = 0.032 Mpa

fbu1 = Msc x Yvbu / (n x Iv33) = 0.000 Mpa

fvcu3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcu1/Ivc33) - Ec1 x fcu1 x Φ1 / Ec = -0.040 Mpa : 상단(콘크리트)

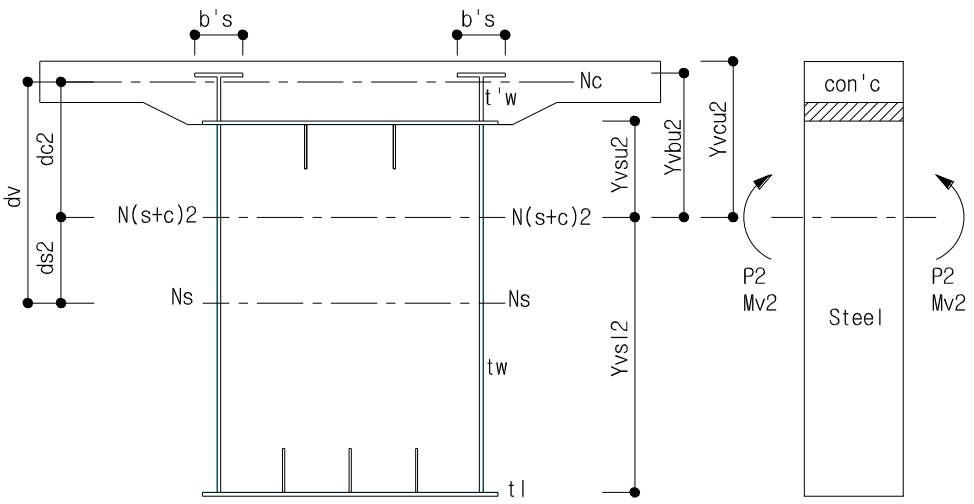
fvcl3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcl1/Ivc33) - Ec1 x fcl1 x Φ1 / Ec = -0.013 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsu1 / Ivc33 = 0.294 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsl1 / Ivc33 = 0.402 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

n2 = n x (1 + Φ2 / 2) : 크리프계수(Φ2) 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 133860 + 1738794 / 24 = 206309.767 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -24.462 + 0 + 280 / 2 = 1264.462 mm

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1264.462 x 133860 / (1738794 / 24 + 133860) = 820.421 mm

ds2 = dv - dc1

= 1264.462 - 820.421 = 444.041 mm

Yvcu2 = dc2 + tc / 2 = 960.421 mm

Yvcl2 = Yvcu2 - tc = 680.421 mm

Yvbu2 = Yvcl2 - th + 220 = 900.421 mm

Yvsu2 = Yvcu2 - tc - th + tu = 692.421 mm

Yvsl2 = Yvsu2 - (H + tu + tl) = -1531.579 mm

Ivd33 = I33 + Ic / n2 + As x ds2^2 + (Ac / n2) x dc2^2

= 117,568,302,053 + 11360123413 / 24 + 133860 x

444.041 ^{2} + (1738794 / 24) x 820.421 ^{2} = 193,200,412,266 mm^4 = 0.193 m^4

P2 = Es x εs x Ac / n2 = 4010094.6 N

Mv2 = P2 x dc2 = 3289966488.3 N-mm

Ec2 = Es / n2 = 8541.667 Mpa

fvcu4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcu2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.627 Mpa : 상단(콘크리트)

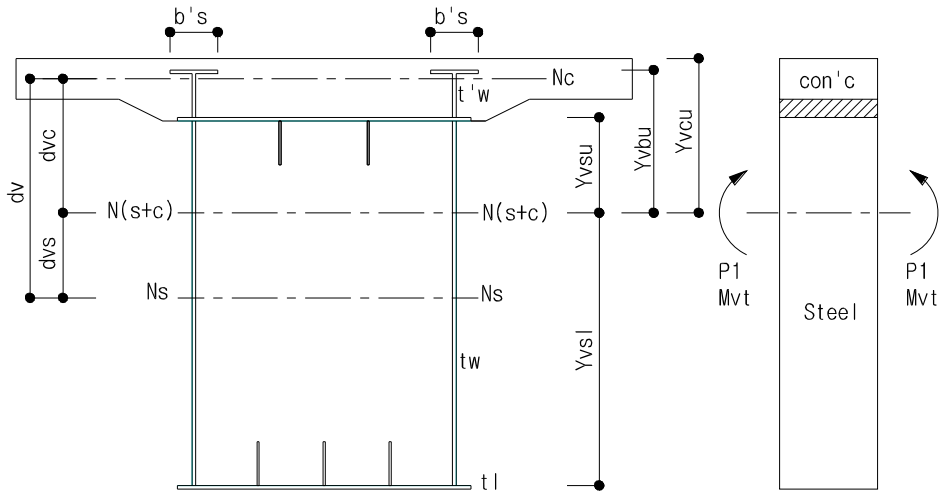
fvcl4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcl2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.589 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsu2 / Ivd33 = 17.185 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsl2 / Ivd33 = 24.419 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt = α x t : 온도변화(t)= 10 ---- 도.설 2.1.12

= 0.000012 x 10 = 0.00012

P1 = Es x εt x Ac / n = 5346793 N

Mvt = P1 x dvc = 2576819458 N

fvcu5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcu / Iv33) - Ec x εt = -1.692 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcl / Iv33) - Ec x εt = -1.624 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu5 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsu / Iv33 = 14.531 Mpa : 상연(강재)

fvsl5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsl / Iv33 = 18.885 Mpa : 상연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ = (Ss + Ssc + Sv)/Aw + { Mst/(2·F·Tw) + (Msct + Mvt)/(2·Fv·Tw)= 56.654 Mpa

υa = 125 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)} = 33.104 Mpa

υa = 150 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

* 활하중 재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)} = 57.269 Mpa

υa = 156.25 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력(자유돌출판_Bieup)

* 강재 SM520B 사용

① = b / 10.5 = 0 / 10.5 = 0.00 mm

② = b / 16 = 0 / 16 = 0.00 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = 24000 x (t3/b)^2 = 215.000 MPa

ts = 0 mm : 사용된 플랜지 두께(t2)

fca = = 215.000 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, ㅠ형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 강재 허용응력(Box형 플랜지)

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2 / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2 / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. t's ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t's < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2 / (t's x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (12 x 1.000 x 6)

- 23 } = 166.433 MPa

ㄷ. ③ ≤ t's < ② 이면,

fca = 220000 x { (t's x i x n) / b2 }^{2}

= 220000 x { (12 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 198.000 MPa

tu = 12 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = = 166.433 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근콘크리트 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* fck 27 MPa 사용

fca = 0.4 x fck = 10.800 MPa

fta = 0.07 x fck , but fta' 2.5 이하 = 1.890 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1					0.000	215.000	4.062	-3.887	166.433	215.000
1+2+3	1.576	0.867	10.800	10.800	0.000	215.000	11.238	-41.805	215.000	215.000
1+2+3+5	1.536	0.853	10.800	10.800	0.000	247.250	11.533	-41.402	247.250	215.000
1+2+3+5+6	-0.091	-0.735	1.890	1.890	0.000	247.250	28.718	-16.983	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-1.783	-2.359	2.174	2.174	0.000	279.500	43.249	1.901	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.602	0.889	12.420	12.420	0.000	279.500	14.187	-35.868	279.500	247.250
1+2+4	0.070	0.039	12.960	12.960	0.000	258.000	4.381	-5.574	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	1.582	0.870	13.500	13.500	0.000	268.750	11.266	-41.951	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	1.542	0.857	13.500	13.500	0.000	268.750	11.560	-41.549	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	-0.084	-0.732	2.363	2.363	0.000	268.750	28.745	-17.130	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-1.777	-2.356	2.552	2.552	0.000	290.250	43.277	1.755	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	1.608	0.892	14.580	14.580	0.000	290.250	14.214	-36.015	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /
4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력 /허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	2.4%	1.8%	OK	OK
1+2+3	14.6%	8.0%	OK	OK	0.0%	OK	5.2%	19.4%	OK	OK
1+2+3+5	14.2%	7.9%	OK	OK	0.0%	OK	4.7%	19.3%	OK	OK
1+2+3+5+6	4.8%	38.9%	OK	OK	0.0%	OK	11.6%	7.9%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	82.0%	108.5%	OK	NG	0.0%	OK	15.5%	0.8%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	12.9%	7.2%	OK	OK	0.0%	OK	5.1%	14.5%	OK	OK
1+2+4	0.5%	0.3%	OK	OK	0.0%	OK	1.7%	2.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	11.7%	6.4%	OK	OK	0.0%	OK	4.2%	15.6%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	11.4%	6.3%	OK	OK	0.0%	OK	4.3%	15.5%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	3.6%	31.0%	OK	OK	0.0%	OK	10.7%	6.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	69.6%	92.3%	OK	OK	0.0%	OK	14.9%	0.6%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	11.0%	6.1%	OK	OK	0.0%	OK	4.9%	12.4%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.001	0.000	0.205	0.205	0.206	0.206	OK	OK
1+2+3	0.003	0.038	0.205	0.205	0.208	0.243	OK	OK
1+2+3+5	0.002	0.037	0.205	0.205	0.208	0.242	OK	OK
1+2+3+5+6	0.013	0.006	0.205	0.205	0.219	0.212	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.024	0.000	0.205	0.205	0.229	0.205	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.003	0.021	0.205	0.205	0.208	0.226	OK	OK
1+2+4	0.000	0.000	0.049	0.049	0.049	0.049	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.002	0.024	0.134	0.134	0.136	0.159	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.002	0.024	0.134	0.134	0.136	0.158	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.011	0.004	0.134	0.134	0.146	0.138	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.022	0.000	0.134	0.134	0.157	0.134	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.002	0.015	0.134	0.134	0.137	0.150	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{43.249}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{56.654}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.024 + 0.205 = 0.229 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-41.805}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{56.654}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.038 + 0.205 = 0.243 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 압축(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 압축(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 12 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 인장(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2' / (80 x n) = 2400 / (80 x 6)

= 5.00 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.2)

= 2200 / (206 x 1.2) = 8.8997 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 4.1) = 7.28 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / (121 x 0)

= 0 / (121 x 0) = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 0.0) = 0.00 < 1.2 ∴ 0 사용

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

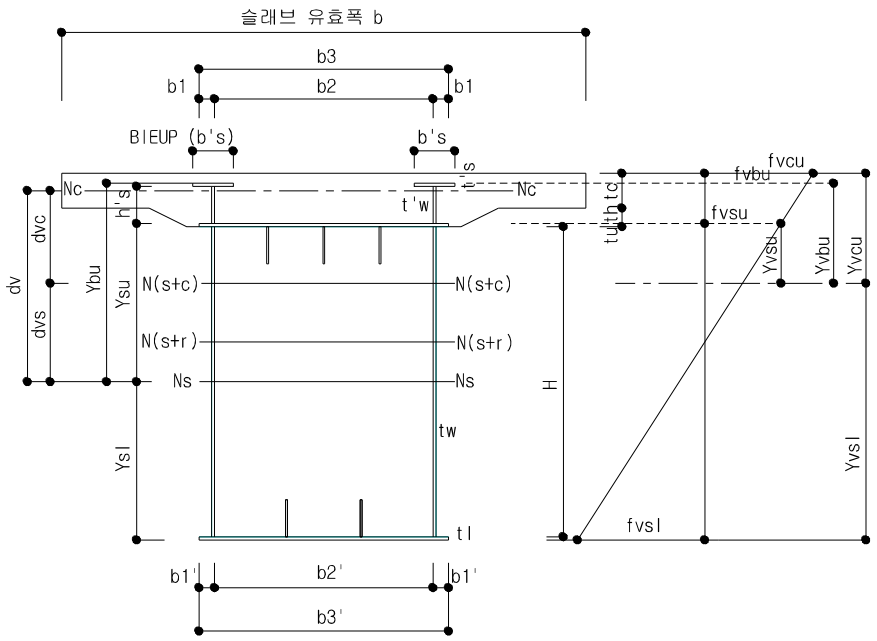
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	5.281	-5.053	355.000	OK	OK
1+2+3	3.340	1.836	16.200	OK	0.000	20.486	-85.391	355.000	OK	OK
1+2+3+7	5.032	3.460	16.200	OK	0.000	35.017	-104.276	355.000	OK	OK
1+2+3+5	3.299	1.823	16.200	OK	0.000	20.780	-84.989	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	1.673	0.234	16.200	OK	0.000	37.965	-60.570	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	-0.019	-1.390	16.200	OK	0.000	52.496	-41.685	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	3.365	1.858	16.200	OK	0.000	23.434	-79.455	355.000	OK	OK
1+2+4	0.088	0.048	16.200	OK	0.000	5.679	-7.159	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	3.346	1.840	16.200	OK	0.000	20.513	-85.538	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	1.654	0.216	16.200	OK	0.000	35.045	-66.653	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	3.306	1.826	16.200	OK	0.000	20.808	-85.136	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	1.679	0.238	16.200	OK	0.000	37.993	-60.716	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-0.013	-1.386	16.200	OK	0.000	52.524	-41.832	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	3.371	1.861	16.200	OK	0.000	23.462	-79.601	355.000	OK	OK

4.7 단 면 검 토(정모멘트)

[G1 : SPLICE - 7] : 절점 16 로 부터 이격거리 3.121 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	6210.0	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2640.0	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2640.0	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2200	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	8675.457
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	2669.713
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	79.629
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	7705.306
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-414.147
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-123.007
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	-1.353
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-550.312
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-329.241
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-133.316
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-67.459
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-877.946
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

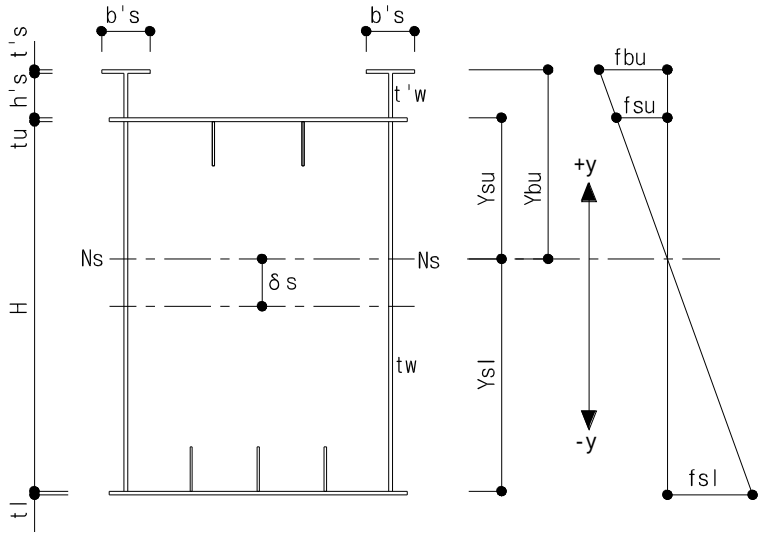
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격				As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
Upper FL.	1	;	2640	X 12	31680	1106	35038080	38752116480	380160
Upper RIB	5	;	120	X 12	7200	1040	7488000	7787520000	8640000
Bieup FL.	2	;	0	X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	-50	X 0	0	0	0	0	0
WEB	2	;	2200	X 12	52800	0	0	0	21296000000
Lower RIB	2	;	120	X 12	2880	-1040	-2995200	3115008000	3456000
Lower FL.	1	;	2640	X 16	42240	-1108	-46801920	51856527360	901120
TOTAL					136800		-7271040	1.01511E+11	21309377280
바닥판	1	;	6210	X 280	1738794.40	1240	2.156E+09	2.67357E+12	11360123413

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 101511171840 + 21309377280 = 122820549120 mm^4

δs = ∑AsY / ∑As

= -7271040 / 136800 = -53.151 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ

= 122820549120 - 136800 x -53.151 ² = 122,434,086,966 mm^4 = 0.122 m^4

Ysu = H/2 + tu - δs = 2200 / 2 + 12 - -53.151 = 1165.151 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1165.151 - 2228 = -1062.849 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,340,168 mm^2

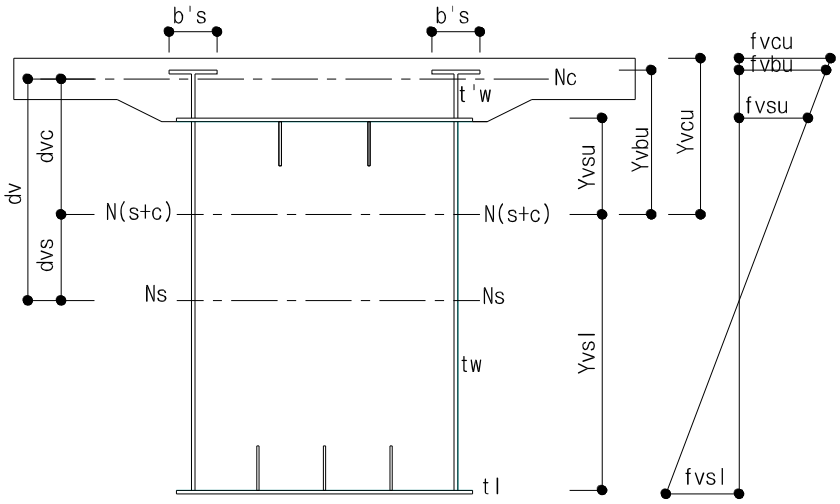
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = 82.560 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = -75.312 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 10.413 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

Av = As + Ac / n

= 136800 + 1738794 / 8 = 354149.300 mm^2

Ic = (b x tc^3) / 12

= (6210 x 280 ^{3}) / 12 = 11360123413 mm^4

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -53.151 + 0 + 280 / 2 = 1293.151 mm

dvc = dv x As / Av

= 1293.151 x 136800 / 354149 = 499.515 mm

dvs = dv - dvc

= 1293.151 - 499.515 = 793.635 mm

Iv33 = I33 + Ic / n + As x dvs^2 + (Ac / n) x dvc^2

= 122,434,086,966 + 11360123413 / 8 + 136800 x

793.64 ^{2} + (1738794 / 8) x 499.515 ^{2} = 264,250,625,590 mm^4 = 0.264 m^4

Fv = b x h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) x (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2)

= { (1200 + 1200 + 2400) / 2 + 12 } x { 2200

+ (12 + 280 / 8) / 2 + 16 / 2 } = 5,382,378 mm^2

Yvcu = dvc + tc / 2 = 639.515 mm

Yvcl = Yvcu - tc = 359.515 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvcu - tc - th + tu = 371.515 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1856.485 mm

fvcu = Msc · Yvcu / (n · Iv33) = 0.808 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl = Msc · Yvcl / (n · Iv33) = 0.454 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = 3.753 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = -18.756 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tv = 3.362 Mpa

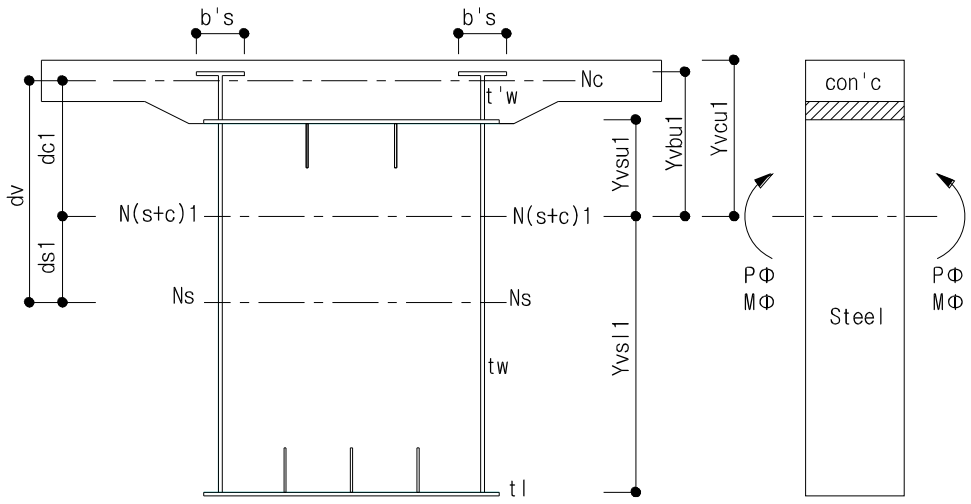
(3) 활하중 응력산정

fvcu1 =	Mv · Yvcu / (n · Iv33)	=	2.331	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl1 =	Mv · Yvcl / (n · Iv33)	=	1.310	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu1 =		=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu1 =	Mv · Yvsu / Iv33	=	10.833	Mpa	: 상연(강재)
fvsl1 =	Mv · Yvsl / Iv33	=	-54.133	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw)	=	17.219	Mpa	

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvcu2 =	Mw · Yvcu / (n · Iv33)	=	0.024	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl2 =	Mw · Yvcl / (n · Iv33)	=	0.014	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu2 =	Mw · Yvbu / Iv33	=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu2 =	Mw · Yvsu / Iv33	=	0.112	Mpa	: 상연(강재)
fvsl2 =	Mw · Yvsl / Iv33	=	-0.559	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw)	=	0.548	Mpa	

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

n1 = n x (1 + Φ1 / 2) : 크리프계수(Φ1) 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 136800 + 1738794 / 16 = 245474.650 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -53.151 + 0 + 280 / 2 = 1293.151 mm

k = -0.191 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1293.151 x 136800 / (1738794 / 16 + 136800) = 720.657 mm

ds1 = dv - dc1

= 1293.151 - 720.657 = 572.494 mm

Yvcu1 = dc1 + tc / 2 = 860.657 mm

Yvcl1 = Yvcu1 - tc = 580.657 mm

Yvbu1 = Yvcl1 - th + 220 = 800.657 mm

Yvsu1 = Yvcu1 - tc - th + tu = 592.657 mm

Yvsl1 = Yvsu1 - (H + tu + tl) = -1635.343 mm

Ivc33 = I33 + Ic / n1 + As x $ds1^2$ + (Ac / n1) x $dc1^2$

= 122,434,086,966 + 11360123413 / 16 + 136800 x

572.494 ^{2} + (1738794 / 16) x 720.657 ^{2} = 224,419,991,015 mm^4 = 0.224 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Iv33) = 1096871.3 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = 1096871.3 N

MΦ = PΦ · dc1 = 790468071.7 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14346.700 Mpa

fcu1 = Msc x Yvcu / (n x Iv33) = 0.808 Mpa

fcl1 = Msc x Yvcl / (n x Iv33) = 0.454 Mpa

fbu1 = Msc x Yvbu / (n x Iv33) = 0.000 Mpa

fvcu3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcu1/Ivc33) - Ec1 x fcu1 x Φ1 / Ec = -0.565 Mpa : 상단(콘크리트)

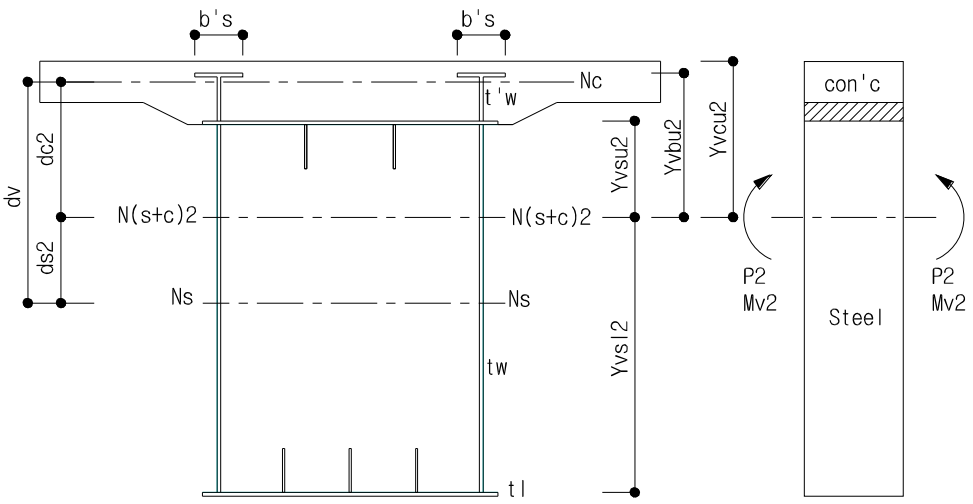
fvcl3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcl1/Ivc33) - Ec1 x fcl1 x Φ1 / Ec = -0.199 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsu1 / Ivc33 = 4.070 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsl1 / Ivc33 = 5.569 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

n2 = n x (1 + Φ2 / 2) : 크리프계수(Φ2) 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 136800 + 1738794 / 24 = 209249.767 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -53.151 + 0 + 280 / 2 = 1293.151 mm

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1293.151 x 136800 / (1738794 / 24 + 136800) = 845.416 mm

ds2 = dv - dc1

= 1293.151 - 845.416 = 447.735 mm

Yvcu2 = dc2 + tc / 2 = 985.416 mm

Yvcl2 = Yvcu2 - tc = 705.416 mm

Yvbu2 = Yvcl2 - th + 220 = 925.416 mm

Yvsu2 = Yvcu2 - tc - th + tu = 717.416 mm

Yvsl2 = Yvsu2 - (H + tu + tl) = -1510.584 mm

Ivd33 = $I33 + Ic / n2 + As \times ds2^2 + (Ac / n2) \times dc2^2$

= 122,434,086,966 + 11360123413 / 24 + 136800 x

447.735 ^{2} + (1738794 / 24) x 845.416 ^{2} = 202,113,137,678 mm^4 = 0.202 m^4

P2 = Es x εs x Ac / n2 = 4010094.6 N

Mv2 = P2 x dc2 = 3390196959.7 N-mm

Ec2 = Es / n2 = 8541.667 Mpa

fvcu4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcu2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.639 Mpa : 상단(콘크리트)

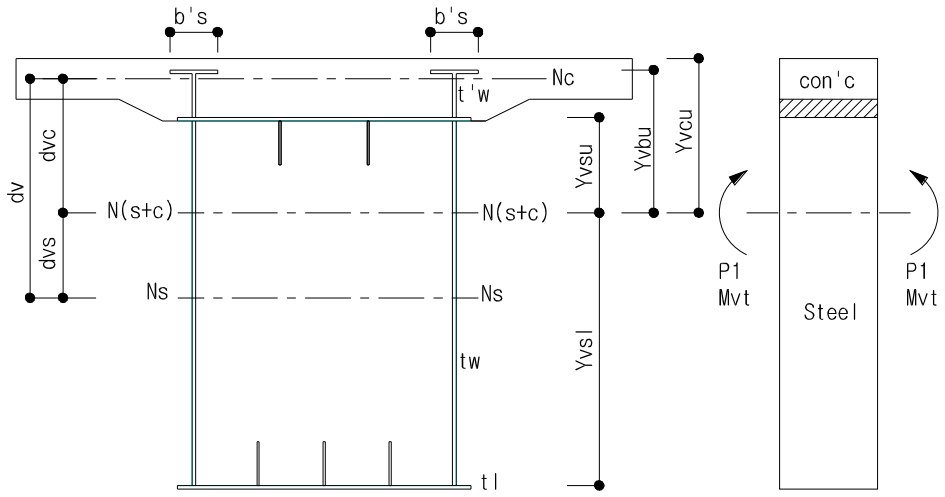
fvcl4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcl2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.602 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsu2 / Ivd33 = 16.866 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsl2 / Ivd33 = 24.004 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt = α x t : 온도변화(t)= 10 ---- 도.설 2.1.12

= 0.000012 x 10 = 0.00012

P1 = Es x εt x Ac / n = 5346793 N

Mvt = P1 x dvc = 2670805497 N

fvcu5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcu / Iv33) - Ec x εt = -1.710 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcl / Iv33) - Ec x εt = -1.643 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu5 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsu / Iv33 = 14.380 Mpa : 상연(강재)

fvsl5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsl / Iv33 = 18.682 Mpa : 상연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ = (Ss + Ssc + Sv)/Aw + { Mst/(2·F·Tw) + (Msct + Mvt)/(2·Fv·Tw)= 30.993 Mpa

υa = 125 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)} = 14.322 Mpa

υa = 150 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

* 활하중 재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)} = 31.267 Mpa

υa = 156.25 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력(자유돌출판_Bieup)

* 강재 SM520B 사용

① = b / 10.5 = 0 / 10.5 = 0.00 mm

② = b / 16 = 0 / 16 = 0.00 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = 24000 x (t3/b)^2 = 215.000 MPa

ts = 0 mm : 사용된 플랜지 두께(t2)

fca = = 215.000 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, ㅠ형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 강재 허용응력(Box형 플랜지)

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2 / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2 / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. t's ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t's < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2 / (t's x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (12 x 1.000 x 6)

- 23 } = 166.433 MPa

ㄷ. ③ ≤ t's < ② 이면,

fca = 220000 x { (t's x i x n) / b2 }^{2}

= 220000 x { (12 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 198.000 MPa

tu = 12 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = = 166.433 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근콘크리트 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* fck 27 MPa 사용

fca = 0.4 x fck = 10.800 MPa

fta = 0.07 x fck , but fta' 2.5 이하 = 1.890 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1					0.000	215.000	82.560	-75.312	166.433	215.000
1+2+3	3.139	1.764	10.800	10.800	0.000	215.000	97.147	-148.201	215.000	215.000
1+2+3+5	2.574	1.565	10.800	10.800	0.000	247.250	101.217	-142.632	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.935	-0.037	10.800	1.890	0.000	247.250	118.082	-118.628	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.776	-1.679	2.174	2.174	0.000	279.500	132.462	-99.947	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.645	1.606	12.420	12.420	0.000	279.500	103.702	-137.310	279.500	247.250
1+2+4	0.832	0.468	12.960	12.960	0.000	258.000	86.426	-94.627	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	3.151	1.771	13.500	13.500	0.000	268.750	97.203	-148.481	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	2.586	1.572	13.500	13.500	0.000	268.750	101.273	-142.912	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.947	-0.030	13.500	2.363	0.000	268.750	118.138	-118.908	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-0.764	-1.673	2.552	2.552	0.000	290.250	132.518	-100.226	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	2.657	1.613	14.580	14.580	0.000	290.250	103.758	-137.590	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /

4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력 /허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	49.6%	35.0%	OK	OK
1+2+3	29.1%	16.3%	OK	OK	0.0%	OK	45.2%	68.9%	OK	OK
1+2+3+5	23.8%	14.5%	OK	OK	0.0%	OK	40.9%	66.3%	OK	OK
1+2+3+5+6	8.7%	0.3%	OK	OK	0.0%	OK	47.8%	55.2%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	35.7%	77.3%	OK	OK	0.0%	OK	47.4%	40.4%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	21.3%	12.9%	OK	OK	0.0%	OK	37.1%	55.5%	OK	OK
1+2+4	6.4%	3.6%	OK	OK	0.0%	OK	33.5%	36.7%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	23.3%	13.1%	OK	OK	0.0%	OK	36.2%	55.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	19.2%	11.6%	OK	OK	0.0%	OK	37.7%	53.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	7.0%	0.2%	OK	OK	0.0%	OK	44.0%	44.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	29.9%	65.6%	OK	OK	0.0%	OK	45.7%	34.5%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	18.2%	11.1%	OK	OK	0.0%	OK	35.7%	47.4%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.246	0.123	0.061	0.061	0.308	0.184	OK	OK
1+2+3	0.204	0.475	0.061	0.061	0.266	0.537	OK	OK
1+2+3+5	0.168	0.440	0.061	0.061	0.229	0.502	OK	OK
1+2+3+5+6	0.228	0.304	0.061	0.061	0.290	0.366	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.225	0.163	0.061	0.061	0.286	0.225	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.138	0.308	0.061	0.061	0.199	0.370	OK	OK
1+2+4	0.112	0.135	0.009	0.009	0.121	0.144	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.131	0.305	0.040	0.040	0.171	0.345	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.142	0.283	0.040	0.040	0.182	0.323	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.193	0.196	0.040	0.040	0.233	0.236	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.208	0.119	0.040	0.040	0.248	0.159	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.128	0.225	0.040	0.040	0.168	0.265	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{82.560}{166.433}\right)^2 + \left(\frac{30.993}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.246 + 0.061 = 0.308 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-148.201}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{30.993}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.475 + 0.061 = 0.537 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 압축(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 압축(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 12 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 인장(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 16 mm O.K.!

tmin = b2' / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 16 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.2)

= 2200 / (206 x 1.2) = 8.8997 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 82.6) = 1.61 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / (121 x 0)

= 0 / (121 x 0) = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 0.0) = 0.00 < 1.2 ∴ 0 사용

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

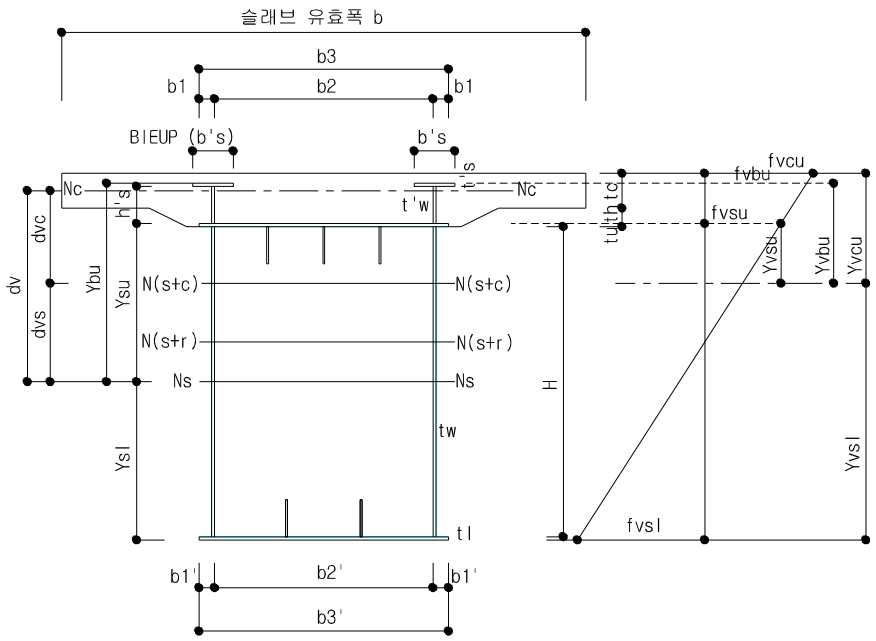
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	107.329	-97.905	355.000	OK	OK
1+2+3	6.061	3.408	16.200	OK	0.000	135.499	-238.675	355.000	OK	OK
1+2+3+7	7.772	5.050	16.200	OK	0.000	149.879	-257.356	355.000	OK	OK
1+2+3+5	5.497	3.208	16.200	OK	0.000	139.569	-233.106	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	3.858	1.606	16.200	OK	0.000	156.434	-209.102	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	2.147	-0.036	16.200	OK	0.000	170.815	-190.420	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	5.568	3.249	16.200	OK	0.000	142.054	-227.784	355.000	OK	OK
1+2+4	1.074	0.604	16.200	OK	0.000	112.320	-122.847	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	6.074	3.414	16.200	OK	0.000	135.555	-238.954	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	4.363	1.772	16.200	OK	0.000	149.935	-220.273	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	5.509	3.215	16.200	OK	0.000	139.625	-233.386	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	3.870	1.613	16.200	OK	0.000	156.490	-209.382	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	2.159	-0.030	16.200	OK	0.000	170.871	-190.700	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	5.580	3.256	16.200	OK	0.000	142.110	-228.063	355.000	OK	OK

4.7 단 면 검 토(정모멘트)

[G1 : SPLICE - 8] : 절점 19 로 부터 이격거리 1.872 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	6210.0	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2640.0	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2640.0	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2200	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	8676.892
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	2669.906
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	77.958
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	7707.585
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	413.815
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	122.951
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	1.319
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	550.100
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	330.343
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	133.488
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	66.908
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	877.775
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

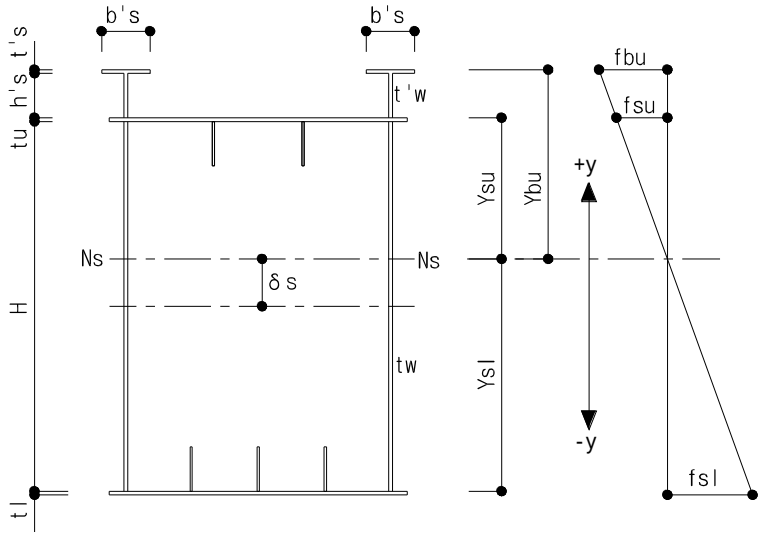
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격					As(mm²)	y(mm)	As*y(mm³)	As*y²(mm⁴)	Io(mm⁴)
Upper FL.	1	;	2640	X	12	31680	1106	35038080	38752116480	380160
Upper RIB	5	;	120	X	12	7200	1040	7488000	7787520000	8640000
Bieup FL.	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	-50	X	0	0	0	0	0	0
WEB	2	;	2200	X	12	52800	0	0	0	21296000000
Lower RIB	2	;	120	X	12	2880	-1040	-2995200	3115008000	3456000
Lower FL.	1	;	2640	X	16	42240	-1108	-46801920	51856527360	901120
TOTAL						136800		-7271040	1.01511E+11	21309377280
바닥판	1	;	6210	X	280	1738794.40	1240	2.156E+09	2.67357E+12	11360123413

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 101511171840 + 21309377280 = 122820549120 mm⁴

δs = ∑AsY / ∑As

= -7271040 / 136800 = -53.151 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ²

= 122820549120 - 136800 x -53.151 ² = 122,434,086,966 mm⁴ = 0.122 m⁴

Ysu = H/2 + tu - δs = 2200 / 2 + 12 - -53.151 = 1165.151 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1165.151 - 2228 = -1062.849 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,340,168 mm²

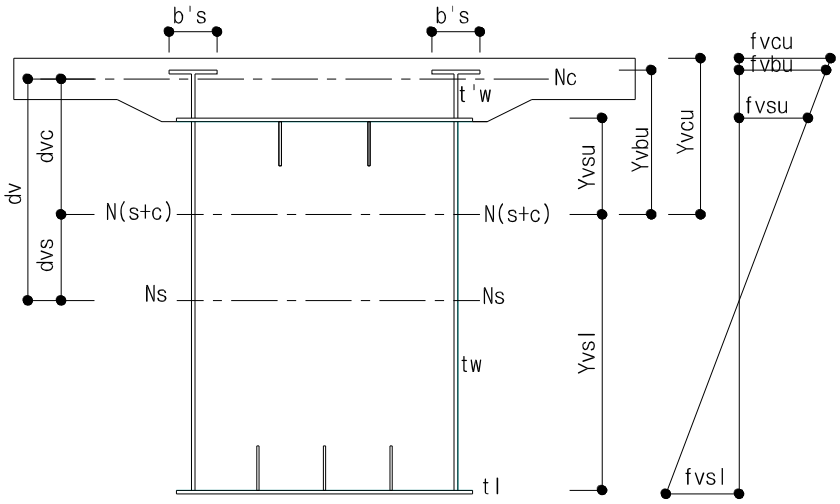
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = 82.574 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = -75.324 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 10.415 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

Av = As + Ac / n

= 136800 + 1738794 / 8 = 354149.300 mm^2

Ic = (b x tc^3) / 12

= (6210 x 280 ^{3}) / 12 = 11360123413 mm^4

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -53.151 + 0 + 280 / 2 = 1293.151 mm

dvc = dv x As / Av

= 1293.151 x 136800 / 354149 = 499.515 mm

dvs = dv - dvc

= 1293.151 - 499.515 = 793.635 mm

Iv33 = I33 + Ic / n + As x dvs^2 + (Ac / n) x dvc^2

= 122,434,086,966 + 11360123413 / 8 + 136800 x

793.64 ^{2} + (1738794 / 8) x 499.515 ^{2} = 264,250,625,590 mm^4 = 0.264 m^4

Fv = b x h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) x (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2)

= { (1200 + 1200 + 2400) / 2 + 12 } x { 2200

+ (12 + 280 / 8) / 2 + 16 / 2 } = 5,382,378 mm^2

Yvcu = dvc + tc / 2 = 639.515 mm

Yvcl = Yvcu - tc = 359.515 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvcu - tc - th + tu = 371.515 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1856.485 mm

fvcu = Msc · Yvcu / (n · Iv33) = 0.808 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl = Msc · Yvcl / (n · Iv33) = 0.454 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = 3.754 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = -18.757 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 3.362 Mpa

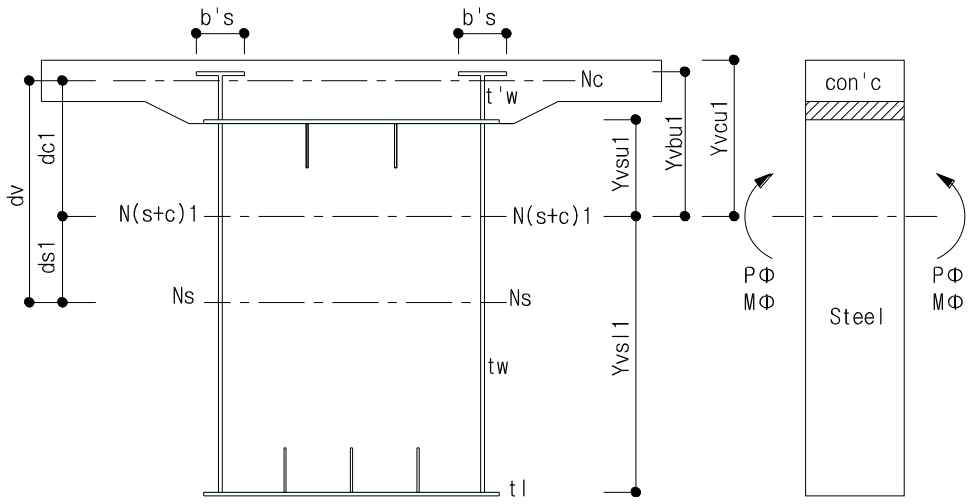
(3) 활하중 응력산정

fvcu1 =	Mv · Yvcu / (n · Iv33)	=	2.332	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl1 =	Mv · Yvcl / (n · Iv33)	=	1.311	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu1 =		=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu1 =	Mv · Yvsu / Iv33	=	10.836	Mpa	: 상연(강재)
fvsl1 =	Mv · Yvsl / Iv33	=	-54.149	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw)	=	17.214	Mpa	

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvcu2 =	Mw · Yvcu / (n · Iv33)	=	0.024	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl2 =	Mw · Yvcl / (n · Iv33)	=	0.013	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu2 =	Mw · Yvbu / Iv33	=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu2 =	Mw · Yvsu / Iv33	=	0.110	Mpa	: 상연(강재)
fvsl2 =	Mw · Yvsl / Iv33	=	-0.548	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw)	=	0.543	Mpa	

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

n1 = n x (1 + Φ1 / 2) : 크리프계수(Φ1) 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 136800 + 1738794 / 16 = 245474.650 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -53.151 + 0 + 280 / 2 = 1293.151 mm

k = -0.191 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1293.151 x 136800 / (1738794 / 16 + 136800) = 720.657 mm

ds1 = dv - dc1

= 1293.151 - 720.657 = 572.494 mm

Yvcu1 = dc1 + tc / 2 = 860.657 mm

Yvcl1 = Yvcu1 - tc = 580.657 mm

Yvbu1 = Yvcl1 - th + 220 = 800.657 mm

Yvsu1 = Yvcu1 - tc - th + tu = 592.657 mm

Yvsl1 = Yvsu1 - (H + tu + tl) = -1635.343 mm

Ivc33 = I33 + Ic / n1 + As x $ds1^2$ + (Ac / n1) x $dc1^2$

= 122,434,086,966 + 11360123413 / 16 + 136800 x

572.494 ^{2} + (1738794 / 16) x 720.657 ^{2} = 224,419,991,015 mm^4 = 0.224 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Iv33) = 1096950.7 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = 1096950.7 N

MΦ = PΦ · dc1 = 790525293.3 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14346.700 Mpa

fcu1 = Msc x Yvcu / (n x Iv33) = 0.808 Mpa

fcl1 = Msc x Yvcl / (n x Iv33) = 0.454 Mpa

fbu1 = Msc x Yvbu / (n x Iv33) = 0.000 Mpa

fvcu3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcu1/Ivc33) - Ec1 x fcu1 x Φ1 / Ec = -0.565 Mpa : 상단(콘크리트)

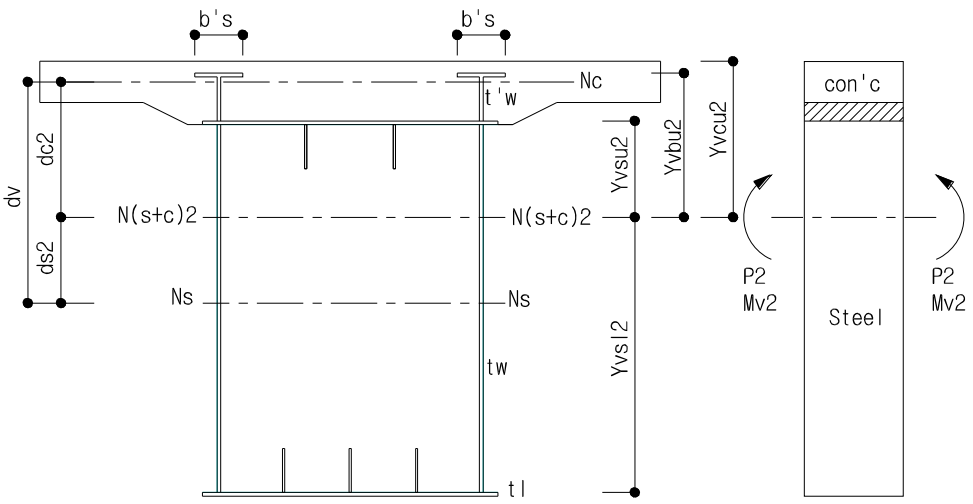
fvcl3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcl1/Ivc33) - Ec1 x fcl1 x Φ1 / Ec = -0.199 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsu1 / Ivc33 = 4.070 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsl1 / Ivc33 = 5.569 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

n2 = n x (1 + Φ2 / 2) : 크리프계수(Φ2) 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 136800 + 1738794 / 24 = 209249.767 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -53.151 + 0 + 280 / 2 = 1293.151 mm

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1293.151 x 136800 / (1738794 / 24 + 136800) = 845.416 mm

ds2 = dv - dc1

= 1293.151 - 845.416 = 447.735 mm

Yvcu2 = dc2 + tc / 2 = 985.416 mm

Yvcl2 = Yvcu2 - tc = 705.416 mm

Yvbu2 = Yvcl2 - th + 220 = 925.416 mm

Yvsu2 = Yvcu2 - tc - th + tu = 717.416 mm

Yvsl2 = Yvsu2 - (H + tu + tl) = -1510.584 mm

Ivd33 = $I33 + Ic / n2 + As \times ds2^2 + (Ac / n2) \times dc2^2$

= 122,434,086,966 + 11360123413 / 24 + 136800 x

447.735 ^{2} + (1738794 / 24) x 845.416 ^{2} = 202,113,137,678 mm^4 = 0.202 m^4

P2 = Es x εs x Ac / n2 = 4010094.6 N

Mv2 = P2 x dc2 = 3390196959.7 N-mm

Ec2 = Es / n2 = 8541.667 Mpa

fvcu4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcu2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.639 Mpa : 상단(콘크리트)

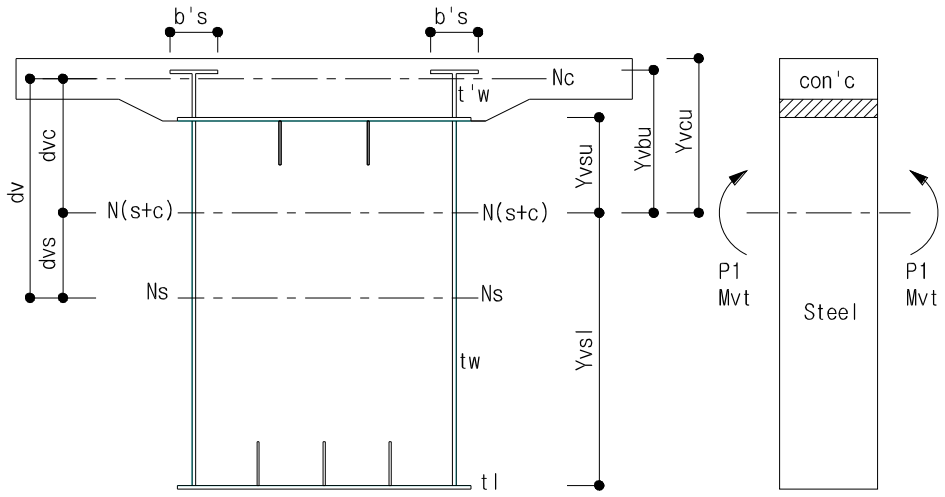
fvcl4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcl2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.602 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsu2 / Ivd33 = 16.866 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsl2 / Ivd33 = 24.004 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt = α x t : 온도변화(t)= 10 ---- 도.설 2.1.12

= 0.000012 x 10 = 0.00012

P1 = Es x εt x Ac / n = 5346793 N

Mvt = P1 x dvc = 2670805497 N

fvcu5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcu / Iv33) - Ec x εt = -1.710 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcl / Iv33) - Ec x εt = -1.643 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu5 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsu / Iv33 = 14.380 Mpa : 상연(강재)

fvsl5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsl / Iv33 = 18.682 Mpa : 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ = (Ss + Ssc + Sv)/Aw + { Mst/(2·F·Tw) + (Msct + Mvt)/(2·Fv·Tw)= 30.991 Mpa

υa = 125 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)} = 14.320 Mpa

υa = 150 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

* 활하중 재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)} = 31.262 Mpa

υa = 156.25 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력(자유돌출판_Bieup)

* 강재 SM520B 사용

① = b / 10.5 = 0 / 10.5 = 0.00 mm

② = b / 16 = 0 / 16 = 0.00 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = 24000 x (t3/b)^2 = 215.000 MPa

ts = 0 mm : 사용된 플랜지 두께(t2)

fca = = 215.000 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, ㅠ형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 강재 허용응력(Box형 플랜지)

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2 / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2 / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. t's ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t's < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2 / (t's x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (12 x 1.000 x 6)

- 23 } = 166.433 MPa

ㄷ. ③ ≤ t's < ② 이면,

fca = 220000 x { (t's x i x n) / b2 }^{2}

= 220000 x { (12 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 198.000 MPa

tu = 12 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = = 166.433 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근콘크리트 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* fck 27 MPa 사용

fca = 0.4 x fck = 10.800 MPa

fta = 0.07 x fck , but fta' 2.5 이하 = 1.890 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1					0.000	215.000	82.574	-75.324	166.433	215.000
1+2+3	3.139	1.765	10.800	10.800	0.000	215.000	97.164	-148.231	215.000	215.000
1+2+3+5	2.575	1.566	10.800	10.800	0.000	247.250	101.234	-142.662	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.935	-0.036	10.800	1.890	0.000	247.250	118.100	-118.658	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.775	-1.679	2.174	2.174	0.000	279.500	132.480	-99.976	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.646	1.607	12.420	12.420	0.000	279.500	103.719	-137.339	279.500	247.250
1+2+4	0.831	0.467	12.960	12.960	0.000	258.000	86.437	-94.629	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	3.151	1.771	13.500	13.500	0.000	268.750	97.219	-148.505	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	2.587	1.572	13.500	13.500	0.000	268.750	101.289	-142.936	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.947	-0.030	13.500	2.363	0.000	268.750	118.154	-118.931	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-0.763	-1.672	2.552	2.552	0.000	290.250	132.535	-100.250	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	2.658	1.613	14.580	14.580	0.000	290.250	103.774	-137.613	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /

4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력 /허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	49.6%	35.0%	OK	OK
1+2+3	29.1%	16.3%	OK	OK	0.0%	OK	45.2%	68.9%	OK	OK
1+2+3+5	23.8%	14.5%	OK	OK	0.0%	OK	40.9%	66.4%	OK	OK
1+2+3+5+6	8.7%	0.3%	OK	OK	0.0%	OK	47.8%	55.2%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	35.7%	77.3%	OK	OK	0.0%	OK	47.4%	40.4%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	21.3%	12.9%	OK	OK	0.0%	OK	37.1%	55.5%	OK	OK
1+2+4	6.4%	3.6%	OK	OK	0.0%	OK	33.5%	36.7%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	23.3%	13.1%	OK	OK	0.0%	OK	36.2%	55.3%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	19.2%	11.6%	OK	OK	0.0%	OK	37.7%	53.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	7.0%	0.2%	OK	OK	0.0%	OK	44.0%	44.3%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	29.9%	65.5%	OK	OK	0.0%	OK	45.7%	34.5%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	18.2%	11.1%	OK	OK	0.0%	OK	35.8%	47.4%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.246	0.123	0.061	0.061	0.308	0.184	OK	OK
1+2+3	0.204	0.475	0.061	0.061	0.266	0.537	OK	OK
1+2+3+5	0.168	0.440	0.061	0.061	0.229	0.502	OK	OK
1+2+3+5+6	0.228	0.305	0.061	0.061	0.290	0.366	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.225	0.164	0.061	0.061	0.286	0.225	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.138	0.309	0.061	0.061	0.199	0.370	OK	OK
1+2+4	0.112	0.135	0.009	0.009	0.121	0.144	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.131	0.305	0.040	0.040	0.171	0.345	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.142	0.283	0.040	0.040	0.182	0.323	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.193	0.196	0.040	0.040	0.233	0.236	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.209	0.119	0.040	0.040	0.249	0.159	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.128	0.225	0.040	0.040	0.168	0.265	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{82.574}{166.433}\right)^2 + \left(\frac{30.991}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.246 + 0.061 = 0.308 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-148.231}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{30.991}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.475 + 0.061 = 0.537 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 압축(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 압축(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 12 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 인장(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 16 mm O.K.!

tmin = b2' / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 16 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.2)

= 2200 / (206 x 1.2) = 8.8997 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 82.6) = 1.61 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / (121 x 0)

= 0 / (121 x 0) = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 0.0) = 0.00 < 1.2 ∴ 0 사용

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

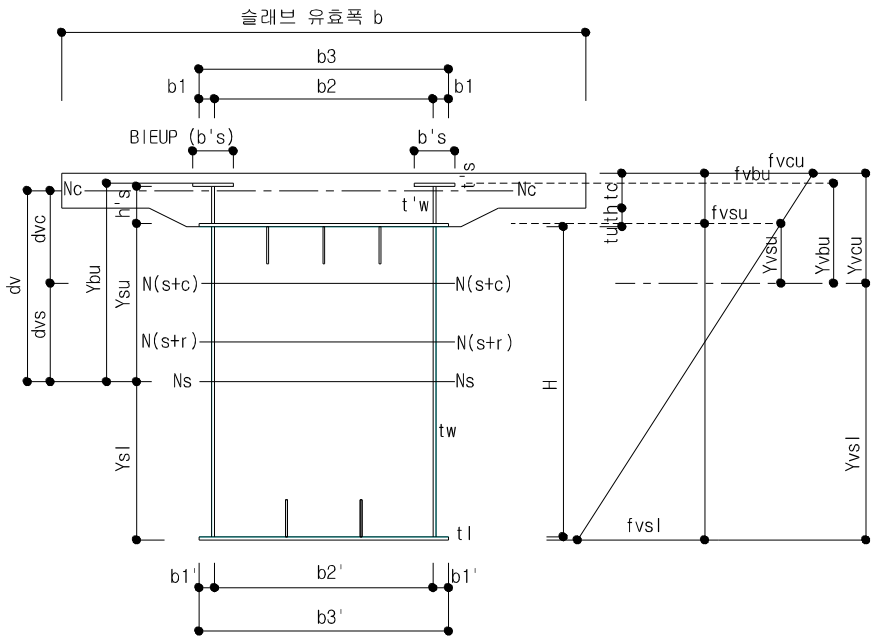
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	107.346	-97.921	355.000	OK	OK
1+2+3	6.063	3.408	16.200	OK	0.000	135.524	-238.727	355.000	OK	OK
1+2+3+7	7.773	5.051	16.200	OK	0.000	149.904	-257.409	355.000	OK	OK
1+2+3+5	5.498	3.209	16.200	OK	0.000	139.594	-233.158	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	3.859	1.607	16.200	OK	0.000	156.460	-209.154	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	2.149	-0.035	16.200	OK	0.000	170.840	-190.472	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	5.569	3.250	16.200	OK	0.000	142.079	-227.836	355.000	OK	OK
1+2+4	1.074	0.604	16.200	OK	0.000	112.336	-122.853	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	6.075	3.415	16.200	OK	0.000	135.579	-239.001	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	4.364	1.772	16.200	OK	0.000	149.959	-220.319	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	5.510	3.216	16.200	OK	0.000	139.649	-233.432	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	3.871	1.614	16.200	OK	0.000	156.514	-209.428	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	2.161	-0.029	16.200	OK	0.000	170.895	-190.746	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	5.581	3.257	16.200	OK	0.000	142.134	-228.109	355.000	OK	OK

4.7 단 면 검 토(정모멘트)

[G1 : SPLICE - 9] : 절점 21 로 부터 이격거리 3.121 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	6210.0	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2640.0	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2640.0	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2200	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	422.857
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	187.599
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	36.910
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	4914.795
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	1051.107
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	316.560
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	8.992
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	788.997
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	469.293
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	299.043
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	136.125
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	1269.913
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

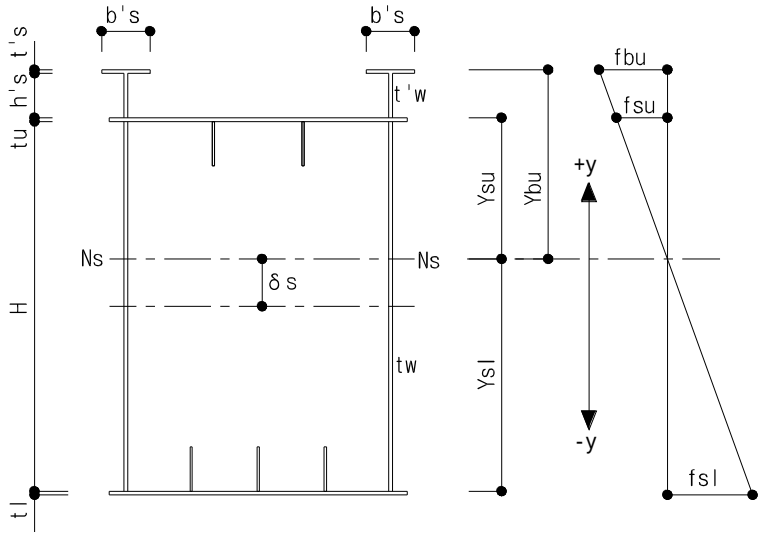
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격					As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
Upper FL.	1	;	2640	X	12	31680	1106	35038080	38752116480	380160
Upper RIB	5	;	120	X	12	7200	1040	7488000	7787520000	8640000
Bieup FL.	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	-50	X	0	0	0	0	0	0
WEB	2	;	2200	X	12	52800	0	0	0	21296000000
Lower RIB	5	;	150	X	14	10500	-1025	-10762500	11031562500	19687500
Lower FL.	1	;	2640	X	12	31680	-1106	-35038080	38752116480	380160
TOTAL						133860		-3274500	96323315460	21325087820
바닥판	1	;	6210	X	280	1738794.40	1240	2.156E+09	2.67357E+12	11360123413

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 96323315460 + 21325087820 = 117648403280 mm^4

δs = ∑AsY / ∑As

= -3274500 / 133860 = -24.462 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ

= 117648403280 - 133860 x -24.462 ² = 117,568,302,053 mm^4 = 0.118 m^4

Ysu = H/2 + tu - δs = 2200 / 2 + 12 - -24.462 = 1136.462 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1136.462 - 2224 = -1087.538 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,335,344 mm^2

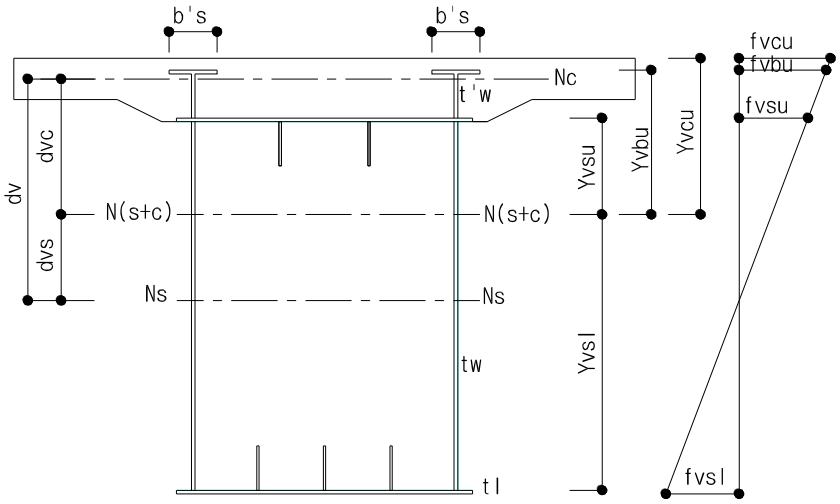
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = 4.088 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = -3.912 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 23.572 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

Av = As + Ac / n

= 133860 + 1738794 / 8 = 351209.300 mm^2

Ic = (b x tc^3) / 12

= (6210 x 280 ^{3}) / 12 = 11360123413 mm^4

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -24.462 + 0 + 280 / 2 = 1264.462 mm

dvc = dv x As / Av

= 1264.462 x 133860 / 351209 = 481.937 mm

dvs = dv - dvc

= 1264.462 - 481.937 = 782.525 mm

Iv33 = I33 + Ic / n + As x dvs^2 + (Ac / n) x dvc^2

= 117,568,302,053 + 11360123413 / 8 + 133860 x

782.52 ^{2} + (1738794 / 8) x 481.937 ^{2} = 251,439,155,144 mm^4 = 0.251 m^4

Fv = b x h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) x (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2)

= { (1200 + 1200 + 2400) / 2 + 12 } x { 2200

+ (12 + 280 / 8) / 2 + 12 / 2 } = 5,377,554 mm^2

Yvcu = dvc + tc / 2 = 621.937 mm

Yvcl = Yvcu - tc = 341.937 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvcu - tc - th + tu = 353.937 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1870.063 mm

fvcu = Msc · Yvcu / (n · Iv33) = 0.058 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl = Msc · Yvcl / (n · Iv33) = 0.032 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = 0.264 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = -1.395 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 8.313 Mpa

(3) 활하중 응력산정

fvcu1 = Mv · Yvcu / (n · Iv33) = 1.520 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl1 = Mv · Yvcl / (n · Iv33) = 0.835 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu1 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu1 = Mv · Yvsu / Iv33 = 6.918 Mpa : 상연(강재)

fvsl1 = Mv · Yvsl / Iv33 = -36.553 Mpa : 하연(강재)

υ = Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw) = 24.783 Mpa

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvcu2 = Mw · Yvcu / (n · Iv33) = 0.011 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl2 = Mw · Yvcl / (n · Iv33) = 0.006 Mpa : 하단(콘크리트)

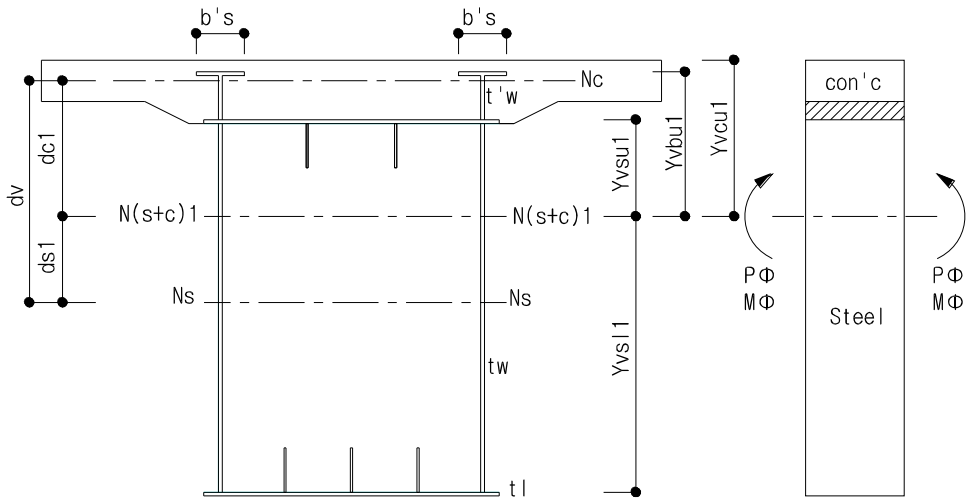
fvbu2 = Mw · Yvbu / Iv33 = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu2 = Mw · Yvsu / Iv33 = 0.052 Mpa : 상연(강재)

fvsl2 = Mw · Yvsl / Iv33 = -0.275 Mpa : 하연(강재)

υ = Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw) = 1.225 Mpa

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

n1 = n x (1 + Φ1 / 2) : 크리프계수(Φ1) 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 133860 + 1738794 / 16 = 242534.650 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -24.462 + 0 + 280 / 2 = 1264.462 mm

k = -0.191 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1264.462 x 133860 / (1738794 / 16 + 133860) = 697.883 mm

ds1 = dv - dc1

= 1264.462 - 697.883 = 566.579 mm

Yvcu1 = dc1 + tc / 2 = 837.883 mm

Yvcl1 = Yvcu1 - tc = 557.883 mm

Yvbu1 = Yvcl1 - th + 220 = 777.883 mm

Yvsu1 = Yvcu1 - tc - th + tu = 569.883 mm

Yvsl1 = Yvsu1 - (H + tu + tl) = -1654.117 mm

Ivc33 = I33 + Ic / n1 + As x $ds1^2$ + (Ac / n1) x $dc1^2$

= 117,568,302,053 + 11360123413 / 16 + 133860 x

566.579 ^{2} + (1738794 / 16) x 697.883 ^{2} = 214,177,938,913 mm^4 = 0.214 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Iv33) = 78153.0 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = 78153.0 N

MΦ = PΦ · dc1 = 54541663.9 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14346.700 Mpa

fcu1 = Msc x Yvcu / (n x Iv33) = 0.058 Mpa

fcl1 = Msc x Yvcl / (n x Iv33) = 0.032 Mpa

fbu1 = Msc x Yvbu / (n x Iv33) = 0.000 Mpa

fvcu3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcu1/Ivc33) - Ec1 x fcu1 x Φ1 / Ec = -0.040 Mpa : 상단(콘크리트)

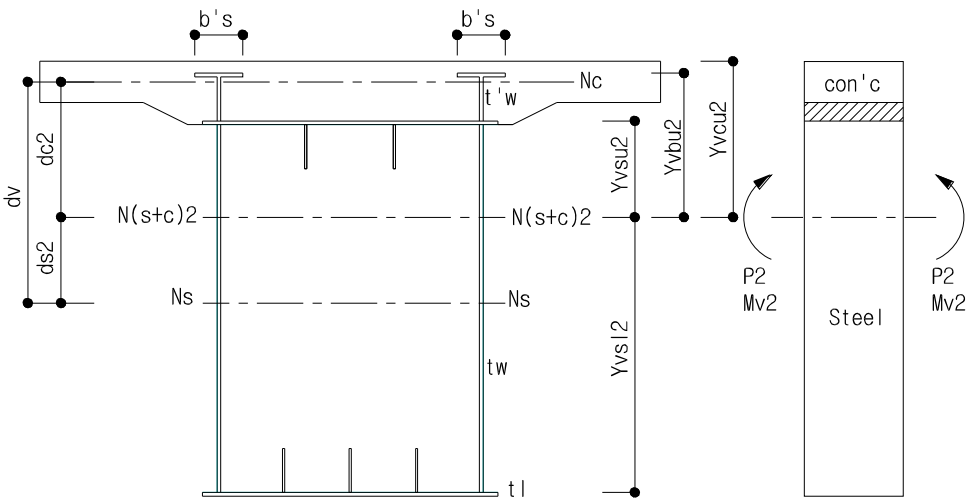
fvcl3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcl1/Ivc33) - Ec1 x fcl1 x Φ1 / Ec = -0.013 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsu1 / Ivc33 = 0.295 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsl1 / Ivc33 = 0.403 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



Ac = b x tc

= 6210 x 280 = 1738794.400 mm^2

n2 = n x (1 + Φ2 / 2) : 크리프계수(Φ2) 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 133860 + 1738794 / 24 = 206309.767 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -24.462 + 0 + 280 / 2 = 1264.462 mm

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1264.462 x 133860 / (1738794 / 24 + 133860) = 820.421 mm

ds2 = dv - dc1

= 1264.462 - 820.421 = 444.041 mm

Yvcu2 = dc2 + tc / 2 = 960.421 mm

Yvcl2 = Yvcu2 - tc = 680.421 mm

Yvbu2 = Yvcl2 - th + 220 = 900.421 mm

Yvsu2 = Yvcu2 - tc - th + tu = 692.421 mm

Yvsl2 = Yvsu2 - (H + tu + tl) = -1531.579 mm

Ivd33 = I33 + Ic / n2 + As x ds2^2 + (Ac / n2) x dc2^2

= 117,568,302,053 + 11360123413 / 24 + 133860 x

444.041 ^{2} + (1738794 / 24) x 820.421 ^{2} = 193,200,412,266 mm^4 = 0.193 m^4

P2 = Es x εs x Ac / n2 = 4010094.6 N

Mv2 = P2 x dc2 = 3289966488.3 N-mm

Ec2 = Es / n2 = 8541.667 Mpa

fvcu4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcu2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.627 Mpa : 상단(콘크리트)

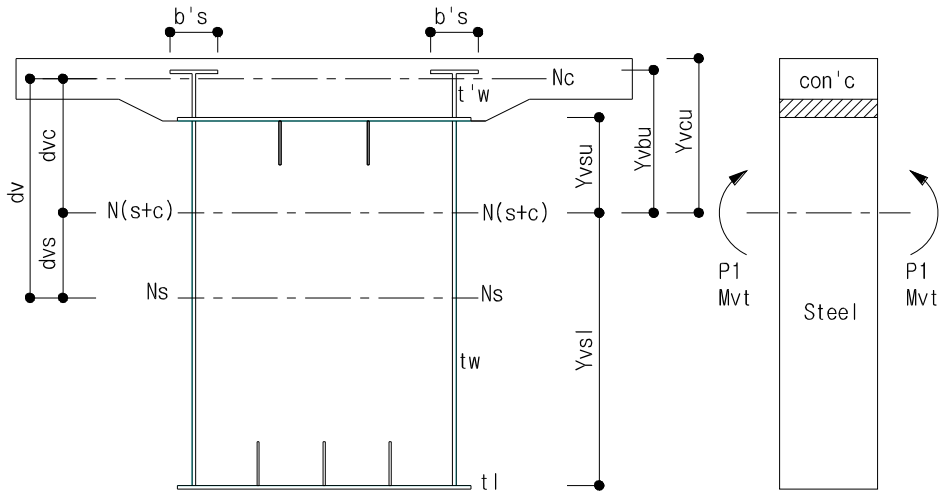
fvcl4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcl2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.589 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsu2 / Ivd33 = 17.185 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsl2 / Ivd33 = 24.419 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt = α x t : 온도변화(t)= 10 ---- 도.설 2.1.12

= 0.000012 x 10 = 0.00012

P1 = Es x εt x Ac / n = 5346793 N

Mvt = P1 x dvc = 2576819458 N

fvcu5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcu / Iv33) - Ec x εt = -1.692 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcl / Iv33) - Ec x εt = -1.624 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu5 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsu / Iv33 = 14.531 Mpa : 상연(강재)

fvsl5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsl / Iv33 = 18.885 Mpa : 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ = (Ss + Ssc + Sv)/Aw + { Mst/(2·F·Tw) + (Msct + Mvt)/(2·Fv·Tw)= 56.668 Mpa

υa = 125 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)} = 33.110 Mpa

υa = 150 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

* 활하중 재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)} = 57.280 Mpa

υa = 156.25 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력(자유돌출판_Bieup)

* 강재 SM520B 사용

① = b / 10.5 = 0 / 10.5 = 0.00 mm

② = b / 16 = 0 / 16 = 0.00 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = 24000 x (t3/b)^2 = 215.000 MPa

ts = 0 mm : 사용된 플랜지 두께(t2)

fca = = 215.000 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 강재 허용응력(Box형 플랜지)

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2 / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2 / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. t's ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t's < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2 / (t's x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (12 x 1.000 x 6)

- 23 } = 166.433 MPa

ㄷ. ③ ≤ t's < ② 이면,

fca = 220000 x { (t's x i x n) / b2 }^{2}

= 220000 x { (12 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 198.000 MPa

tu = 12 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = = 166.433 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근콘크리트 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* fck 27 MPa 사용

fca = 0.4 x fck = 10.800 MPa

fta = 0.07 x fck , but fta' 2.5 이하 = 1.890 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1					0.000	215.000	4.088	-3.912	166.433	215.000
1+2+3	1.578	0.867	10.800	10.800	0.000	215.000	11.270	-41.860	215.000	215.000
1+2+3+5	1.537	0.854	10.800	10.800	0.000	247.250	11.564	-41.458	247.250	215.000
1+2+3+5+6	-0.089	-0.735	1.890	1.890	0.000	247.250	28.749	-17.038	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-1.782	-2.359	2.174	2.174	0.000	279.500	43.280	1.846	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.603	0.889	12.420	12.420	0.000	279.500	14.218	-35.923	279.500	247.250
1+2+4	0.069	0.038	12.960	12.960	0.000	258.000	4.404	-5.581	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	1.583	0.870	13.500	13.500	0.000	268.750	11.296	-41.998	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	1.543	0.857	13.500	13.500	0.000	268.750	11.590	-41.595	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	-0.084	-0.732	2.363	2.363	0.000	268.750	28.775	-17.176	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-1.776	-2.355	2.552	2.552	0.000	290.250	43.306	1.709	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	1.609	0.892	14.580	14.580	0.000	290.250	14.244	-36.060	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /

4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력 /허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	2.5%	1.8%	OK	OK
1+2+3	14.6%	8.0%	OK	OK	0.0%	OK	5.2%	19.5%	OK	OK
1+2+3+5	14.2%	7.9%	OK	OK	0.0%	OK	4.7%	19.3%	OK	OK
1+2+3+5+6	4.7%	38.9%	OK	OK	0.0%	OK	11.6%	7.9%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	82.0%	108.5%	OK	NG	0.0%	OK	15.5%	0.7%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	12.9%	7.2%	OK	OK	0.0%	OK	5.1%	14.5%	OK	OK
1+2+4	0.5%	0.3%	OK	OK	0.0%	OK	1.7%	2.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	11.7%	6.4%	OK	OK	0.0%	OK	4.2%	15.6%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	11.4%	6.3%	OK	OK	0.0%	OK	4.3%	15.5%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	3.5%	31.0%	OK	OK	0.0%	OK	10.7%	6.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	69.6%	92.3%	OK	OK	0.0%	OK	14.9%	0.6%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	11.0%	6.1%	OK	OK	0.0%	OK	4.9%	12.4%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.001	0.000	0.206	0.206	0.206	0.206	OK	OK
1+2+3	0.003	0.038	0.206	0.206	0.208	0.243	OK	OK
1+2+3+5	0.002	0.037	0.206	0.206	0.208	0.243	OK	OK
1+2+3+5+6	0.014	0.006	0.206	0.206	0.219	0.212	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.024	0.000	0.206	0.206	0.229	0.206	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.003	0.021	0.206	0.206	0.208	0.227	OK	OK
1+2+4	0.000	0.000	0.049	0.049	0.049	0.049	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.002	0.024	0.134	0.134	0.136	0.159	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.002	0.024	0.134	0.134	0.136	0.158	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.011	0.004	0.134	0.134	0.146	0.138	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.022	0.000	0.134	0.134	0.157	0.134	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.002	0.015	0.134	0.134	0.137	0.150	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2+\left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2=\left(\frac{43.280}{279.500}\right)^2+\left(\frac{56.668}{125.000}\right)^2$$

$$=\ 0.024\ +\ 0.206\ =\ 0.229\ <\ 1.2\qquad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2+\left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2=\left(\frac{-41.860}{215.000}\right)^2+\left(\frac{56.668}{125.000}\right)^2$$

$$=\ 0.038\ +\ 0.206\ =\ 0.243\ <\ 1.2\qquad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 압축(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 압축(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 12 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 인장(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2' / (80 x n) = 2400 / (80 x 6)

= 5.00 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.2)

= 2200 / (206 x 1.2) = 8.8997 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 4.1) = 7.25 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / (121 x 0)

= 0 / (121 x 0) = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 0.0) = 0.00 < 1.2 ∴ 0 사용

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

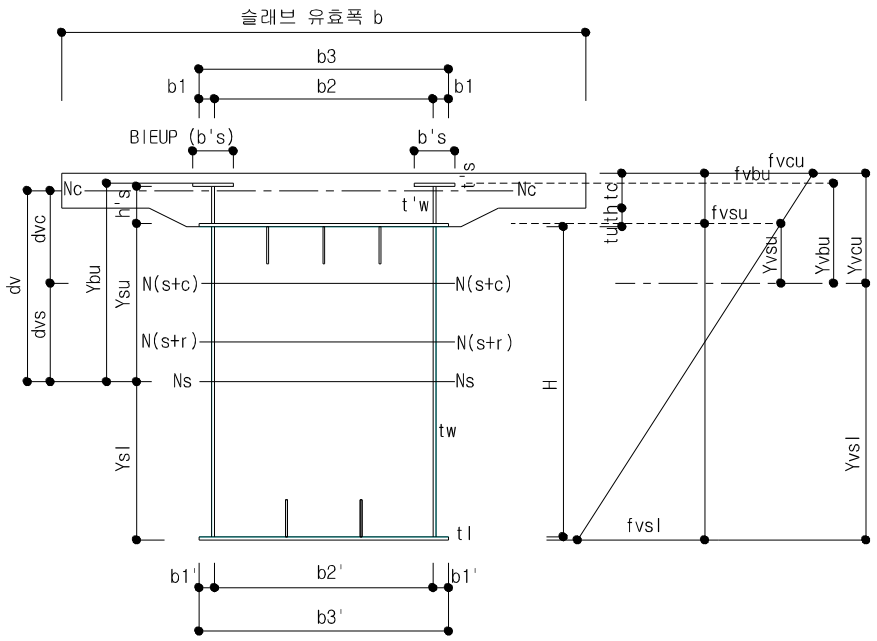
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	5.314	-5.085	355.000	OK	OK
1+2+3	3.343	1.838	16.200	OK	0.000	20.531	-85.489	355.000	OK	OK
1+2+3+7	5.035	3.462	16.200	OK	0.000	35.062	-104.374	355.000	OK	OK
1+2+3+5	3.302	1.824	16.200	OK	0.000	20.826	-85.086	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	1.676	0.236	16.200	OK	0.000	38.011	-60.667	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	-0.017	-1.388	16.200	OK	0.000	52.542	-41.782	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	3.368	1.860	16.200	OK	0.000	23.480	-79.552	355.000	OK	OK
1+2+4	0.087	0.048	16.200	OK	0.000	5.709	-7.173	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	3.348	1.841	16.200	OK	0.000	20.557	-85.626	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	1.656	0.217	16.200	OK	0.000	35.088	-66.741	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	3.308	1.827	16.200	OK	0.000	20.852	-85.223	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	1.681	0.239	16.200	OK	0.000	38.037	-60.804	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-0.011	-1.385	16.200	OK	0.000	52.568	-41.920	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	3.374	1.863	16.200	OK	0.000	23.506	-79.689	355.000	OK	OK

4.7 단 면 검 토(정모멘트)

[G1 : SPLICE - 13] : 절점 29 로 부터 이격거리 4.369 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	6187.3	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2640.0	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2640.0	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2200	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	4625.596
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	1449.796
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	63.648
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	7606.322
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-557.348
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-165.908
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	-1.543
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-537.160
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-192.531
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-110.336
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-35.824
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-680.811
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

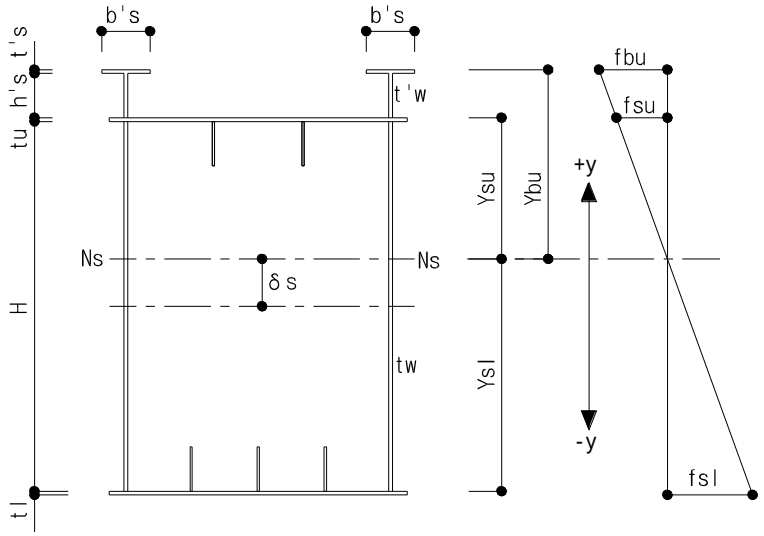
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격					As(mm²)	y(mm)	As*y(mm³)	As*y²(mm⁴)	Io(mm⁴)
Upper FL.	1	;	2640	X	10	26400	1105	29172000	32235060000	220000
Upper RIB	5	;	120	X	12	7200	1040	7488000	7787520000	8640000
Bieup FL.	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X	0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	-50	X	0	0	0	0	0	0
WEB	2	;	2200	X	12	52800	0	0	0	21296000000
Lower RIB	2	;	120	X	12	2880	-1040	-2995200	3115008000	3456000
Lower FL.	1	;	2640	X	12	31680	-1106	-35038080	38752116480	380160
TOTAL						120960		-1373280	81889704480	21308696160
바닥판	1	;	6187	X	280	1732438.40	1240	2.148E+09	2.6638E+12	11318597547

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 81889704480 + 21308696160 = 103198400640 mm⁴

δs = ∑AsY / ∑As

= -1373280 / 120960 = -11.353 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ²

= 103198400640 - 120960 x -11.353 ² = 103,182,809,552 mm⁴ = 0.103 m⁴

Ysu = H/2 + tu - δs = 2200 / 2 + 10 - -11.353 = 1121.353 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1121.353 - 2222 = -1100.647 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,332,932 mm²

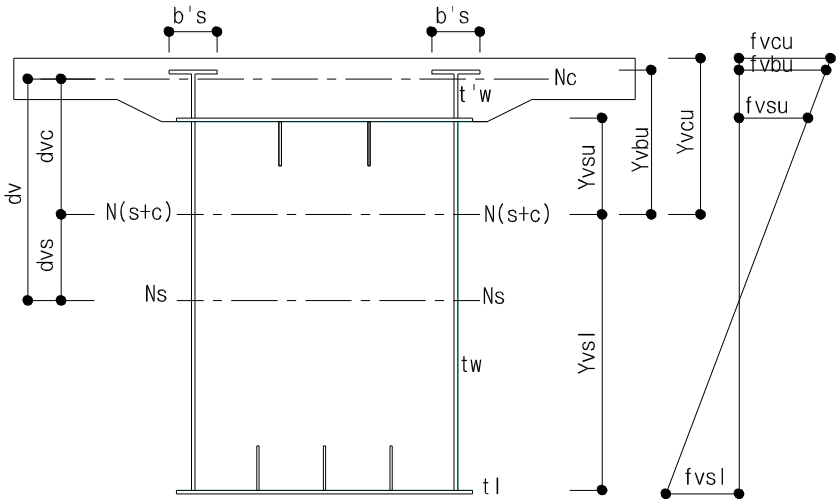
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = 50.269 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = -49.341 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 12.060 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

Av = As + Ac / n

= 120960 + 1732438 / 8 = 337514.800 mm^2

Ic = (b x tc^3) / 12

= (6187.3 x 280 ^{3}) / 12 = 11318597547 mm^4

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -11.353 + 0 + 280 / 2 = 1251.353 mm

dvc = dv x As / Av

= 1251.353 x 120960 / 337515 = 448.465 mm

dvs = dv - dvc

= 1251.353 - 448.465 = 802.888 mm

Iv33 = I33 + Ic / n + As x dvs^2 + (Ac / n) x dvc^2

= 103,182,809,552 + 11318597547 / 8 + 120960 x

802.89 ^{2} + (1732438 / 8) x 448.465 ^{2} = 226,125,695,796 mm^4 = 0.226 m^4

Fv = b x h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) x (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2)

= { (1200 + 1200 + 2400) / 2 + 12 } x { 2200

+ (10 + 280 / 8) / 2 + 12 / 2 } = 5,375,142 mm^2

Yvcu = dvc + tc / 2 = 588.465 mm

Yvcl = Yvcu - tc = 308.465 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvcu - tc - th + tu = 318.465 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1903.535 mm

fvcu = Msc · Yvcu / (n · Iv33) = 0.472 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl = Msc · Yvcl / (n · Iv33) = 0.247 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = 2.042 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = -12.204 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 3.997 Mpa

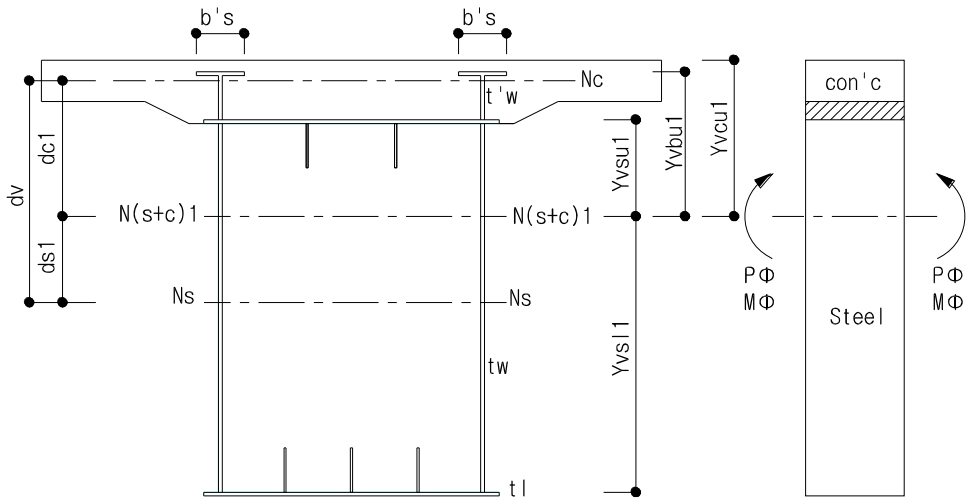
(3) 활하중 응력산정

fvcu1 =	Mv · Yvcu / (n · Iv33)	=	2.474	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl1 =	Mv · Yvcl / (n · Iv33)	=	1.297	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu1 =		=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu1 =	Mv · Yvsu / Iv33	=	10.712	Mpa	: 상연(강재)
fvsl1 =	Mv · Yvsl / Iv33	=	-64.030	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw)	=	15.451	Mpa	

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvcu2 =	Mw · Yvcu / (n · Iv33)	=	0.021	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl2 =	Mw · Yvcl / (n · Iv33)	=	0.011	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu2 =	Mw · Yvbu / Iv33	=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu2 =	Mw · Yvsu / Iv33	=	0.090	Mpa	: 상연(강재)
fvsl2 =	Mw · Yvsl / Iv33	=	-0.536	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw)	=	0.307	Mpa	

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

n1 = n x (1 + Φ1 / 2) : 크리프계수(Φ1) 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 120960 + 1732438 / 16 = 229237.400 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -11.353 + 0 + 280 / 2 = 1251.353 mm

k = 0.396 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1251.353 x 120960 / (1732438 / 16 + 120960) = 660.292 mm

ds1 = dv - dc1

= 1251.353 - 660.292 = 591.061 mm

Yvcu1 = dc1 + tc / 2 = 800.292 mm

Yvcl1 = Yvcu1 - tc = 520.292 mm

Yvbu1 = Yvcl1 - th + 220 = 740.292 mm

Yvsu1 = Yvcu1 - tc - th + tu = 530.292 mm

Yvsl1 = Yvsu1 - (H + tu + tl) = -1691.708 mm

Ivc33 = I33 + Ic / n1 + As x $ds1^2$ + (Ac / n1) x $dc1^2$

= 103,182,809,552 + 11318597547 / 16 + 120960 x

591.061 ^{2} + (1732438 / 16) x 660.292 ^{2} = 193,355,377,647 mm^4 = 0.193 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Iv33) = 622663.9 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = 622663.9 N

MΦ = PΦ · dc1 = 411140167.6 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14346.700 Mpa

fcu1 = Msc x Yvcu / (n x Iv33) = 0.472 Mpa

fcl1 = Msc x Yvcl / (n x Iv33) = 0.247 Mpa

fbu1 = Msc x Yvbu / (n x Iv33) = 0.000 Mpa

fvcu3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcu1/Ivc33) - Ec1 x fcu1 x Φ1 / Ec = -0.260 Mpa : 상단(콘크리트)

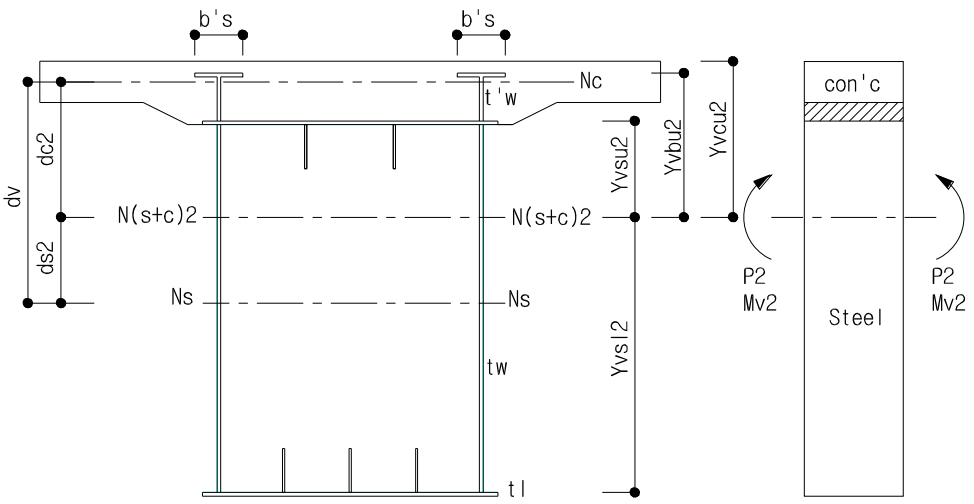
fvcl3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcl1/Ivc33) - Ec1 x fcl1 x Φ1 / Ec = -0.050 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsu1 / Ivc33 = 3.163 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsl1 / Ivc33 = 1.291 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

n2 = n x (1 + Φ2 / 2) : 크리프계수(Φ2) 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 120960 + 1732438 / 24 = 193144.933 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -11.353 + 0 + 280 / 2 = 1251.353 mm

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1251.353 x 120960 / (1732438 / 24 + 120960) = 783.679 mm

ds2 = dv - dc1

= 1251.353 - 783.679 = 467.674 mm

Yvcu2 = dc2 + tc / 2 = 923.679 mm

Yvcl2 = Yvcu2 - tc = 643.679 mm

Yvbu2 = Yvcl2 - th + 220 = 863.679 mm

Yvsu2 = Yvcu2 - tc - th + tu = 653.679 mm

Yvsl2 = Yvsu2 - (H + tu + tl) = -1568.321 mm

Ivd33 = I33 + Ic / n2 + As x ds2^2 + (Ac / n2) x dc2^2

= 103,182,809,552 + 11318597547 / 24 + 120960 x

467.674 ^{2} + (1732438 / 24) x 783.679 ^{2} = 174,443,261,305 mm^4 = 0.174 m^4

P2 = Es x εs x Ac / n2 = 3995436.1 N

Mv2 = P2 x dc2 = 3131140407.4 N-mm

Ec2 = Es / n2 = 8541.667 Mpa

fvcu4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcu2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.171 Mpa : 상단(콘크리트)

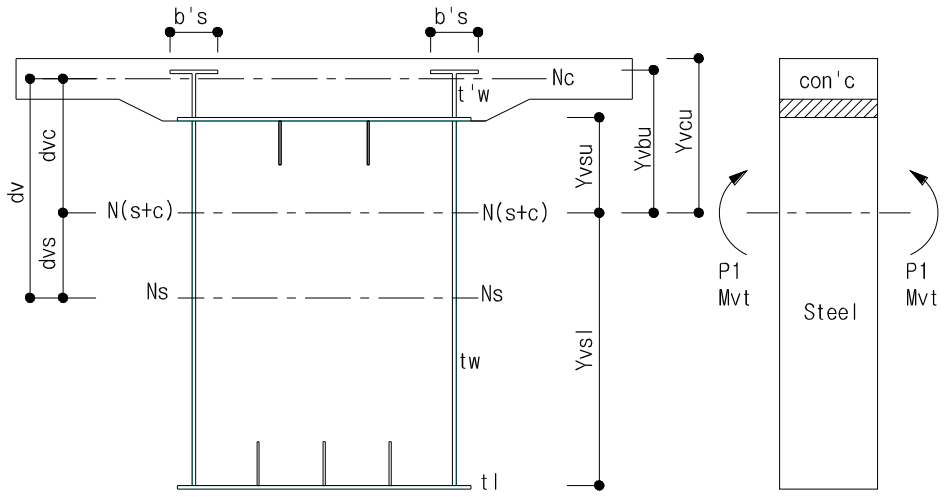
fvcl4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcl2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.254 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsu2 / Ivd33 = 25.334 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsl2 / Ivd33 = 9.536 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt = α x t : 온도변화(t)= 10 ---- 도.설 2.1.12

= 0.000012 x 10 = 0.00012

P1 = Es x εt x Ac / n = 5327248 N

Mvt = P1 x dvc = 2389085971 N

fvcu5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcu / Iv33) - Ec x εt = -1.162 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcl / Iv33) - Ec x εt = -1.309 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu5 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsu / Iv33 = 17.116 Mpa : 상연(강재)

fvsl5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsl / Iv33 = 7.818 Mpa : 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ = (Ss + Ssc + Sv)/Aw + { Mst/(2·F·Tw) + (Msct + Mvt)/(2·Fv·Tw)= 31.509 Mpa

υa = 125 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)} = 16.365 Mpa

υa = 150 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

* 활하중 재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)} = 31.662 Mpa

υa = 156.25 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력(자유돌출판_Bieup)

* 강재 SM520B 사용

① = b / 10.5 = 0 / 10.5 = 0.00 mm

② = b / 16 = 0 / 16 = 0.00 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = 24000 x (t3/b)^2 = 215.000 MPa

ts = 0 mm : 사용된 플랜지 두께(t2)

fca = = 215.000 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 강재 허용응력(Box형 플랜지)

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2 / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2 / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. t's ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t's < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2 / (t's x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (10 x 1.000 x 6)

- 23 } = 135.100 MPa

ㄷ. ③ ≤ t's < ② 이면,

fca = 220000 x { (t's x i x n) / b2 }^{2}

= 220000 x { (10 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 137.500 MPa

tu = 10 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = = 135.100 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근콘크리트 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* fck 27 MPa 사용

fca = 0.4 x fck = 10.800 MPa

fta = 0.07 x fck , but fta' 2.5 이하 = 1.890 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1					0.000	215.000	50.269	-49.341	135.100	215.000
1+2+3	2.946	1.544	10.800	10.800	0.000	215.000	63.024	-125.576	215.000	215.000
1+2+3+5	2.686	1.494	10.800	10.800	0.000	247.250	66.186	-124.284	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.516	0.241	10.800	10.800	0.000	247.250	91.520	-114.748	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.353	-1.068	12.420	2.174	0.000	279.500	108.636	-106.930	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.678	1.549	12.420	12.420	0.000	279.500	74.403	-122.566	279.500	247.250
1+2+4	0.492	0.258	12.960	12.960	0.000	258.000	52.401	-62.081	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	2.956	1.550	13.500	13.500	0.000	268.750	63.068	-125.844	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	2.697	1.500	13.500	13.500	0.000	268.750	66.231	-124.552	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	1.526	0.246	13.500	13.500	0.000	268.750	91.565	-115.016	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.363	-1.063	14.580	2.552	0.000	290.250	108.681	-107.198	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	2.688	1.555	14.580	14.580	0.000	290.250	74.448	-122.834	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /

4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력 /허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	37.2%	22.9%	OK	OK
1+2+3	27.3%	14.3%	OK	OK	0.0%	OK	29.3%	58.4%	OK	OK
1+2+3+5	24.9%	13.8%	OK	OK	0.0%	OK	26.8%	57.8%	OK	OK
1+2+3+5+6	14.0%	2.2%	OK	OK	0.0%	OK	37.0%	53.4%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	2.8%	8.6%	OK	OK	0.0%	OK	38.9%	43.2%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	21.6%	12.5%	OK	OK	0.0%	OK	26.6%	49.6%	OK	OK
1+2+4	3.8%	2.0%	OK	OK	0.0%	OK	20.3%	24.1%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	21.9%	11.5%	OK	OK	0.0%	OK	23.5%	46.8%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	20.0%	11.1%	OK	OK	0.0%	OK	24.6%	46.3%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	11.3%	1.8%	OK	OK	0.0%	OK	34.1%	42.8%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	2.5%	7.3%	OK	OK	0.0%	OK	37.4%	36.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	18.4%	10.7%	OK	OK	0.0%	OK	25.6%	42.3%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.138	0.053	0.064	0.064	0.202	0.116	OK	OK
1+2+3	0.086	0.341	0.064	0.064	0.149	0.405	OK	OK
1+2+3+5	0.072	0.334	0.064	0.064	0.135	0.398	OK	OK
1+2+3+5+6	0.137	0.285	0.064	0.064	0.201	0.348	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.151	0.187	0.064	0.064	0.215	0.251	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.071	0.246	0.064	0.064	0.134	0.309	OK	OK
1+2+4	0.041	0.058	0.012	0.012	0.053	0.070	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.055	0.219	0.041	0.041	0.096	0.260	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.061	0.215	0.041	0.041	0.102	0.256	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.116	0.183	0.041	0.041	0.157	0.224	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.140	0.136	0.041	0.041	0.181	0.177	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.066	0.179	0.041	0.041	0.107	0.220	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{108.636}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{31.509}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.151 + 0.064 = 0.215 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-125.576}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{31.509}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.341 + 0.064 = 0.405 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 압축(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 압축(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 10 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 인장(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2' / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.2)

= 2200 / (206 x 1.2) = 8.8997 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 50.3) = 2.07 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / (121 x 0)

= 0 / (121 x 0) = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 0.0) = 0.00 < 1.2 ∴ 0 사용

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

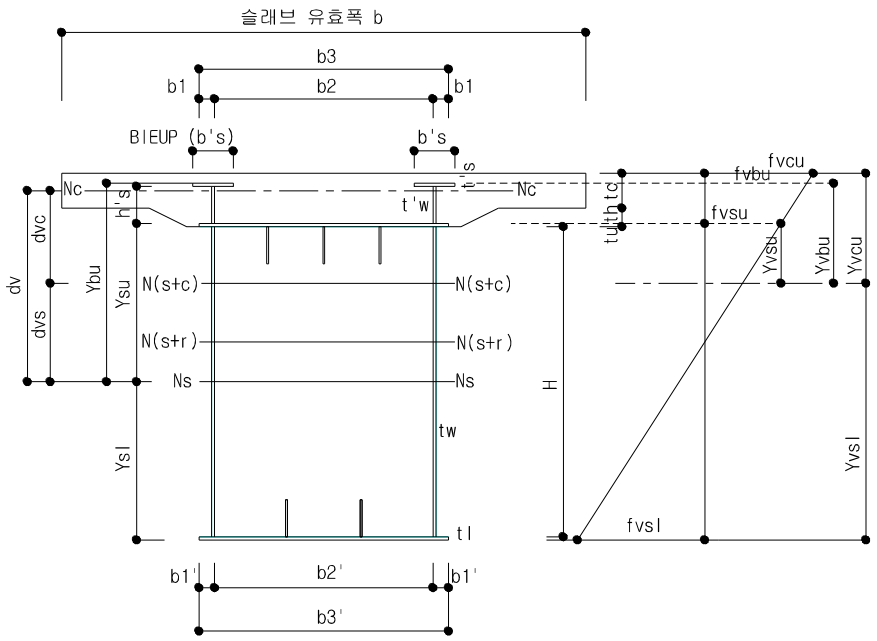
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	65.350	-64.143	355.000	OK	OK
1+2+3	5.933	3.110	16.200	OK	0.000	91.036	-217.674	355.000	OK	OK
1+2+3+7	7.095	4.419	16.200	OK	0.000	108.153	-225.492	355.000	OK	OK
1+2+3+5	5.673	3.060	16.200	OK	0.000	94.199	-216.383	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	4.502	1.806	16.200	OK	0.000	119.533	-206.847	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	3.340	0.497	16.200	OK	0.000	136.649	-199.029	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	5.665	3.115	16.200	OK	0.000	102.416	-214.664	355.000	OK	OK
1+2+4	0.634	0.332	16.200	OK	0.000	68.094	-80.545	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	5.943	3.115	16.200	OK	0.000	91.081	-217.942	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	4.781	1.806	16.200	OK	0.000	108.197	-210.124	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	5.684	3.065	16.200	OK	0.000	94.244	-216.651	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	4.513	1.812	16.200	OK	0.000	119.577	-207.115	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	3.350	0.503	16.200	OK	0.000	136.694	-199.297	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	5.675	3.121	16.200	OK	0.000	102.461	-214.932	355.000	OK	OK

4.7 단 면 검 토(정모멘트)

[G1 : SPLICE - 14] : 절점 32 로 부터 이격거리 3.121 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	6187.3	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2640.0	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2640.0	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2200	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	6636.968
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	2035.933
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	89.183
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	6082.637
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	234.053
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	74.289
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	1.459
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	522.617
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	278.986
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	97.576
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	69.043
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	952.140
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

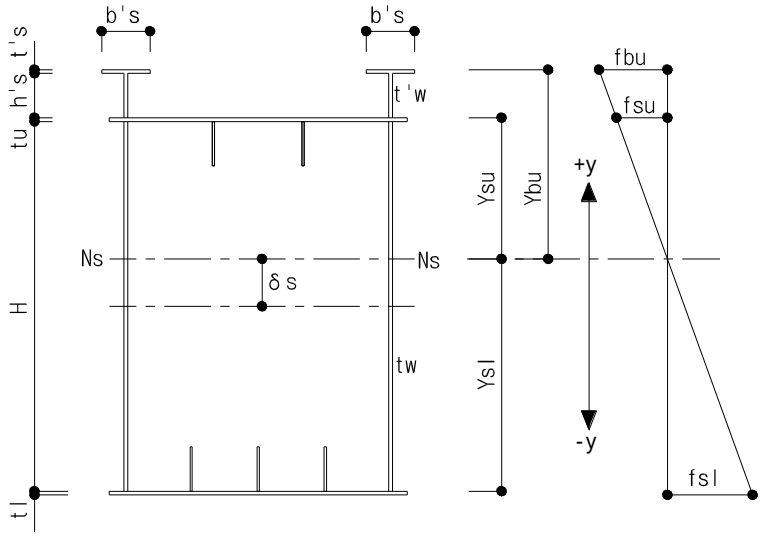
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격				As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
Upper FL.	1	;	2640	X 10	26400	1105	29172000	32235060000	220000
Upper RIB	5	;	120	X 12	7200	1040	7488000	7787520000	8640000
Bieup FL.	2	;	0	X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	0	X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2	;	-50	X 0	0	0	0	0	0
WEB	2	;	2200	X 12	52800	0	0	0	21296000000
Lower RIB	2	;	120	X 12	2880	-1040	-2995200	3115008000	3456000
Lower FL.	1	;	2640	X 12	31680	-1106	-35038080	38752116480	380160
TOTAL					120960		-1373280	81889704480	21308696160
바닥판	1	;	6187	X 280	1732438.40	1240	2.148E+09	2.6638E+12	11318597547

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 81889704480 + 21308696160 = 103198400640 mm^4

δs = ∑AsY / ∑As

= -1373280 / 120960 = -11.353 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ

= 103198400640 - 120960 x -11.353 ² = 103,182,809,552 mm^4 = 0.103 m^4

Ysu = H/2 + tu - δs = 2200 / 2 + 10 - -11.353 = 1121.353 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1121.353 - 2222 = -1100.647 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,332,932 mm^2

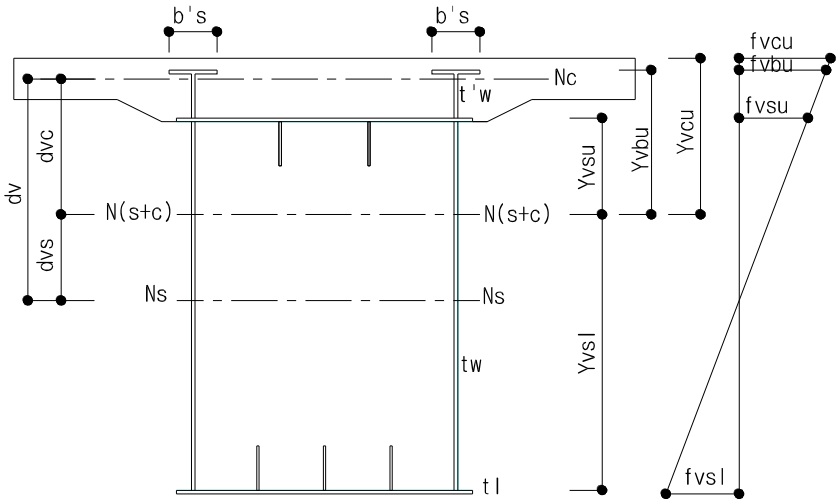
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = 72.128 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = -70.796 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 6.613 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

Av = As + Ac / n

= 120960 + 1732438 / 8 = 337514.800 mm^2

Ic = (b x tc^3) / 12

= (6187.3 x 280 ^{3}) / 12 = 11318597547 mm^4

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -11.353 + 0 + 280 / 2 = 1251.353 mm

dvc = dv x As / Av

= 1251.353 x 120960 / 337515 = 448.465 mm

dvs = dv - dvc

= 1251.353 - 448.465 = 802.888 mm

Iv33 = I33 + Ic / n + As x dvs^2 + (Ac / n) x dvc^2

= 103,182,809,552 + 11318597547 / 8 + 120960 x

802.89 ^{2} + (1732438 / 8) x 448.465 ^{2} = 226,125,695,796 mm^4 = 0.226 m^4

Fv = b x h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) x (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2)

= { (1200 + 1200 + 2400) / 2 + 12 } x { 2200

+ (10 + 280 / 8) / 2 + 12 / 2 } = 5,375,142 mm^2

Yvcu = dvc + tc / 2 = 588.465 mm

Yvcl = Yvcu - tc = 308.465 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvcu - tc - th + tu = 318.465 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1903.535 mm

fvcu = Msc · Yvcu / (n · Iv33) = 0.662 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl = Msc · Yvcl / (n · Iv33) = 0.347 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = 2.867 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = -17.139 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 2.163 Mpa

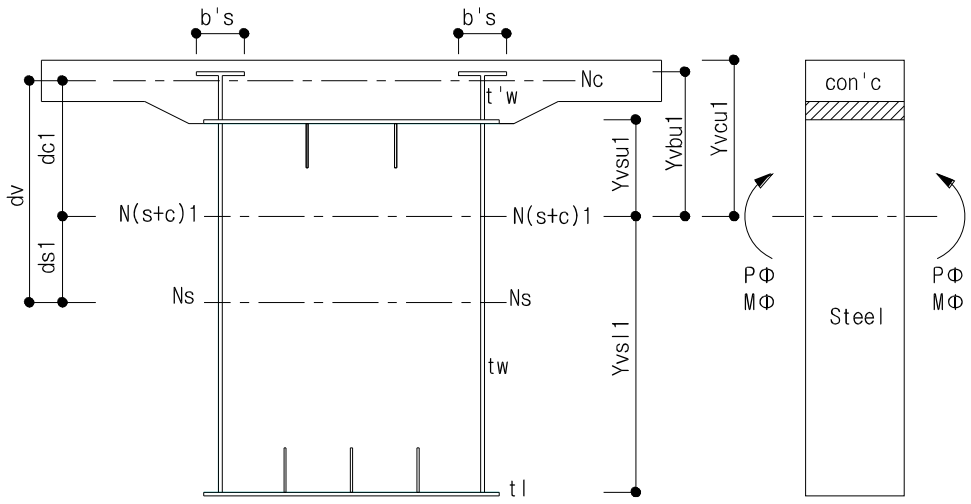
(3) 활하중 응력산정

fvcu1 =	Mv · Yvcu / (n · Iv33)	=	1.979	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl1 =	Mv · Yvcl / (n · Iv33)	=	1.037	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu1 =		=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu1 =	Mv · Yvsu / Iv33	=	8.567	Mpa	: 상연(강재)
fvsl1 =	Mv · Yvsl / Iv33	=	-51.204	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw)	=	17.279	Mpa	

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvcu2 =	Mw · Yvcu / (n · Iv33)	=	0.029	Mpa	: 상단(콘크리트)
fvcl2 =	Mw · Yvcl / (n · Iv33)	=	0.015	Mpa	: 하단(콘크리트)
fvbu2 =	Mw · Yvbu / Iv33	=	0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu2 =	Mw · Yvsu / Iv33	=	0.126	Mpa	: 상연(강재)
fvsl2 =	Mw · Yvsl / Iv33	=	-0.751	Mpa	: 하연(강재)
υ =	Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw)	=	0.563	Mpa	

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

n1 = n x (1 + Φ1 / 2) : 크리프계수(Φ1) 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 120960 + 1732438 / 16 = 229237.400 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -11.353 + 0 + 280 / 2 = 1251.353 mm

k = 0.727 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1251.353 x 120960 / (1732438 / 16 + 120960) = 660.292 mm

ds1 = dv - dc1

= 1251.353 - 660.292 = 591.061 mm

Yvcu1 = dc1 + tc / 2 = 800.292 mm

Yvcl1 = Yvcu1 - tc = 520.292 mm

Yvbu1 = Yvcl1 - th + 220 = 740.292 mm

Yvsu1 = Yvcu1 - tc - th + tu = 530.292 mm

Yvsl1 = Yvsu1 - (H + tu + tl) = -1691.708 mm

Ivc33 = I33 + Ic / n1 + As x $ds1^2$ + (Ac / n1) x $dc1^2$

= 103,182,809,552 + 11318597547 / 16 + 120960 x

591.061 ^{2} + (1732438 / 16) x 660.292 ^{2} = 193,355,377,647 mm^4 = 0.193 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Iv33) = 874400.2 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = 874400.2 N

MΦ = PΦ · dc1 = 577359650.3 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14346.700 Mpa

fcu1 = Msc x Yvcu / (n x Iv33) = 0.662 Mpa

fcl1 = Msc x Yvcl / (n x Iv33) = 0.347 Mpa

fbu1 = Msc x Yvbu / (n x Iv33) = 0.000 Mpa

fvcu3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcu1/Ivc33) - Ec1 x fcu1 x Φ1 / Ec = -0.315 Mpa : 상단(콘크리트)

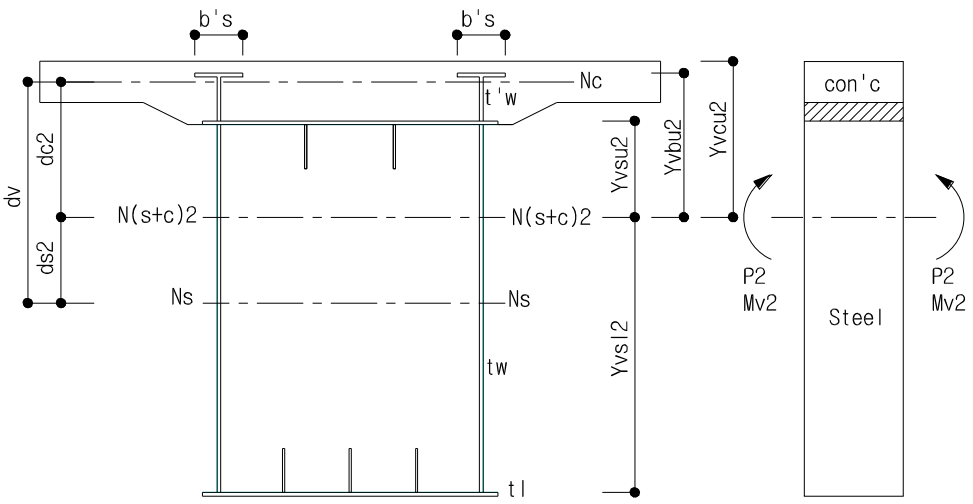
fvcl3 = 1/n1 x (PΦ/Av1 + k x MΦ x Yvcl1/Ivc33) - Ec1 x fcl1 x Φ1 / Ec = -0.038 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsu1 / Ivc33 = 4.966 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av1 + k x MΦ x Yvsl1 / Ivc33 = 0.141 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

n2 = n x (1 + Φ2 / 2) : 크리프계수(Φ2) 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 120960 + 1732438 / 24 = 193144.933 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc/2

= 2200 / 2 - -11.353 + 0 + 280 / 2 = 1251.353 mm

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1251.353 x 120960 / (1732438 / 24 + 120960) = 783.679 mm

ds2 = dv - dc1

= 1251.353 - 783.679 = 467.674 mm

Yvcu2 = dc2 + tc / 2 = 923.679 mm

Yvcl2 = Yvcu2 - tc = 643.679 mm

Yvbu2 = Yvcl2 - th + 220 = 863.679 mm

Yvsu2 = Yvcu2 - tc - th + tu = 653.679 mm

Yvsl2 = Yvsu2 - (H + tu + tl) = -1568.321 mm

Ivd33 = I33 + Ic / n2 + As x ds2^2 + (Ac / n2) x dc2^2

= 103,182,809,552 + 11318597547 / 24 + 120960 x

467.674 ^{2} + (1732438 / 24) x 783.679 ^{2} = 174,443,261,305 mm^4 = 0.174 m^4

P2 = Es x εs x Ac / n2 = 3995436.1 N

Mv2 = P2 x dc2 = 3131140407.4 N-mm

Ec2 = Es / n2 = 8541.667 Mpa

fvcu4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcu2/Ivd33) - Ec2 x εs = -0.942 Mpa : 상단(콘크리트)

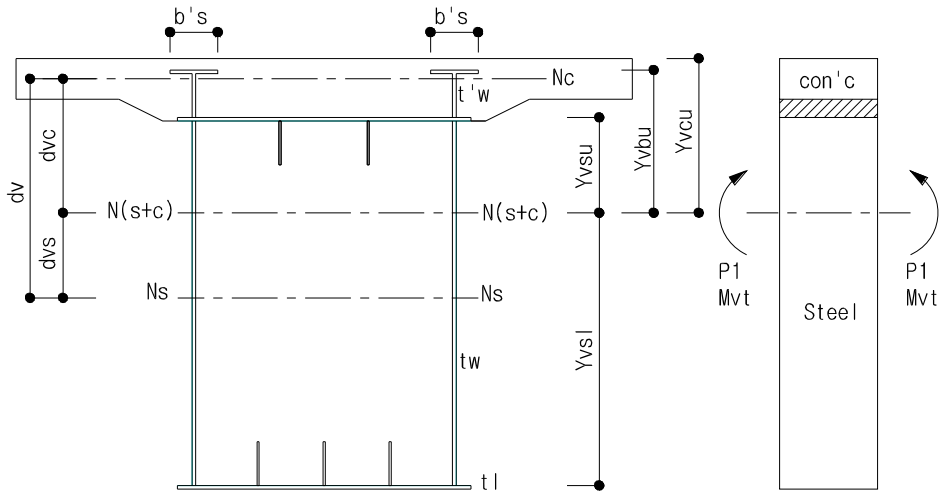
fvcl4 = 1/n2 x (P2/Av2 + k x Mv2 x Yvcl2/Ivd33) - Ec2 x εs = -1.094 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsu2 / Ivd33 = 29.219 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av2 + k x Mv2 x Yvsl2 / Ivd33 = 0.214 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt = α x t : 온도변화(t)= 10 ---- 도.설 2.1.12

= 0.000012 x 10 = 0.00012

P1 = Es x εt x Ac / n = 5327248 N

Mvt = P1 x dvc = 2389085971 N

fvcu5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcu / Iv33) - Ec x εt = -0.905 Mpa : 상단(콘크리트)

fvcl5 = 1/n x (P1/Av + k x Mvt x Yvcl / Iv33) - Ec x εt = -1.174 Mpa : 하단(콘크리트)

fvbu5 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsu / Iv33 = 18.231 Mpa : 상연(강재)

fvsl5 = P1 / Av + k x Mvt x Yvsl / Iv33 = 1.157 Mpa : 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ = (Ss + Ssc + Sv)/Aw + { Mst/(2·F·Tw) + (Msct + Mvt)/(2·Fv·Tw)= 26.055 Mpa

υa = 125 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)} = 9.339 Mpa

υa = 150 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

* 활하중 재하시

υ = (Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)} = 26.336 Mpa

υa = 156.25 Mpa ∴ υ < υa O.K.!

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력(자유돌출판_Bieup)

* 강재 SM520B 사용

① = b / 10.5 = 0 / 10.5 = 0.00 mm

② = b / 16 = 0 / 16 = 0.00 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = 24000 x (t3/b)^2 = 215.000 MPa

ts = 0 mm : 사용된 플랜지 두께(t2)

fca = = 215.000 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 강재 허용응력(Box형 플랜지)

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2 / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2 / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. t's ≥ ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ t's < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2 / (t's x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (10 x 1.000 x 6)

- 23 } = 135.100 MPa

ㄷ. ③ ≤ t's < ② 이면,

fca = 220000 x { (t's x i x n) / b2 }^{2}

= 220000 x { (10 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 137.500 MPa

tu = 10 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = = 135.100 MPa

그러나, 합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면,

, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

fca = : 압축(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근콘크리트 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* fck 27 MPa 사용

fca = 0.4 x fck = 10.800 MPa

fta = 0.07 x fck , but fta' 2.5 이하 = 1.890 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1					0.000	215.000	72.128	-70.796	135.100	215.000
1+2+3	2.641	1.384	10.800	10.800	0.000	215.000	83.562	-139.139	215.000	215.000
1+2+3+5	2.326	1.346	10.800	10.800	0.000	247.250	88.528	-138.998	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.384	0.252	10.800	10.800	0.000	247.250	117.747	-138.785	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.479	-0.922	12.420	2.174	0.000	279.500	135.978	-137.627	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.289	1.426	12.420	12.420	0.000	279.500	99.516	-139.942	279.500	247.250
1+2+4	0.691	0.362	12.960	12.960	0.000	258.000	75.121	-88.686	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	2.655	1.392	13.500	13.500	0.000	268.750	83.625	-139.514	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	2.340	1.354	13.500	13.500	0.000	268.750	88.591	-139.373	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	1.398	0.260	13.500	13.500	0.000	268.750	117.810	-139.160	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.493	-0.914	14.580	2.552	0.000	290.250	136.041	-138.002	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	2.303	1.434	14.580	14.580	0.000	290.250	99.579	-140.317	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /
4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력 /허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	53.4%	32.9%	OK	OK
1+2+3	24.5%	12.8%	OK	OK	0.0%	OK	38.9%	64.7%	OK	OK
1+2+3+5	21.5%	12.5%	OK	OK	0.0%	OK	35.8%	64.7%	OK	OK
1+2+3+5+6	12.8%	2.3%	OK	OK	0.0%	OK	47.6%	64.6%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	3.9%	7.4%	OK	OK	0.0%	OK	48.7%	55.7%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	18.4%	11.5%	OK	OK	0.0%	OK	35.6%	56.6%	OK	OK
1+2+4	5.3%	2.8%	OK	OK	0.0%	OK	29.1%	34.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	19.7%	10.3%	OK	OK	0.0%	OK	31.1%	51.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	17.3%	10.0%	OK	OK	0.0%	OK	33.0%	51.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	10.4%	1.9%	OK	OK	0.0%	OK	43.8%	51.8%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	3.4%	6.3%	OK	OK	0.0%	OK	46.9%	47.5%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	15.8%	9.8%	OK	OK	0.0%	OK	34.3%	48.3%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.285	0.108	0.043	0.043	0.328	0.152	OK	OK
1+2+3	0.151	0.419	0.043	0.043	0.195	0.462	OK	OK
1+2+3+5	0.128	0.418	0.043	0.043	0.172	0.461	OK	OK
1+2+3+5+6	0.227	0.417	0.043	0.043	0.270	0.460	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.237	0.310	0.043	0.043	0.280	0.353	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.127	0.320	0.043	0.043	0.170	0.364	OK	OK
1+2+4	0.085	0.118	0.004	0.004	0.089	0.122	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.097	0.269	0.028	0.028	0.125	0.298	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.109	0.269	0.028	0.028	0.137	0.297	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.192	0.268	0.028	0.028	0.221	0.297	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.220	0.226	0.028	0.028	0.248	0.254	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.118	0.234	0.028	0.028	0.146	0.262	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{72.128}{135.100}\right)^2 + \left(\frac{26.055}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.285 + 0.043 = 0.328 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-139.139}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{26.055}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.419 + 0.043 = 0.462 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 압축(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 압축(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = b2 / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 10 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 인장(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2' / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 1 단

tmin = H / (206 x 1.2)

= 2200 / (206 x 1.2) = 8.8997 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 72.1) = 1.73 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / (121 x 0)

= 0 / (121 x 0) = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 0.0) = 0.00 < 1.2 ∴ 0 사용

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

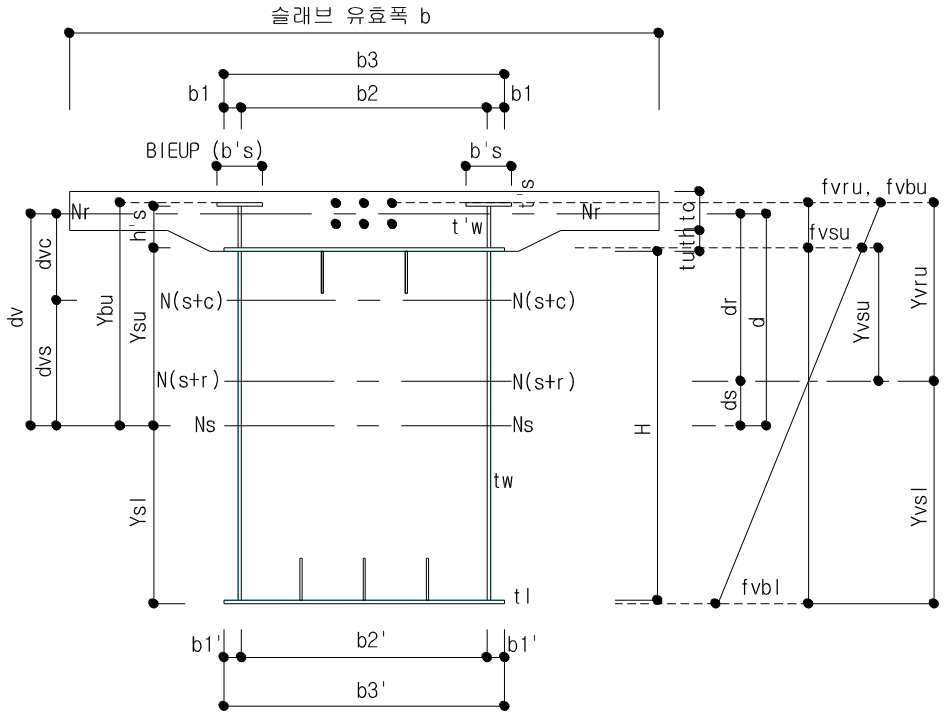
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	Concrete				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	93.767	-92.035	355.000	OK	OK
1+2+3	5.115	2.681	16.200	OK	0.000	115.912	-224.404	355.000	OK	OK
1+2+3+7	6.020	3.855	16.200	OK	0.000	134.143	-225.561	355.000	OK	OK
1+2+3+5	4.800	2.643	16.200	OK	0.000	120.878	-224.263	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	3.858	1.549	16.200	OK	0.000	150.097	-224.049	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	2.953	0.375	16.200	OK	0.000	168.328	-222.892	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	4.763	2.723	16.200	OK	0.000	131.867	-225.207	355.000	OK	OK
1+2+4	0.890	0.467	16.200	OK	0.000	97.620	-115.066	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	5.130	2.689	16.200	OK	0.000	115.975	-224.779	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	4.225	1.515	16.200	OK	0.000	134.206	-223.622	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	4.814	2.651	16.200	OK	0.000	120.941	-224.638	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	3.872	1.557	16.200	OK	0.000	150.160	-224.425	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	2.967	0.383	16.200	OK	0.000	168.391	-223.267	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	4.777	2.730	16.200	OK	0.000	131.929	-225.582	355.000	OK	OK

4.7 단면검토(부모멘트)

[G1 : SPLICE - 3] : 절점 7 로 부터 이격거리 4.369 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	6187.3	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2640.0	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2640.0	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2200	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-2263.820
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-626.119
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	-27.232
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	-6288.570
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	1020.312
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	308.202
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	10.828
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	726.819
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	146.183
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	242.413
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	55.299
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	855.559
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

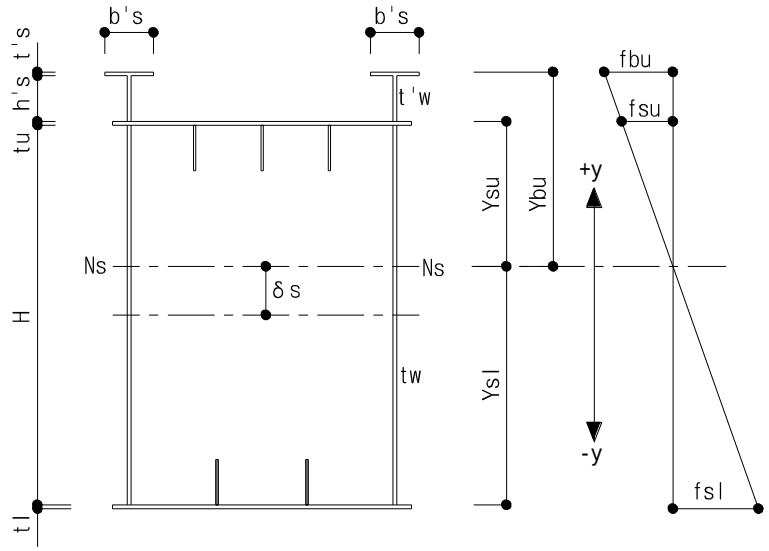
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격	As(mm²)	y(mm)	As*y(mm³)	As*y²(mm⁴)	Io(mm⁴)
Upper FL.	1 ; 2640 X 10	26400.0	1105	29172000	32235060000	220000
Upper RIB	5 ; 120 X 12	7200	1040	7488000	7787520000	8640000
Bieup FL.	2 ; 0 X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; 0 X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; -50 X 0	0	0	0	0	0
WEB	2 ; 2200 X 12	52800	0	0	0	21296000000
Lower RIB	5 ; 150 X 14	10500	-1025	-10762500	11031562500	19687500
Lower FL.	1 ; 2640 X 12	31680.0	-1106	-35038080	38752116480	380160
TOTAL		128580.0		-9140580	89806258980	21324927660
상부철근		19160.769	1320	25292215	33385723390	
하부철근		19160.769	1140	21843276	24901335008	
철근합계		38321.537		47135491	58287058398	
바닥판	1 ; 6187 X 280	1732438.40	1240	2.148E+09	2.6638E+12	11318597547

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 89806258980 + 21324927660 = 111131186640 mm⁴

δs = ∑AsY / ∑As

= -9140580 / 128580 = -71.089 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ²

= 111131186640 - 128580 x -71.089 ² = 110,481,395,049 mm⁴ = 0.110 m⁴

Ysu = H/2 + tu - δs = 2200 / 2 + 10 - -71.089 = 1181.089 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1181.089 - 2222 = -1040.911 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,332,932 mm²

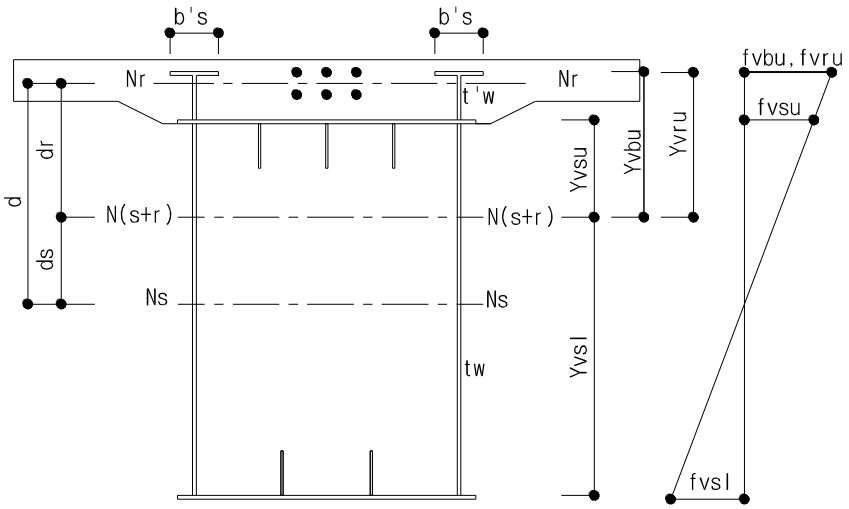
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = -24.201 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = 21.329 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 20.466 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Av = As + Ar = 128580 + 38321.53741 = 166,901.5 mm^2

d = H/2 - δs + th + tcl + (tc -tcu -tcl) * Aru / Ar

= 2200 / 2 - -71.089 + 0 + 40

+ (280 - 60 - 40) x 19160.7687 / 38321.537 = 1301.089 mm

여기서, Aru 는 상부철근 단면적 Arl은 하부철근 단면적 이고, Ar 은 철근단면적 합계이다.

dr = d · As / (As + Ar) : 철근도심위치에서 단면1차모멘트 산출한다. = 1002.351 mm

ds = d - dr = 298.737 mm

Iv33 = I33 + As · ds^2 + Ar · dr^2 = 160,458,350,081 mm^4 = 0.160 m^4

Fv = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2) = 5,375,142 mm^2

Yvru = dr + (tc - tcu - tcl) · Arl / Ar = 1092.351 mm

Yvrl = dr - (tc - tcu - tcl) · Aru / Ar = 912.351 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvrl - tcl - th + tu = 882.351 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1339.649 mm

fvru = Msc · Yvru / Iv33 = -4.262 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl = Msc · Yvrl / Iv33 = -3.560 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = -3.443 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = 5.227 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw) = 7.716 Mpa

(3) 활하중 응력산정

fvru1 = Mv · Yvru / Iv33 = -42.811 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl1 = Mv · Yvrl / Iv33 = -35.756 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu1 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu1 = Mv · Yvsu / Iv33 = -34.580 Mpa : 상연(강재)

fvsl1 = Mv · Yvsl / Iv33 = 52.503 Mpa : 하연(강재)

υ = Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw) = 20.398 Mpa

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvru2 = Mw · Yvru / Iv33 = -0.185 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl2 = Mw · Yvrl / Iv33 = -0.155 Mpa : 하연(RE-BAR)

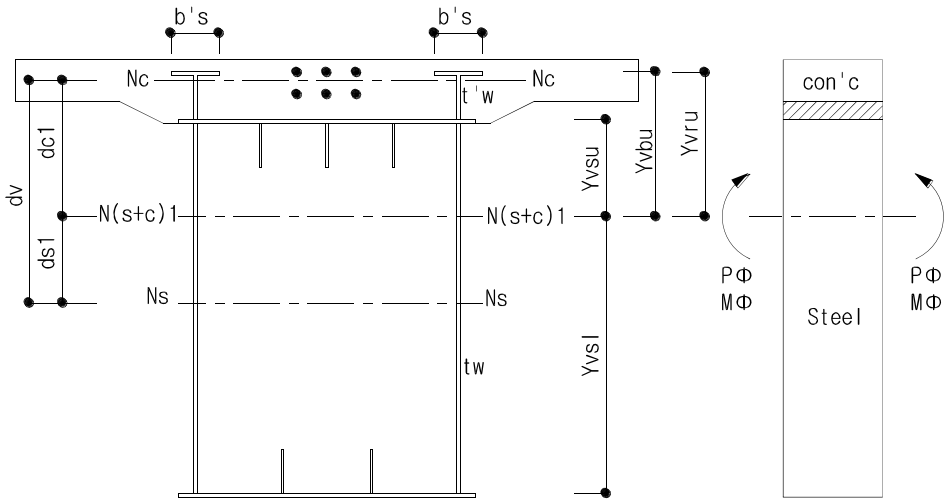
fvbu2 = Mw · Yvbu / Iv33 = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu2 = Mw · Yvsu / Iv33 = -0.150 Mpa : 상연(강재)

fvsl2 = Mw · Yvsl / Iv33 = 0.227 Mpa : 하연(강재)

υ = Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw) = 0.634 Mpa

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

Avc = As + Ac / n

= 128580 + 1732438.400 / 8 = 345134.8 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc /2

= 2200 / 2 - -71.089 + 0.0 + 280 / 2 = 1311.1 mm

dvc = dv x As / (Ac / n + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1311.1 x 128580 / (1732438.4 / 8 + 128580) = 488.4 mm

dvs = dv - dvc

= 1311.1 - 488.4 = 822.6 mm

n1 = n x (1 + Φ1 /2) : 크리프계수(Φ1) = 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 128580 + 1732438.400 / 16 = 236857.4 mm^2

k = 0.185 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1311.089 x 128580 / (1732438 / 16 + 128580) = 711.7 mm

ds1 = dv - dc1

= 1311.1 - 711.7 = 599.4 mm

Ivc33 = I33 + Ic/n1 + As x dvs^2 + Ac/n1 x dvc^2

= 110,481,395,049 + 11318597547 / 16 + 128580 x

822.64 ^{2} + (1732438 / 16) x 488.446 ^{2} = 224,036,905,121 mm^4 = 0.224 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Ivc33) = -295611.8871 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = -295611.8871 N

MΦ = PΦ · dc1 = -210397424 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14347 Mpa

fvru3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvru / Iv33 = -2.037 Mpa : 상연(RE-BAR)

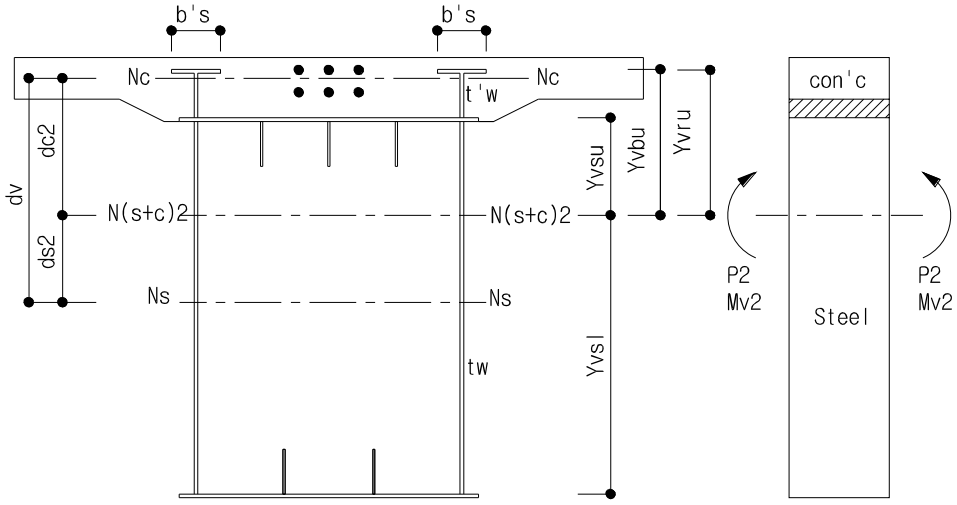
fvrl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvrl / Iv33 = -1.993 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsu / Iv33 = -1.986 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsl / Iv33 = -1.446 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



n2 = n x (1 + Φ2 /2) : 크리프계수(Φ2) = 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 128580 + 1732438 / 24 = 200764.933 mm^2

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1311.089 x 128580 / (1732438 / 24 + 128580) = 839.687 mm

ds2 = dv - dc2

= 1311.089 - 839.687 = 471.401 mm

P2 = Es · εs · Ac / n2 = 3995436.06 N

Mv2 = P2 · dc2 = 3354917220 N

fvru4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvru / Iv33 = 28.171 Mpa : 상연(RE-BAR)

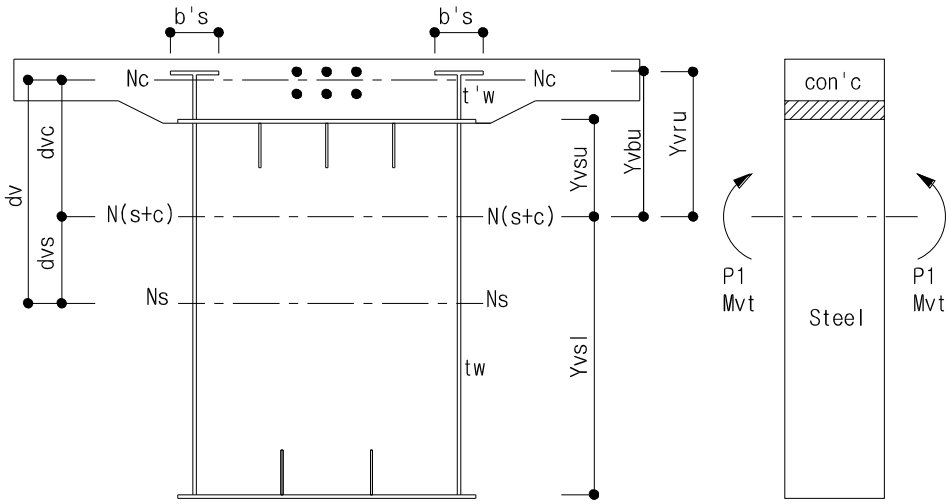
fvrl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvrl / Iv33 = 27.474 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsu / Iv33 = 27.358 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsl / Iv33 = 18.748 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt =	α x t	: 온도변화(t)= 10	---- 도.설 2.1.12		
	= 0.000012 x 10		= 0.00012		
P1 =	Es x εt x Ac / n		= 5327248	N	
Mvt =	P1 x dvc		= 2602074057	N	
Ert =	Es x εt		= 25	Mpa	
fvru5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvru / Iv33 - Ert		= 10.601	Mpa	: 상연(RE-BAR)
fvrl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvrl / Iv33 - Ert		= 10.060	Mpa	: 하연(RE-BAR)
fvbu5 =			= 0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsu / Iv33		= 34.570	Mpa	: 상연(강재)
fvsl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsl / Iv33		= 27.893	Mpa	: 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ =	(Ss+Ssc+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 48.580	Mpa	
υa =	125 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!		

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)}		= 28.816	Mpa	
υa =	150 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!		

* 활하중 재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 48.897	Mpa	
υa =	156.25 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!		

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Panne의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력

fta = : 인장(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2' / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2' / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. tl > ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ tl < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2' / (tl x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (12 x 1.000 x 6)

- 23 } = 166.433 MPa

ㄷ. ③ ≤ tl < ② 이면,

fca = 220000 x { (tl x i x n) / b2' }^{2}

= 220000 x { (12 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 198.000 MPa

tl = 12 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = : 압축(하부)플랜지의 허용응력 = 166.433 MPa

- 철근 허용응력 ---- 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7

* SD 400 사용

fta = = 160.000 MPa

fca = = 180.000 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	RE-BAR			Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용을력	작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1				0.000	215.000	-24.201	21.329	215.000	166.433
1+2+3	-47.073	-39.316	160.000	0.000	215.000	-62.225	79.059	215.000	166.433
1+2+3+5	-49.110	-41.309	160.000	0.000	215.000	-64.210	77.613	215.000	166.433
1+2+3+5+6	-20.938	-13.835	160.000	0.000	215.000	-36.852	96.361	215.000	166.433
1+2+3+5+6+7	-10.337	-3.775	184.000	0.000	247.250	-2.282	124.254	247.250	191.398
1+2+3+5+6-7	-31.540	-23.896	184.000	0.000	247.250	-71.423	68.469	247.250	191.398
1+2+4	-4.448	-3.715	192.000	0.000	258.000	-27.794	26.784	258.000	199.720
1+2+3+(1/2)4	-47.166	-39.394	200.000	0.000	268.750	-62.299	79.172	268.750	208.042
1+2+3+(1/2)4+5	-49.202	-41.387	200.000	0.000	268.750	-64.285	77.727	268.750	208.042
1+2+3+(1/2)4+5+6	-21.031	-13.913	200.000	0.000	268.750	-36.927	96.475	268.750	208.042
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-10.430	-3.852	216.000	0.000	290.250	-2.357	124.367	290.250	224.685
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-31.632	-23.973	216.000	0.000	290.250	-71.497	68.582	290.250	224.685

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /
4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력/허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	11.3%	12.8%	OK	OK
1+2+3	29.4%	24.6%	OK	OK	0.0%	OK	28.9%	47.5%	OK	OK
1+2+3+5	30.7%	25.8%	OK	OK	0.0%	OK	29.9%	46.6%	OK	OK
1+2+3+5+6	13.1%	8.6%	OK	OK	0.0%	OK	17.1%	57.9%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	5.6%	2.1%	OK	OK	0.0%	OK	0.9%	64.9%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	17.1%	13.0%	OK	OK	0.0%	OK	28.9%	35.8%	OK	OK
1+2+4	2.3%	1.9%	OK	OK	0.0%	OK	10.8%	13.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	23.6%	19.7%	OK	OK	0.0%	OK	23.2%	38.1%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	24.6%	20.7%	OK	OK	0.0%	OK	23.9%	37.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	10.5%	7.0%	OK	OK	0.0%	OK	13.7%	46.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	4.8%	1.8%	OK	OK	0.0%	OK	0.8%	55.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	14.6%	11.1%	OK	OK	0.0%	OK	24.6%	30.5%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.013	0.016	0.151	0.151	0.164	0.167	OK	OK
1+2+3	0.084	0.226	0.151	0.151	0.235	0.377	OK	OK
1+2+3+5	0.089	0.217	0.151	0.151	0.240	0.369	OK	OK
1+2+3+5+6	0.029	0.335	0.151	0.151	0.180	0.486	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.000	0.421	0.151	0.151	0.151	0.572	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.083	0.128	0.151	0.151	0.234	0.279	OK	OK
1+2+4	0.012	0.018	0.037	0.037	0.049	0.055	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.054	0.145	0.098	0.098	0.152	0.243	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.057	0.140	0.098	0.098	0.155	0.238	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.019	0.215	0.098	0.098	0.117	0.313	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.000	0.306	0.098	0.098	0.098	0.404	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.061	0.093	0.098	0.098	0.159	0.191	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-64.210}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{48.580}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.089 + 0.151 = 0.240 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{124.254}{191.398}\right)^2 + \left(\frac{48.580}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.421 + 0.151 = 0.572 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 인장(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 인장(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = b2 / (80 x n) = 2400 / (80 x 6)

= 5.00 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 10 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 압축(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 2 단

tmin = H / (291 x 1.200)

= 2200 / (291 x 1.20) = 6.30 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 21.3) = 3.175 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / 121

= 0 / 121 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

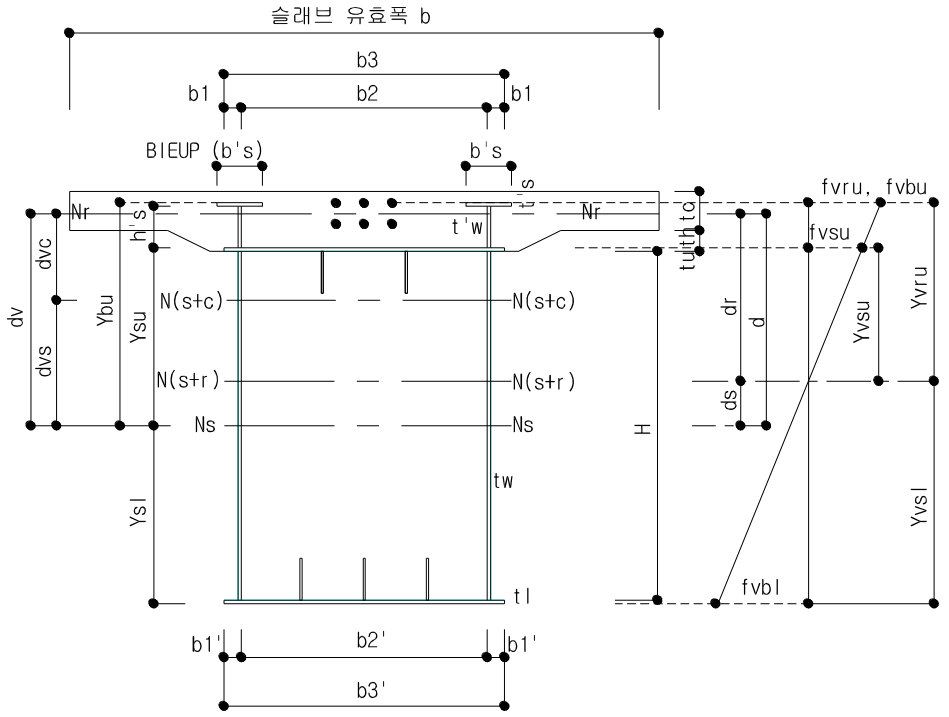
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	-31.461	27.727	355.000	OK	OK
1+2+3	-97.584	-81.504	240.000	OK	0.000	-110.285	147.404	355.000	OK	OK
1+2+3+7	-108.185	-91.564	240.000	OK	0.000	-144.856	175.296	355.000	OK	OK
1+2+3+5	-99.621	-83.497	240.000	OK	0.000	-112.271	145.958	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	-71.449	-56.023	240.000	OK	0.000	-84.913	164.706	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	-60.848	-45.962	240.000	OK	0.000	-50.343	192.598	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	-82.051	-66.083	240.000	OK	0.000	-119.483	136.813	355.000	OK	OK
1+2+4	-5.727	-4.783	240.000	OK	0.000	-36.087	34.750	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	-97.677	-81.581	240.000	OK	0.000	-110.360	147.517	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	-87.075	-71.521	240.000	OK	0.000	-75.790	175.410	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	-99.713	-83.574	240.000	OK	0.000	-112.346	146.072	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	-71.542	-56.100	240.000	OK	0.000	-84.988	164.820	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-60.941	-46.040	240.000	OK	0.000	-50.418	192.712	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-82.143	-66.161	240.000	OK	0.000	-119.558	136.927	355.000	OK	OK

4.7 단면검토(부모멘트)

[G1 : SPLICE - 4] : 절점 10 로 부터 이격거리 0.624 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	5715.3	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2520.4	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2520.4	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2537	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수 Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-16139.898
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-4983.940
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	-360.814
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	-10304.055
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	1329.766
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	467.780
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	78.724
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	983.601
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	48.721
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	153.544
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	85.035
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	1212.488
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

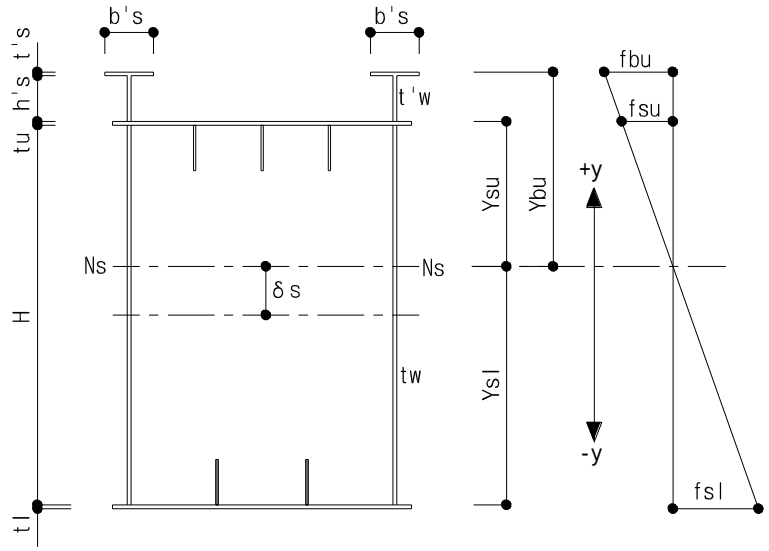
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격	As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
Upper FL.	1 ; 2520 X 18	45366.7	1277.5	57955908	74038672662	1224899.82
Upper RIB	2 ; 120 X 12	2880	1208.5	3480480	4206160080	3456000
Bieup FL.	2 ; 0 X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; 0 X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; -50 X 0	0	0	0	0	0
WEB	2 ; 2537 X 12	60888	0	0	0	32658136306
Lower RIB	5 ; 150 X 14	10500	-1193.5	-12531750	14956643625	19687500
Lower FL.	1 ; 2520 X 20	50407.4	-1278.5	-64445861	82394033161	1680246.667
TOTAL		170042.1		-15541223	1.75596E+11	32684184952
상부철근		17699.172	1488.5	26345218	39214856299	
하부철근		17699.172	1308.5	23159367	30304031160	
철근합계		35398.344		49504584	69518887459	
바닥판	1 ; 5715 X 280	1600286.80	1408.5	2.254E+09	3.17476E+12	10455207093

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 175595509527 + 32684184952 = 208279694480 mm^4

δs = ∑AsY / ∑As

= -15541222.75 / 170042.06 = -91.396 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ²

= 208279694480 - 170042.06 x -91.396 ² = 206,859,283,526 mm^4 = 0.207 m^4

Ysu = H/2 + tu - δs = 2537 / 2 + 18 - -91.396 = 1377.896 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1377.896 - 2575 = -1197.104 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 6,165,072 mm^2

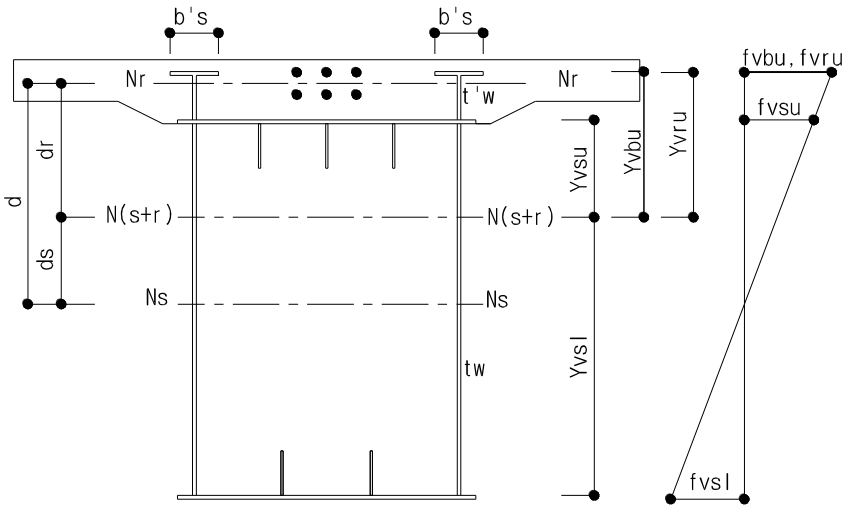
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = -107.508 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = 93.402 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 22.169 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Av = As + Ar = 170042.06 + 35398.34402 = 205,440.4 mm^2

d = H/2 - δs + th + tcl + (tc -tcu -tcl) * Aru / Ar

= 2537 / 2 - -91.396 + 0 + 40

+ (280 - 60 - 40) x 17699.17201 / 35398.344 = 1489.896 mm

여기서, Aru 는 상부철근 단면적 Arl은 하부철근 단면적 이고, Ar 은 철근단면적 합계이다.

dr = d · As / (As + Ar) : 철근도심위치에서 단면1차모멘트 산출한다. = 1233.180 mm

ds = d - dr = 256.716 mm

Iv33 = I33 + As · ds^2 + Ar · dr^2 = 271,897,040,097 mm^4 = 0.272 m^4

Fv = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2) = 6,207,282 mm^2

Yvru = dr + (tc - tcu - tcl) · Arl / Ar = 1323.180 mm

Yvrl = dr - (tc - tcu - tcl) · Aru / Ar = 1143.180 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvrl - tcl - th + tu = 1121.180 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1453.820 mm

fvru = Msc · Yvru / Iv33 = -24.254 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl = Msc · Yvrl / Iv33 = -20.955 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = -20.552 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = 26.649 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 8.713 Mpa

(3) 활하중 응력산정

fvru1 = Mv · Yvru / Iv33 = -50.144 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl1 = Mv · Yvrl / Iv33 = -43.323 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu1 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu1 = Mv · Yvsu / Iv33 = -42.489 Mpa : 상연(강재)

fvsl1 = Mv · Yvsl / Iv33 = 55.095 Mpa : 하연(강재)

υ = Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw) = 24.293 Mpa

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvru2 = Mw · Yvru / Iv33 = -1.756 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl2 = Mw · Yvrl / Iv33 = -1.517 Mpa : 하연(RE-BAR)

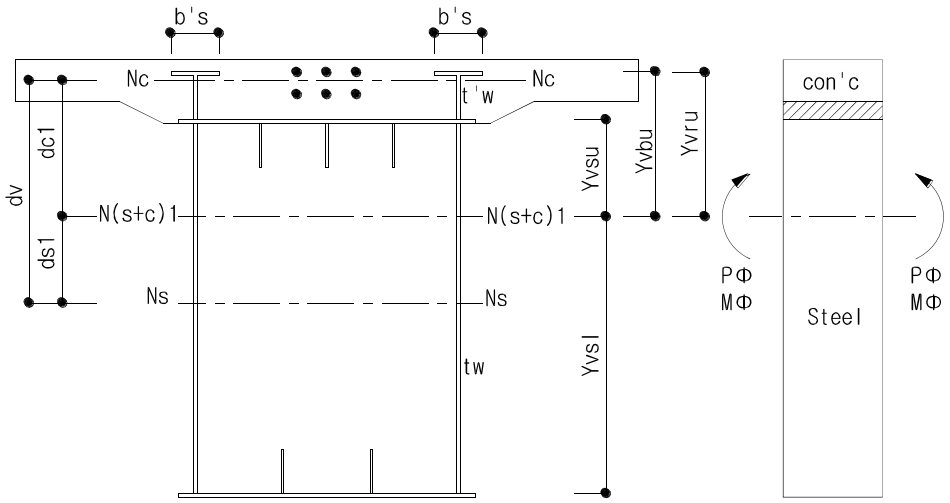
fvbu2 = Mw · Yvbu / Iv33 = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu2 = Mw · Yvsu / Iv33 = -1.488 Mpa : 상연(강재)

fvsl2 = Mw · Yvsl / Iv33 = 1.929 Mpa : 하연(강재)

υ = Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw) = 1.864 Mpa

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 5715.3 x 280 = 1600286.800 mm^2

Avc = As + Ac / n

= 170042.06 + 1600286.800 / 8 = 370077.91 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc /2

= 2537 / 2 - -91.396 + 0.0 + 280 / 2 = 1499.9 mm

dvc = dv x As / (Ac / n + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1499.9 x 170042.06 / (1600286.8 / 8 + 170042.06) = 689.2 mm

dvs = dv - dvc

= 1499.9 - 689.2 = 810.7 mm

n1 = n x (1 + Φ1 /2) : 크리프계수(Φ1) = 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 170042.06 + 1600286.800 / 16 = 270059.985 mm^2

k = -0.086 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1499.896 x 170042 / (1600287 / 16 + 170042.06) = 944.4 mm

ds1 = dv - dc1

= 1499.9 - 944.4 = 555.5 mm

Ivc33 = I33 + Ic/n1 + As x dvs^2 + Ac/n1 x dvc^2

= 206,859,283,526 + 10455207093 / 16 + 170042.06 x 810.73 ^{2} + (1600287 / 16) x 689.167 ^{2} = 366,781,967,118 mm^4 = 0.367 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Ivc33) = -1873255.834 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = -1873255.834 N

MΦ = PΦ · dc1 = -1769108459 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14347 Mpa

fvru3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvru / Iv33 = -8.381 Mpa : 상연(RE-BAR)

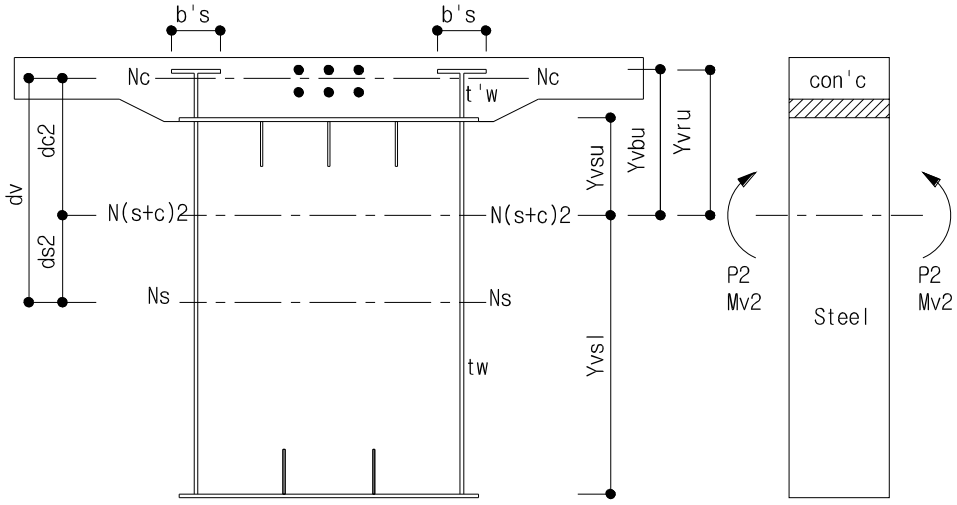
fvrl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvrl / Iv33 = -8.481 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsu / Iv33 = -8.493 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsl / Iv33 = -9.929 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



n2 = n x (1 + Φ2 /2) : 크리프계수(Φ2) = 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 170042.06 + 1600287 / 24 = 236720.677 mm^2

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1499.896 x 170042 / (1600287 / 24 + 170042.06) = 1077.411 mm

ds2 = dv - dc2

= 1499.896 - 1077.411 = 422.485 mm

P2 = Es · εs · Ac / n2 = 3690661.433 N

Mv2 = P2 · dc2 = 3976359276 N

fvru4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvru / Iv33 = 16.307 Mpa : 상연(RE-BAR)

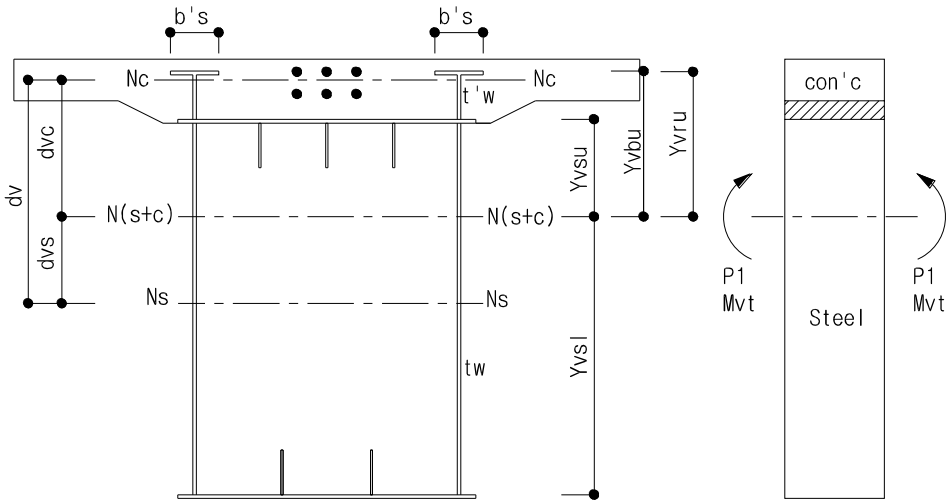
fvrl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvrl / Iv33 = 16.533 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsu / Iv33 = 16.560 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsl / Iv33 = 19.786 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt =	α x t	: 온도변화(t)= 10	---- 도.설 2.1.12		
	= 0.000012 x 10		= 0.00012		
P1 =	Es x εt x Ac / n		= 4920882	N	
Mvt =	P1 x dvc		= 3391309174	N	
Ert =	Es x εt		= 25	Mpa	
fvru5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvru / Iv33 - Ert		= -2.061	Mpa	: 상연(RE-BAR)
fvrl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvrl / Iv33 - Ert		= -1.869	Mpa	: 하연(RE-BAR)
fvbu5 =			= 0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsu / Iv33		= 22.755	Mpa	: 상연(강재)
fvsl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsl / Iv33		= 25.506	Mpa	: 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ =	(Ss+Ssc+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 55.175	Mpa
υa =	125 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!	

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)}		= 32.746	Mpa
υa =	150 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!	

* 활하중 재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 56.107	Mpa
υa =	156.25 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!	

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 3)^2 + 0.13 x (0.0 / 3) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Panne의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력

fta = : 인장(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2' / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2' / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. tl > ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ tl < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2' / (tl x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (20 x 1.000 x 6)

- 23 } = 229.100 MPa

ㄷ. ③ ≤ tl < ② 이면,

fca = 220000 x { (tl x i x n) / b2' }^{2}

= 220000 x { (20 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 550.000 MPa

tl = 20 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = : 압축(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근 허용응력 ---- 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7

* SD 400 사용

fta = = 160.000 MPa

fca = = 180.000 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	RE-BAR			Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용을력	작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1				0.000	215.000	-107.508	93.402	215.000	215.000
1+2+3	-74.399	-64.278	160.000	0.000	215.000	-170.549	175.146	215.000	215.000
1+2+3+5	-82.779	-72.759	160.000	0.000	215.000	-179.043	165.218	215.000	215.000
1+2+3+5+6	-66.472	-56.226	160.000	0.000	215.000	-162.482	185.004	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7	-68.533	-58.095	184.000	0.000	247.250	-139.727	210.510	247.250	247.250
1+2+3+5+6-7	-64.412	-54.358	184.000	0.000	247.250	-185.237	159.498	247.250	247.250
1+2+4	-26.010	-22.472	192.000	0.000	258.000	-129.548	121.980	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	-75.277	-65.036	200.000	0.000	268.750	-171.293	176.111	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	-83.657	-73.517	200.000	0.000	268.750	-179.786	166.183	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	-67.350	-56.985	200.000	0.000	268.750	-163.226	185.968	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-69.411	-58.853	216.000	0.000	290.250	-140.471	211.474	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-65.289	-55.116	216.000	0.000	290.250	-185.981	160.462	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /
4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력/허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	50.0%	43.4%	OK	OK
1+2+3	46.5%	40.2%	OK	OK	0.0%	OK	79.3%	81.5%	OK	OK
1+2+3+5	51.7%	45.5%	OK	OK	0.0%	OK	83.3%	76.8%	OK	OK
1+2+3+5+6	41.5%	35.1%	OK	OK	0.0%	OK	75.6%	86.0%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	37.2%	31.6%	OK	OK	0.0%	OK	56.5%	85.1%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	35.0%	29.5%	OK	OK	0.0%	OK	74.9%	64.5%	OK	OK
1+2+4	13.5%	11.7%	OK	OK	0.0%	OK	50.2%	47.3%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	37.6%	32.5%	OK	OK	0.0%	OK	63.7%	65.5%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	41.8%	36.8%	OK	OK	0.0%	OK	66.9%	61.8%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	33.7%	28.5%	OK	OK	0.0%	OK	60.7%	69.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	32.1%	27.2%	OK	OK	0.0%	OK	48.4%	72.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	30.2%	25.5%	OK	OK	0.0%	OK	64.1%	55.3%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.250	0.189	0.195	0.195	0.445	0.384	OK	OK
1+2+3	0.629	0.664	0.195	0.195	0.824	0.858	OK	OK
1+2+3+5	0.693	0.591	0.195	0.195	0.888	0.785	OK	OK
1+2+3+5+6	0.571	0.740	0.195	0.195	0.766	0.935	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.319	0.725	0.195	0.195	0.514	0.920	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.561	0.416	0.195	0.195	0.756	0.611	OK	OK
1+2+4	0.252	0.224	0.048	0.048	0.300	0.271	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.406	0.429	0.129	0.129	0.535	0.558	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.448	0.382	0.129	0.129	0.576	0.511	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.369	0.479	0.129	0.129	0.498	0.608	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.234	0.531	0.129	0.129	0.363	0.660	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.411	0.306	0.129	0.129	0.540	0.435	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-179.043}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{55.175}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.693 + 0.195 = 0.888 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{185.004}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{55.175}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.740 + 0.195 = 0.935 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 인장(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 인장(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 18 mm O.K.!

tmin = b2 / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 18 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 18 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 압축(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 20 mm O.K.!

tmin = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 20 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 2 단

tmin = H / (291 x 1.200)

= 2537 / (291 x 1.20) = 7.27 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 93.4) = 1.517 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / 121

= 0 / 121 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

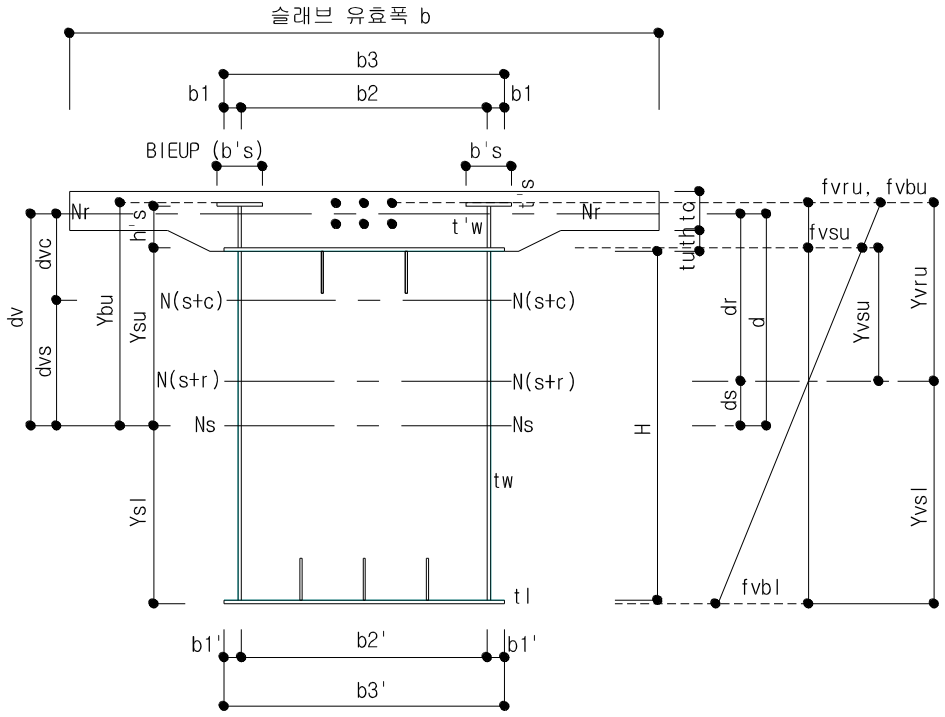
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	-139.761	121.423	355.000	OK	OK
1+2+3	-139.341	-120.386	240.000	OK	0.000	-257.830	274.521	355.000	OK	OK
1+2+3+7	-141.402	-122.254	240.000	OK	0.000	-280.585	300.027	355.000	OK	OK
1+2+3+5	-147.722	-128.867	240.000	OK	0.000	-266.323	264.593	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	-131.415	-112.334	240.000	OK	0.000	-249.763	284.379	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	-133.476	-114.203	240.000	OK	0.000	-227.008	309.885	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	-129.354	-110.466	240.000	OK	0.000	-272.518	258.873	355.000	OK	OK
1+2+4	-33.286	-28.758	240.000	OK	0.000	-167.966	157.996	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	-140.219	-121.144	240.000	OK	0.000	-258.574	275.486	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	-142.280	-123.013	240.000	OK	0.000	-235.819	300.992	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	-148.600	-129.625	240.000	OK	0.000	-267.067	265.557	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	-132.293	-113.093	240.000	OK	0.000	-250.507	285.343	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-134.353	-114.961	240.000	OK	0.000	-227.752	310.849	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-130.232	-111.224	240.000	OK	0.000	-273.262	259.837	355.000	OK	OK

4.7 단면검토(부모멘트)

[G1 : SPLICE - 5] : 절점 11 로 부터 이격거리 4.369 m

1) 단면가정 및 설계조건



b =	5612.5	mm
b1 =	120	mm
b2 =	2400	mm
b3 =	2492.5	mm
b1' =	120	mm
b2' =	2400	mm
b3' =	2492.5	mm
tc =	280	mm
th =	0	mm
H =	2537	mm
n =	8	mm
h's =	0	mm
b's =	0	mm
t's =	0	mm
t'w =	0	mm
UL2 =	1200	mm
UR2 =	1200	mm
tw =	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-15812.524
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-4880.654
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	-367.837
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	-9663.174
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-1387.423
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-488.452
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	-75.971
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-1030.288
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-522.939
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-280.272
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-42.378
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-1418.357
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

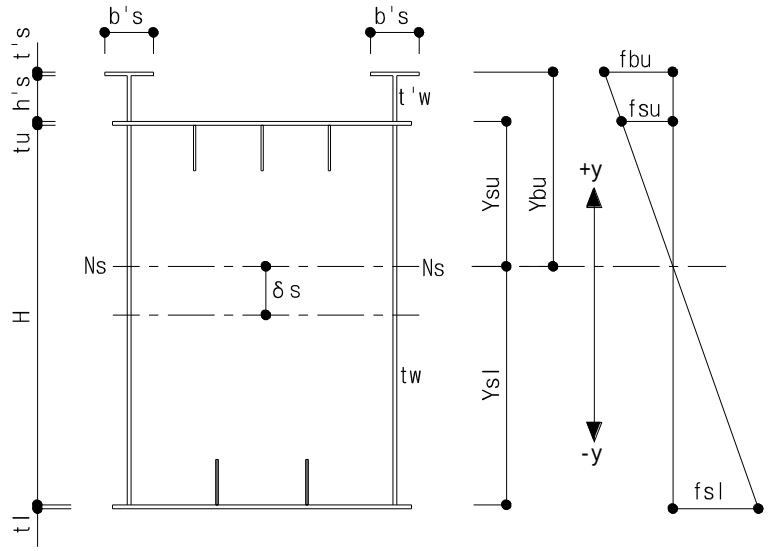
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격	As(mm²)	y(mm)	As*y(mm³)	As*y²(mm⁴)	Io(mm⁴)
Upper FL.	1 ; 2493 X 18	44865.4	1277.5	57315497	73220547929	1211364.72
Upper RIB	2 ; 120 X 12	2880	1208.5	3480480	4206160080	3456000
Bieup FL.	2 ; 0 X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; 0 X 0	0	0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; -50 X 0	0	0	0	0	0
WEB	2 ; 2537 X 12	60888	0	0	0	32658136306
Lower RIB	5 ; 150 X 14	10500	-1193.5	-12531750	14956643625	19687500
Lower FL.	1 ; 2493 X 20	49850.4	-1278.5	-63733736	81483581987	1661680
TOTAL		168983.8		-15469509	1.73867E+11	32684152851
상부철근		17380.852	1488.5	25871398	38509576082	
하부철근		17380.852	1308.5	22742845	29759012366	
철근합계		34761.704		48614243	68268588448	
바닥판	1 ; 5613 X 280	1571505.60	1408.5	2.213E+09	3.11767E+12	10267169920

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 173866933621 + 32684152851 = 206551086472 mm⁴

δs = ∑AsY / ∑As

= -15469509 / 168983.76 = -91.544 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ²

= 206551086472 - 168983.76 x -91.544 ² = 205,134,940,277 mm⁴ = 0.205 m⁴

Ysu = H/2 + tu - δs = 2537 / 2 + 18 - -91.544 = 1378.044 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1378.044 - 2575 = -1196.956 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 6,165,072 mm²

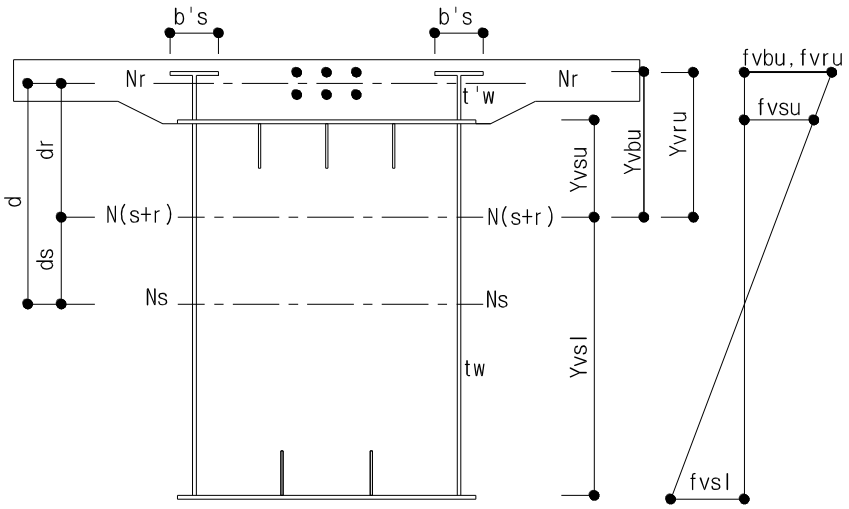
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = -106.225 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = 92.266 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 26.321 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Av = As + Ar = 168983.76 + 34761.70387 = 203,745.5 mm^2

d = H/2 - δs + th + tcl + (tc -tcu -tcl) * Aru / Ar

= 2537 / 2 - -91.544 + 0 + 40

+ (280 - 60 - 40) x 17380.85194 / 34761.704 = 1490.044 mm

여기서, Aru 는 상부철근 단면적 Arl은 하부철근 단면적 이고, Ar 은 철근단면적 합계이다.

dr = d · As / (As + Ar) : 철근도심위치에서 단면1차모멘트 산출한다. = 1235.823 mm

ds = d - dr = 254.222 mm

Iv33 = I33 + As · ds^2 + Ar · dr^2 = 269,146,213,873 mm^4 = 0.269 m^4

Fv = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2) = 6,207,282 mm^2

Yvru = dr + (tc - tcu - tcl) · Arl / Ar = 1325.823 mm

Yvrl = dr - (tc - tcu - tcl) · Aru / Ar = 1145.823 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvrl - tcl - th + tu = 1123.823 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1451.177 mm

fvru = Msc · Yvru / Iv33 = -24.042 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl = Msc · Yvrl / Iv33 = -20.778 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = -20.379 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = 26.315 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 9.903 Mpa

(3) 활하중 응력산정

fvru1 = Mv · Yvru / Iv33 = -47.601 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl1 = Mv · Yvrl / Iv33 = -41.139 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu1 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu1 = Mv · Yvsu / Iv33 = -40.349 Mpa : 상연(강재)

fvsl1 = Mv · Yvsl / Iv33 = 52.102 Mpa : 하연(강재)

υ = Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw) = 26.442 Mpa

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvru2 = Mw · Yvru / Iv33 = -1.812 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl2 = Mw · Yvrl / Iv33 = -1.566 Mpa : 하연(RE-BAR)

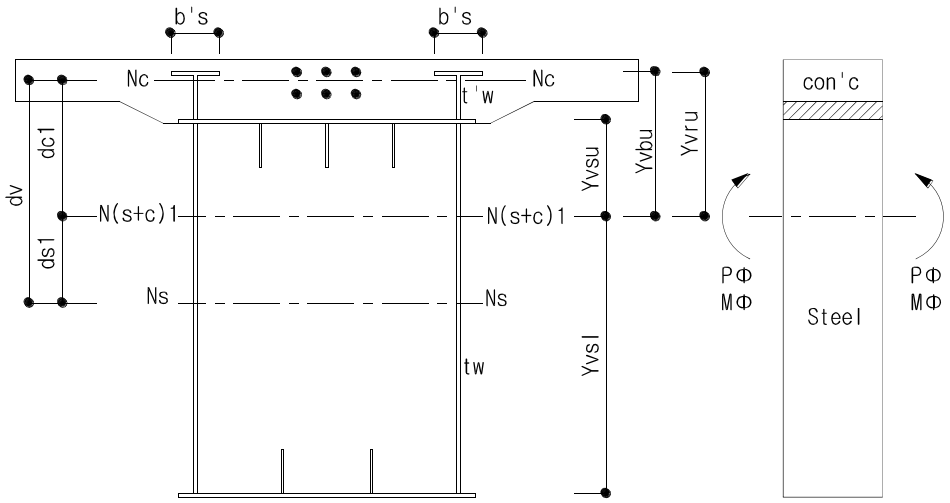
fvbu2 = Mw · Yvbu / Iv33 = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu2 = Mw · Yvsu / Iv33 = -1.536 Mpa : 상연(강재)

fvsl2 = Mw · Yvsl / Iv33 = 1.983 Mpa : 하연(강재)

υ = Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw) = 1.532 Mpa

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 5612.5 x 280 = 1571505.600 mm^2

Avc = As + Ac / n

= 168983.76 + 1571505.600 / 8 = 365421.96 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc /2

= 2537 / 2 - -91.544 + 0.0 + 280 / 2 = 1500.0 mm

dvc = dv x As / (Ac / n + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1500.0 x 168983.76 / (1571505.6 / 8 + 168983.76) = 693.7 mm

dvs = dv - dvc

= 1500.0 - 693.7 = 806.4 mm

n1 = n x (1 + Φ1 /2) : 크리프계수(Φ1) = 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 168983.76 + 1571505.600 / 16 = 267202.86 mm^2

k = -0.191 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1500.044 x 168984 / (1571506 / 16 + 168983.76) = 948.7 mm

ds1 = dv - dc1

= 1500.0 - 948.7 = 551.4 mm

Ivc33 = I33 + Ic/n1 + As x dvs^2 + Ac/n1 x dvc^2

= 205,134,940,277 + 10267169920 / 16 + 168983.76 x 806.37 ^{2} + (1571506 / 16) x 693.672 ^{2} = 362,917,117,705 mm^4 = 0.363 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Ivc33) = -1832529.251 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = -1832529.251 N

MΦ = PΦ · dc1 = -1738436705 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14347 Mpa

fvru3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvru / Iv33 = -7.358 Mpa : 상연(RE-BAR)

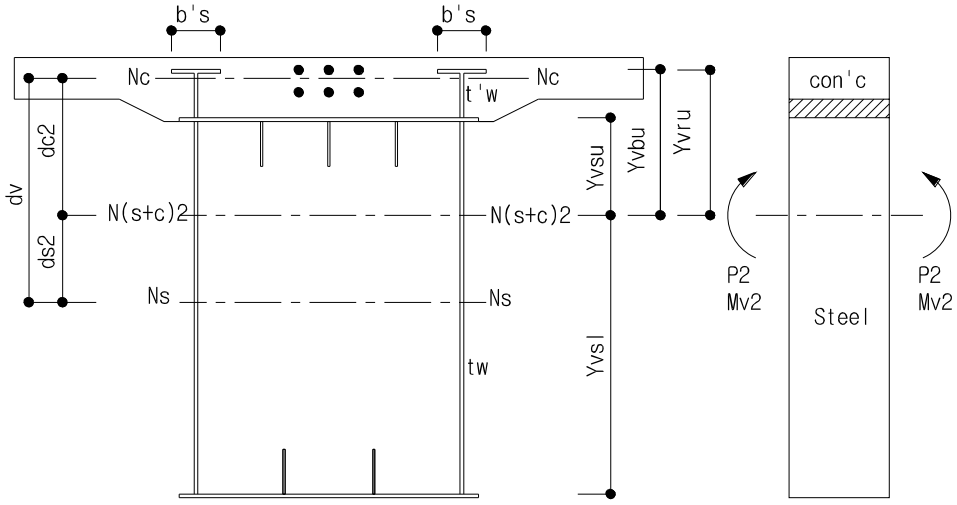
fvrl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvrl / Iv33 = -7.581 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsu / Iv33 = -7.608 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsl / Iv33 = -10.785 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



n2 = n x (1 + Φ2 /2) : 크리프계수(Φ2) = 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 168983.76 + 1571506 / 24 = 234463.160 mm^2

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1500.044 x 168984 / (1571506 / 24 + 168983.76) = 1081.121 mm

ds2 = dv - dc2

= 1500.044 - 1081.121 = 418.923 mm

P2 = Es · εs · Ac / n2 = 3624284.79 N

Mv2 = P2 · dc2 = 3918291772 N

fvru4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvru / Iv33 = 14.101 Mpa : 상연(RE-BAR)

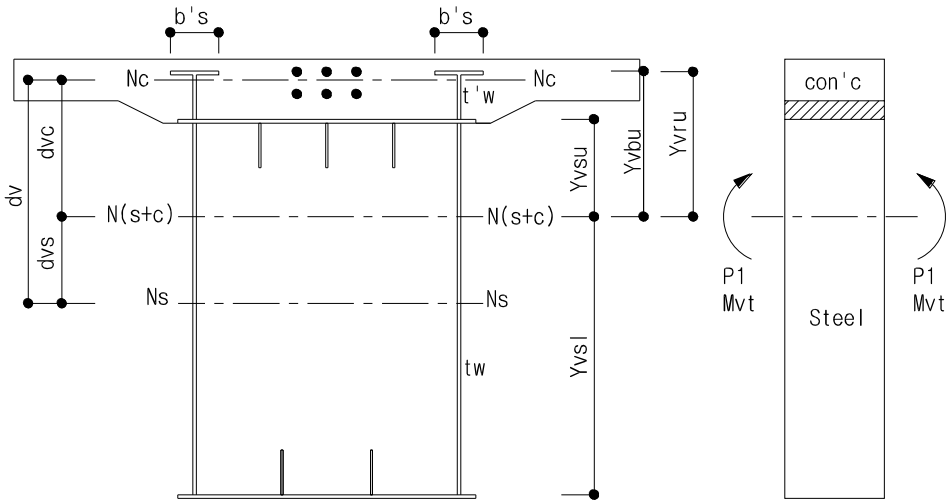
fvrl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvrl / Iv33 = 14.602 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsu / Iv33 = 14.663 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsl / Iv33 = 21.824 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt =	α x t	: 온도변화(t)= 10	---- 도.설 2.1.12		
	= 0.000012 x 10		= 0.00012		
P1 =	Es x εt x Ac / n		= 4832380	N	
Mvt =	P1 x dvc		= 3352088530	N	
Ert =	Es x εt		= 25	Mpa	
fvru5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvru / Iv33 - Ert		= -4.036	Mpa	: 상연(RE-BAR)
fvrl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvrl / Iv33 - Ert		= -3.608	Mpa	: 하연(RE-BAR)
fvbu5 =			= 0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsu / Iv33		= 21.044	Mpa	: 상연(강재)
fvsl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsl / Iv33		= 27.170	Mpa	: 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ =	(Ss+Ssc+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 62.666	Mpa
υa =	125 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!	

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)}		= 37.756	Mpa
υa =	150 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!	

* 활하중 재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 63.432	Mpa
υa =	156.25 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!	

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 3)^2 + 0.13 x (0.0 / 3) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Panne의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력

fta = : 인장(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2' / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2' / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. tl > ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ tl < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2' / (tl x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (20 x 1.000 x 6)

- 23 } = 229.100 MPa

ㄷ. ③ ≤ tl < ② 이면,

fca = 220000 x { (tl x i x n) / b2' }^{2}

= 220000 x { (20 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 550.000 MPa

tl = 20 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = : 압축(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근 허용응력 ---- 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7

* SD 400 사용

fta = = 160.000 MPa

fca = = 180.000 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	RE-BAR			Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용을력	작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1				0.000	215.000	-106.225	92.266	215.000	215.000
1+2+3	-71.643	-61.917	160.000	0.000	215.000	-166.952	170.683	215.000	215.000
1+2+3+5	-79.002	-69.497	160.000	0.000	215.000	-174.560	159.898	215.000	215.000
1+2+3+5+6	-64.900	-54.895	160.000	0.000	215.000	-159.897	181.722	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7	-68.937	-58.503	184.000	0.000	247.250	-138.853	208.892	247.250	247.250
1+2+3+5+6-7	-60.864	-51.287	184.000	0.000	247.250	-180.941	154.552	247.250	247.250
1+2+4	-25.854	-22.344	192.000	0.000	258.000	-128.140	120.564	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	-72.549	-62.700	200.000	0.000	268.750	-167.720	171.674	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	-79.908	-70.280	200.000	0.000	268.750	-175.328	160.890	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	-65.806	-55.678	200.000	0.000	268.750	-160.665	182.713	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-69.843	-59.286	216.000	0.000	290.250	-139.621	209.883	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-61.770	-52.070	216.000	0.000	290.250	-181.709	155.543	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /
4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력/허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	49.4%	42.9%	OK	OK
1+2+3	44.8%	38.7%	OK	OK	0.0%	OK	77.7%	79.4%	OK	OK
1+2+3+5	49.4%	43.4%	OK	OK	0.0%	OK	81.2%	74.4%	OK	OK
1+2+3+5+6	40.6%	34.3%	OK	OK	0.0%	OK	74.4%	84.5%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	37.5%	31.8%	OK	OK	0.0%	OK	56.2%	84.5%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	33.1%	27.9%	OK	OK	0.0%	OK	73.2%	62.5%	OK	OK
1+2+4	13.5%	11.6%	OK	OK	0.0%	OK	49.7%	46.7%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	36.3%	31.3%	OK	OK	0.0%	OK	62.4%	63.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	40.0%	35.1%	OK	OK	0.0%	OK	65.2%	59.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	32.9%	27.8%	OK	OK	0.0%	OK	59.8%	68.0%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	32.3%	27.4%	OK	OK	0.0%	OK	48.1%	72.3%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	28.6%	24.1%	OK	OK	0.0%	OK	62.6%	53.6%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.244	0.184	0.251	0.251	0.495	0.435	OK	OK
1+2+3	0.603	0.630	0.251	0.251	0.854	0.882	OK	OK
1+2+3+5	0.659	0.553	0.251	0.251	0.911	0.804	OK	OK
1+2+3+5+6	0.553	0.714	0.251	0.251	0.804	0.966	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.315	0.714	0.251	0.251	0.567	0.965	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.536	0.391	0.251	0.251	0.787	0.642	OK	OK
1+2+4	0.247	0.218	0.063	0.063	0.310	0.282	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.389	0.408	0.165	0.165	0.554	0.573	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.426	0.358	0.165	0.165	0.590	0.523	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.357	0.462	0.165	0.165	0.522	0.627	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.231	0.523	0.165	0.165	0.396	0.688	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.392	0.287	0.165	0.165	0.557	0.452	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-174.560}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{62.666}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.659 + 0.251 = 0.911 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{181.722}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{62.666}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.714 + 0.251 = 0.966 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 인장(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 인장(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 18 mm O.K.!

tmin = b2 / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 18 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 18 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 압축(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 20 mm O.K.!

tmin = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 20 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 2 단

tmin = H / (291 x 1.200)

= 2537 / (291 x 1.20) = 7.27 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 92.3) = 1.527 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / 121

= 0 / 121 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

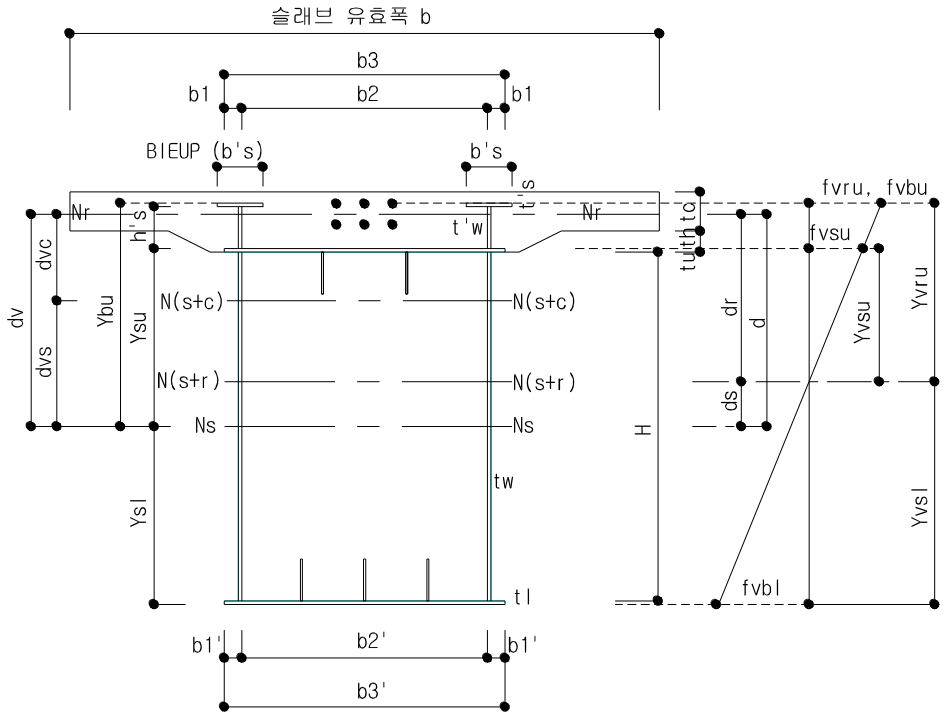
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	-138.092	119.945	355.000	OK	OK
1+2+3	-133.597	-115.460	240.000	OK	0.000	-251.335	266.174	355.000	OK	OK
1+2+3+7	-137.634	-119.068	240.000	OK	0.000	-272.379	293.344	355.000	OK	OK
1+2+3+5	-140.956	-123.040	240.000	OK	0.000	-258.942	255.389	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	-126.854	-108.438	240.000	OK	0.000	-244.279	277.213	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	-130.891	-112.046	240.000	OK	0.000	-223.235	304.383	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	-122.818	-104.830	240.000	OK	0.000	-265.323	250.043	355.000	OK	OK
1+2+4	-33.067	-28.578	240.000	OK	0.000	-166.121	156.139	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	-134.503	-116.242	240.000	OK	0.000	-252.102	267.166	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	-138.540	-119.851	240.000	OK	0.000	-231.058	294.336	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	-141.862	-123.823	240.000	OK	0.000	-259.710	256.381	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	-127.760	-109.221	240.000	OK	0.000	-245.047	278.205	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-131.797	-112.829	240.000	OK	0.000	-224.003	305.375	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-123.724	-105.613	240.000	OK	0.000	-266.091	251.035	355.000	OK	OK

4.7 단면검토(부모멘트)

[G1 : SPLICE - 10] : 절점 24 로 부터 이격거리 0.624 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	5612.5	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2492.5	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2492.5	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2537	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수 Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-15816.102
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-4881.654
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	-365.435
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	-9664.009
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	1394.585
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	489.593
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	75.578
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	1035.565
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	507.103
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	277.746
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	42.238
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	1408.549
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

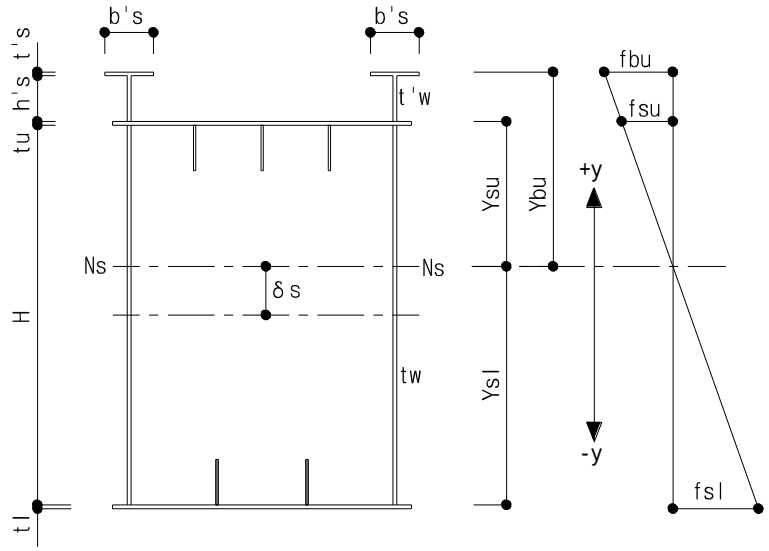
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격	As(mm²)	y(mm)	As*y(mm³)	As*y²(mm⁴)	Io(mm⁴)
Upper FL.	1 ; 2493 X 18	44865.2	1277.5	57315267	73220254167	1211359.86
Upper RIB	2 ; 120 X 12	2880	1208.5	3480480	4206160080	3456000
Bieup FL.	2 ; 0 X 0		0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; 0 X 0		0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; -50 X 0		0	0	0	0
WEB	2 ; 2537 X 12	60888	0	0	0	32658136306
Lower RIB	5 ; 150 X 14	10500	-1193.5	-12531750	14956643625	19687500
Lower FL.	1 ; 2493 X 20	49850.2	-1278.5	-63733481	81483255075	1661673.333
TOTAL		168983.4		-15469483	1.73866E+11	32684152839
상부철근		17380.759	1488.5	25871260	38509370241	
하부철근		17380.759	1308.5	22742723	29758853299	
철근합계		34761.518		48613983	68268223539	
바닥판	1 ; 5612 X 280	1571497.20	1408.5	2.213E+09	3.11765E+12	10267115040

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 173866312947 + 32684152839 = 206550465787 mm⁴

δs = ∑AsY / ∑As

= -15469483.25 / 168983.38 = -91.544 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ²

= 206550465787 - 168983.38 x -91.544 ² = 205,134,321,122 mm⁴ = 0.205 m⁴

Ysu = H/2 + tu - δs = 2537 / 2 + 18 - -91.544 = 1378.044 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1378.044 - 2575 = -1196.956 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 6,165,072 mm²

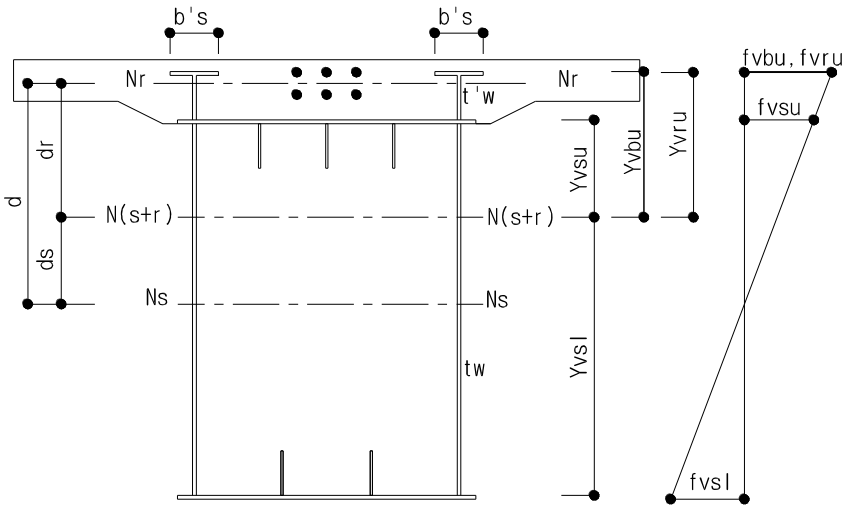
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = -106.249 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = 92.287 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 26.331 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Av = As + Ar = 168983.38 + 34761.51806 = 203,744.9 mm^2

d = H/2 - δs + th + tcl + (tc -tcu -tcl) * Aru / Ar

= 2537 / 2 - -91.544 + 0 + 40

+ (280 - 60 - 40) x 17380.75903 / 34761.518 = 1490.044 mm

여기서, Aru 는 상부철근 단면적 Arl은 하부철근 단면적 이고, Ar 은 철근단면적 합계이다.

dr = d · As / (As + Ar) : 철근도심위치에서 단면1차모멘트 산출한다. = 1235.824 mm

ds = d - dr = 254.221 mm

Iv33 = I33 + As · ds^2 + Ar · dr^2 = 269,145,290,977 mm^4 = 0.269 m^4

Fv = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2) = 6,207,282 mm^2

Yvru = dr + (tc - tcu - tcl) · Arl / Ar = 1325.824 mm

Yvrl = dr - (tc - tcu - tcl) · Aru / Ar = 1145.824 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvrl - tcl - th + tu = 1123.824 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1451.176 mm

fvru = Msc · Yvru / Iv33 = -24.047 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl = Msc · Yvrl / Iv33 = -20.783 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = -20.383 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = 26.321 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 9.905 Mpa

(3) 활하중 응력산정

fvru1 = Mv · Yvru / Iv33 = -47.605 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl1 = Mv · Yvrl / Iv33 = -41.142 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu1 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu1 = Mv · Yvsu / Iv33 = -40.352 Mpa : 상연(강재)

fvsl1 = Mv · Yvsl / Iv33 = 52.106 Mpa : 하연(강재)

υ = Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw) = 26.463 Mpa

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvru2 = Mw · Yvru / Iv33 = -1.800 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl2 = Mw · Yvrl / Iv33 = -1.556 Mpa : 하연(RE-BAR)

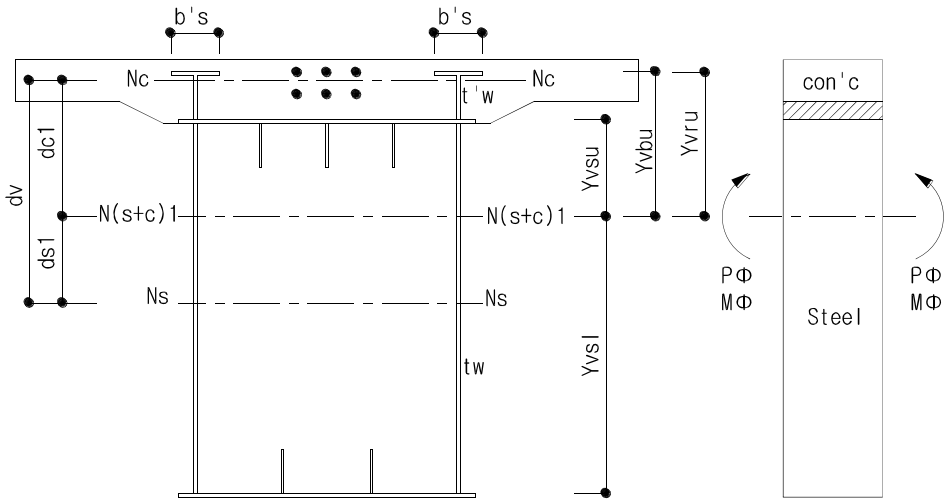
fvbu2 = Mw · Yvbu / Iv33 = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu2 = Mw · Yvsu / Iv33 = -1.526 Mpa : 상연(강재)

fvsl2 = Mw · Yvsl / Iv33 = 1.970 Mpa : 하연(강재)

υ = Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw) = 1.525 Mpa

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 5612.5 x 280 = 1571497.200 mm^2

Avc = As + Ac / n

= 168983.38 + 1571497.200 / 8 = 365420.53 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc /2

= 2537 / 2 - -91.544 + 0.0 + 280 / 2 = 1500.0 mm

dvc = dv x As / (Ac / n + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1500.0 x 168983.38 / (1571497.2 / 8 + 168983.38) = 693.7 mm

dvs = dv - dvc

= 1500.0 - 693.7 = 806.4 mm

n1 = n x (1 + Φ1 /2) : 크리프계수(Φ1) = 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 168983.38 + 1571497.200 / 16 = 267201.955 mm^2

k = -0.191 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1500.044 x 168983 / (1571497 / 16 + 168983.38) = 948.7 mm

ds1 = dv - dc1

= 1500.0 - 948.7 = 551.4 mm

Ivc33 = I33 + Ic/n1 + As x dvs^2 + Ac/n1 x dvc^2

= 205,134,321,122 + 10267115040 / 16 + 168983.38 x 806.37 ^{2} + (1571497 / 16) x 693.674 ^{2} = 362,915,849,277 mm^4 = 0.363 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Ivc33) = -1832904.381 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = -1832904.381 N

MΦ = PΦ · dc1 = -1738794614 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14347 Mpa

fvru3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvru / Iv33 = -7.360 Mpa : 상연(RE-BAR)

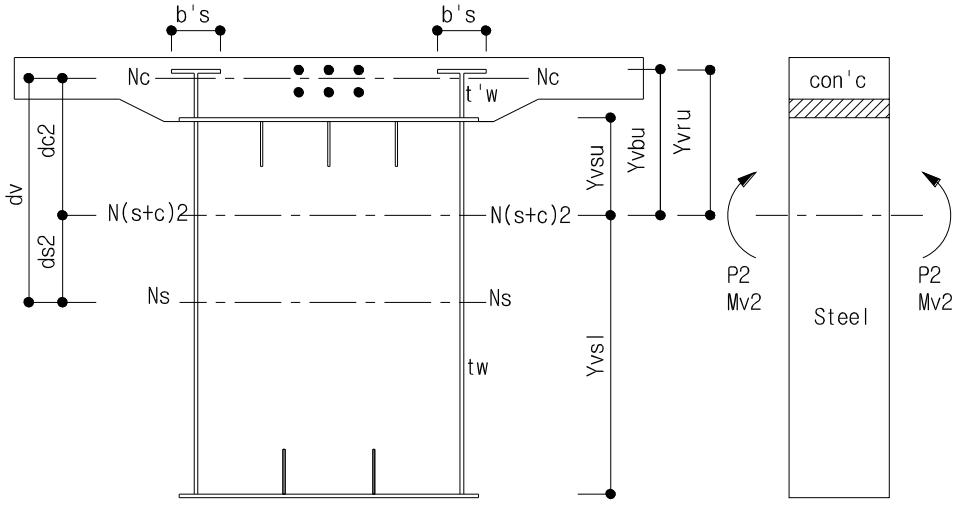
fvrl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvrl / Iv33 = -7.582 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsu / Iv33 = -7.609 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsl / Iv33 = -10.787 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



n2 = n x (1 + Φ2 /2) : 크리프계수(Φ2) = 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 168983.38 + 1571497 / 24 = 234462.430 mm^2

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1500.044 x 168983 / (1571497 / 24 + 168983.38) = 1081.122 mm

ds2 = dv - dc2

= 1500.044 - 1081.122 = 418.922 mm

P2 = Es · εs · Ac / n2 = 3624265.418 N

Mv2 = P2 · dc2 = 3918274356 N

fvru4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvru / Iv33 = 14.101 Mpa : 상연(RE-BAR)

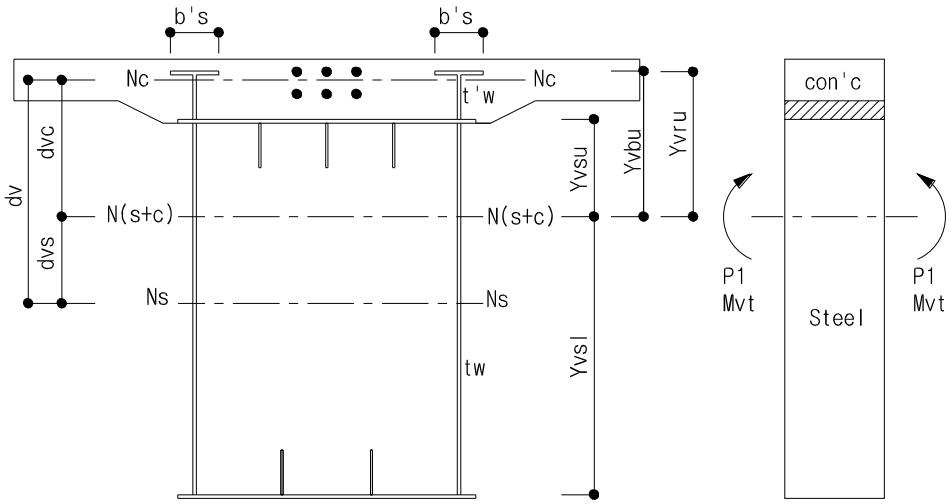
fvrl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvrl / Iv33 = 14.602 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsu / Iv33 = 14.663 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsl / Iv33 = 21.824 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt =	α x t	: 온도변화(t)= 10	---- 도.설 2.1.12		
	= 0.000012 x 10		= 0.00012		
P1 =	Es x εt x Ac / n		= 4832354	N	
Mvt =	P1 x dvc		= 3352076312	N	
Ert =	Es x εt		= 25	Mpa	
fvru5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvru / Iv33 - Ert		= -4.036	Mpa	: 상연(RE-BAR)
fvrl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvrl / Iv33 - Ert		= -3.608	Mpa	: 하연(RE-BAR)
fvbu5 =			= 0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsu / Iv33		= 21.044	Mpa	: 상연(강재)
fvsl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsl / Iv33		= 27.170	Mpa	: 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ =	(Ss+Ssc+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 62.699	Mpa
υa =	125 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!	

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)}		= 37.761	Mpa
υa =	150 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!	

* 활하중 재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 63.462	Mpa
υa =	156.25 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!	

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 3)^2 + 0.13 x (0.0 / 3) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Panne의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력

fta = : 인장(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2' / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2' / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. tl > ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ tl < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2' / (tl x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (20 x 1.000 x 6)

- 23 } = 229.100 MPa

ㄷ. ③ ≤ tl < ② 이면,

fca = 220000 x { (tl x i x n) / b2' }^{2}

= 220000 x { (20 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 550.000 MPa

tl = 20 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = : 압축(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근 허용응력 ---- 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7

* SD 400 사용

fta = = 160.000 MPa

fca = = 180.000 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	RE-BAR			Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용을력	작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1				0.000	215.000	-106.249	92.287	215.000	215.000
1+2+3	-71.653	-61.925	160.000	0.000	215.000	-166.985	170.714	215.000	215.000
1+2+3+5	-79.013	-69.507	160.000	0.000	215.000	-174.594	159.927	215.000	215.000
1+2+3+5+6	-64.911	-54.905	160.000	0.000	215.000	-159.931	181.751	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7	-68.948	-58.513	184.000	0.000	247.250	-138.887	208.921	247.250	247.250
1+2+3+5+6-7	-60.875	-51.297	184.000	0.000	247.250	-180.975	154.581	247.250	247.250
1+2+4	-25.847	-22.338	192.000	0.000	258.000	-128.158	120.578	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	-72.553	-62.703	200.000	0.000	268.750	-167.748	171.699	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	-79.913	-70.285	200.000	0.000	268.750	-175.357	160.912	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	-65.811	-55.683	200.000	0.000	268.750	-160.694	182.736	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-69.848	-59.291	216.000	0.000	290.250	-139.650	209.906	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-61.775	-52.075	216.000	0.000	290.250	-181.738	155.566	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /
4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력/허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	49.4%	42.9%	OK	OK
1+2+3	44.8%	38.7%	OK	OK	0.0%	OK	77.7%	79.4%	OK	OK
1+2+3+5	49.4%	43.4%	OK	OK	0.0%	OK	81.2%	74.4%	OK	OK
1+2+3+5+6	40.6%	34.3%	OK	OK	0.0%	OK	74.4%	84.5%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	37.5%	31.8%	OK	OK	0.0%	OK	56.2%	84.5%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	33.1%	27.9%	OK	OK	0.0%	OK	73.2%	62.5%	OK	OK
1+2+4	13.5%	11.6%	OK	OK	0.0%	OK	49.7%	46.7%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	36.3%	31.4%	OK	OK	0.0%	OK	62.4%	63.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	40.0%	35.1%	OK	OK	0.0%	OK	65.2%	59.9%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	32.9%	27.8%	OK	OK	0.0%	OK	59.8%	68.0%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	32.3%	27.4%	OK	OK	0.0%	OK	48.1%	72.3%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	28.6%	24.1%	OK	OK	0.0%	OK	62.6%	53.6%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.244	0.184	0.252	0.252	0.496	0.436	OK	OK
1+2+3	0.603	0.630	0.252	0.252	0.855	0.882	OK	OK
1+2+3+5	0.659	0.553	0.252	0.252	0.911	0.805	OK	OK
1+2+3+5+6	0.553	0.715	0.252	0.252	0.805	0.966	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.316	0.714	0.252	0.252	0.567	0.966	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.536	0.391	0.252	0.252	0.787	0.642	OK	OK
1+2+4	0.247	0.218	0.063	0.063	0.310	0.282	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.390	0.408	0.165	0.165	0.555	0.573	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.426	0.358	0.165	0.165	0.591	0.523	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.358	0.462	0.165	0.165	0.522	0.627	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.231	0.523	0.165	0.165	0.396	0.688	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.392	0.287	0.165	0.165	0.557	0.452	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-174.594}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{62.699}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.659 + 0.252 = 0.911 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{181.751}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{62.699}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.715 + 0.252 = 0.966 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 인장(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 인장(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 18 mm O.K.!

tmin = b2 / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 18 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 18 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 압축(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 20 mm O.K.!

tmin = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 20 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 2 단

tmin = H / (291 x 1.200)

= 2537 / (291 x 1.20) = 7.27 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 92.3) = 1.526 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / 121

= 0 / 121 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

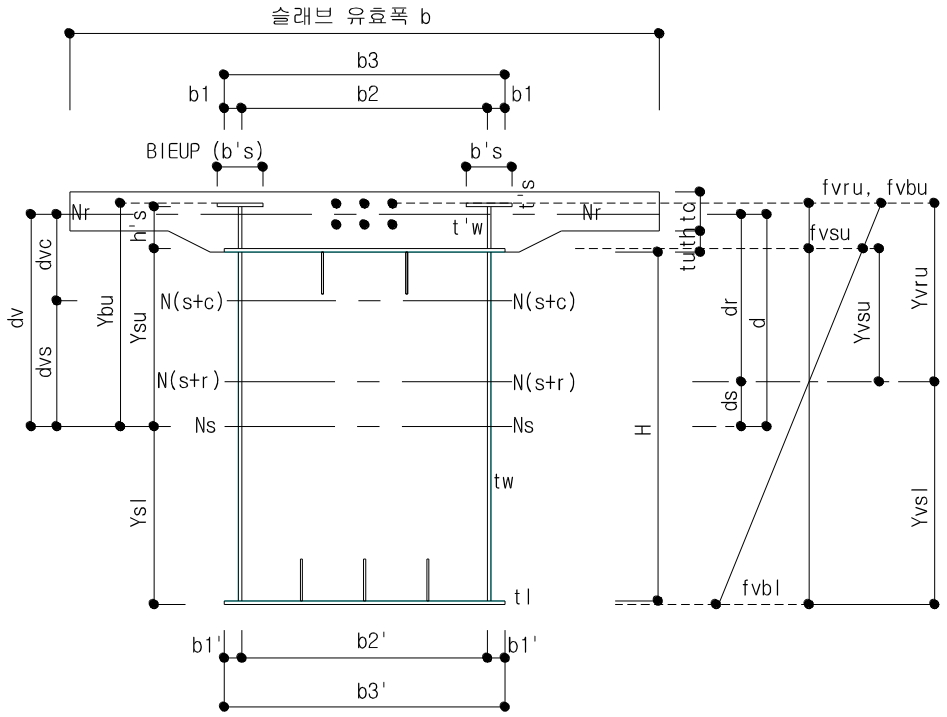
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	-138.124	119.973	355.000	OK	OK
1+2+3	-133.613	-115.473	240.000	OK	0.000	-251.380	266.219	355.000	OK	OK
1+2+3+7	-137.650	-119.081	240.000	OK	0.000	-272.424	293.389	355.000	OK	OK
1+2+3+5	-140.973	-123.055	240.000	OK	0.000	-258.989	255.432	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	-126.872	-108.453	240.000	OK	0.000	-244.326	277.255	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	-130.908	-112.062	240.000	OK	0.000	-223.282	304.425	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	-122.835	-104.845	240.000	OK	0.000	-265.370	250.085	355.000	OK	OK
1+2+4	-33.062	-28.573	240.000	OK	0.000	-166.148	156.160	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	-134.513	-116.251	240.000	OK	0.000	-252.143	267.204	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	-138.550	-119.859	240.000	OK	0.000	-231.098	294.374	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	-141.873	-123.833	240.000	OK	0.000	-259.752	256.417	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	-127.772	-109.231	240.000	OK	0.000	-245.089	278.241	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-131.808	-112.839	240.000	OK	0.000	-224.045	305.411	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-123.735	-105.623	240.000	OK	0.000	-266.133	251.071	355.000	OK	OK

4.7 단면검토(부모멘트)

[G1 : SPLICE - 11] : 절점 25 로 부터 이격거리 4.369 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	5715.4	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2520.4	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2520.4	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2537	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-16134.218
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-4982.809
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	-356.493
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	-10304.200
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-1322.733
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-466.677
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	-78.037
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-983.448
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-62.789
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-155.535
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-85.183
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-1206.735
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

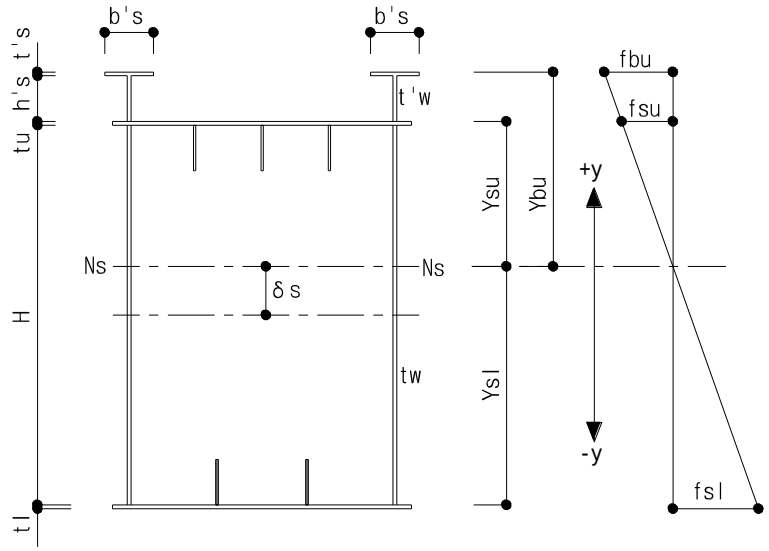
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격	As(mm²)	y(mm)	As*y(mm³)	As*y²(mm⁴)	Io(mm⁴)
Upper FL.	1 ; 2520 X 18	45366.8	1277.5	57956138	74038966423	1224904.68
Upper RIB	2 ; 120 X 12	2880	1208.5	3480480	4206160080	3456000
Bieup FL.	2 ; 0 X 0		0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; 0 X 0		0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; -50 X 0		0	0	0	0
WEB	2 ; 2537 X 12	60888	0	0	0	32658136306
Lower RIB	5 ; 150 X 14	10500	-1193.5	-12531750	14956643625	19687500
Lower FL.	1 ; 2520 X 20	50407.6	-1278.5	-64446117	82394360073	1680253.333
TOTAL		170042.4		-15541249	1.75596E+11	32684184964
상부철근		17699.296	1488.5	26345402	39215130754	
하부철근		17699.296	1308.5	23159529	30304243250	
철근합계		35398.592		49504931	69519374004	
바닥판	1 ; 5715 X 280	1600298.00	1408.5	2.254E+09	3.17479E+12	10455280267

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 175596130201 + 32684184964 = 208280315165 mm⁴

δs = ∑AsY / ∑As

= -15541248.5 / 170042.44 = -91.396 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ²

= 208280315165 - 170042.44 x -91.396 ² = 206,859,902,679 mm⁴ = 0.207 m⁴

Ysu = H/2 + tu - δs = 2537 / 2 + 18 - -91.396 = 1377.896 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1377.896 - 2575 = -1197.104 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 6,165,072 mm²

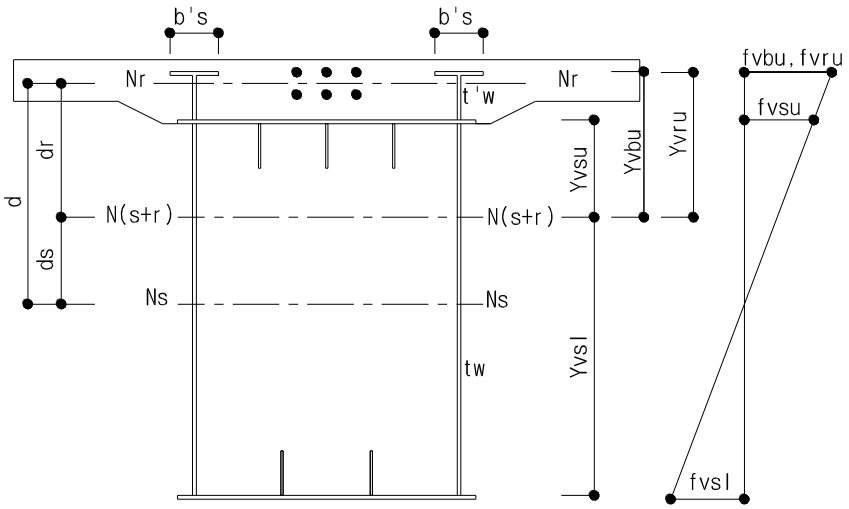
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = -107.470 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = 93.369 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 22.148 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Av = As + Ar = 170042.44 + 35398.59176 = 205,441.0 mm^2

d = H/2 - δs + th + tcl + (tc -tcu -tcl) * Aru / Ar

= 2537 / 2 - -91.396 + 0 + 40

+ (280 - 60 - 40) x 17699.29588 / 35398.592 = 1489.896 mm

여기서, Aru 는 상부철근 단면적 Arl은 하부철근 단면적 이고, Ar 은 철근단면적 합계이다.

dr = d · As / (As + Ar) : 철근도심위치에서 단면1차모멘트 산출한다. = 1233.179 mm

ds = d - dr = 256.717 mm

Iv33 = I33 + As · ds^2 + Ar · dr^2 = 271,898,056,434 mm^4 = 0.272 m^4

Fv = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2) = 6,207,282 mm^2

Yvru = dr + (tc - tcu - tcl) · Arl / Ar = 1323.179 mm

Yvrl = dr - (tc - tcu - tcl) · Aru / Ar = 1143.179 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvrl - tcl - th + tu = 1121.179 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1453.821 mm

fvru = Msc · Yvru / Iv33 = -24.249 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl = Msc · Yvrl / Iv33 = -20.950 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = -20.547 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = 26.643 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw = 8.709 Mpa

(3) 활하중 응력산정

fvru1 = Mv · Yvru / Iv33 = -50.145 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl1 = Mv · Yvrl / Iv33 = -43.323 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu1 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu1 = Mv · Yvsu / Iv33 = -42.490 Mpa : 상연(강재)

fvsl1 = Mv · Yvsl / Iv33 = 55.096 Mpa : 하연(강재)

υ = Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw) = 24.252 Mpa

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvru2 = Mw · Yvru / Iv33 = -1.735 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl2 = Mw · Yvrl / Iv33 = -1.499 Mpa : 하연(RE-BAR)

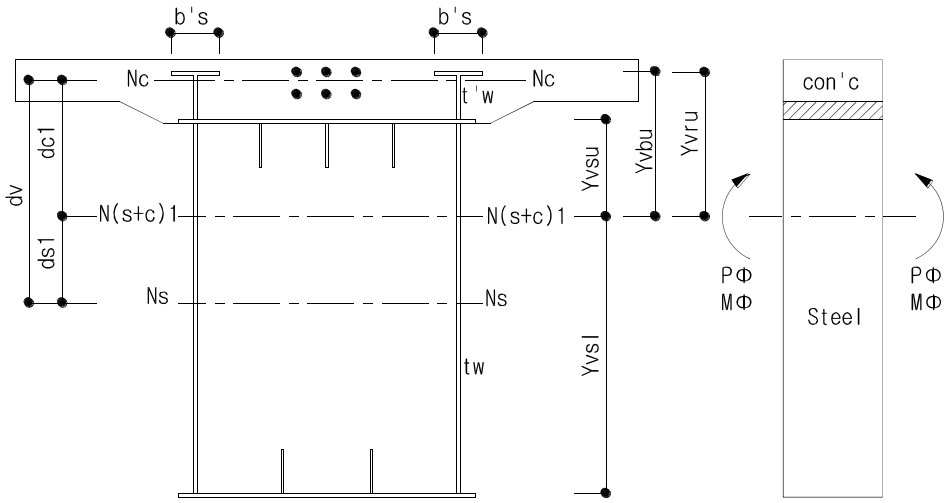
fvbu2 = Mw · Yvbu / Iv33 = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu2 = Mw · Yvsu / Iv33 = -1.470 Mpa : 상연(강재)

fvsl2 = Mw · Yvsl / Iv33 = 1.906 Mpa : 하연(강재)

υ = Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw) = 1.853 Mpa

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 5715.4 x 280 = 1600298.000 mm^2

Avc = As + Ac / n

= 170042.44 + 1600298.000 / 8 = 370079.69 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc /2

= 2537 / 2 - -91.396 + 0.0 + 280 / 2 = 1499.9 mm

dvc = dv x As / (Ac / n + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1499.9 x 170042.44 / (1600298.0 / 8 + 170042.44) = 689.2 mm

dvs = dv - dvc

= 1499.9 - 689.2 = 810.7 mm

n1 = n x (1 + Φ1 /2) : 크리프계수(Φ1) = 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 170042.44 + 1600298.000 / 16 = 270061.065 mm^2

k = -0.086 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1499.896 x 170042 / (1600298 / 16 + 170042.44) = 944.4 mm

ds1 = dv - dc1

= 1499.9 - 944.4 = 555.5 mm

Ivc33 = I33 + Ic/n1 + As x dvs^2 + Ac/n1 x dvc^2

= 206,859,902,679 + 10455280267 / 16 + 170042.44 x 810.73 ^{2} + (1600298 / 16) x 689.165 ^{2} = 366,783,406,508 mm^4 = 0.367 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Ivc33) = -1872831.825 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = -1872831.825 N

MΦ = PΦ · dc1 = -1768704840 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14347 Mpa

fvru3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvru / Iv33 = -8.379 Mpa : 상연(RE-BAR)

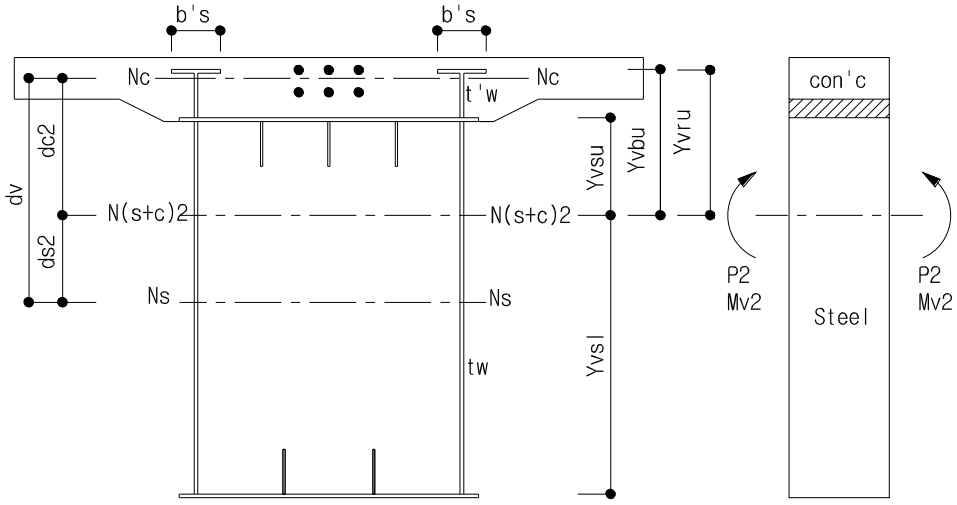
fvrl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvrl / Iv33 = -8.479 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsu / Iv33 = -8.492 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsl / Iv33 = -9.926 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



n2 = n x (1 + Φ2 /2) : 크리프계수(Φ2) = 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 170042.44 + 1600298 / 24 = 236721.523 mm^2

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1499.896 x 170042 / (1600298 / 24 + 170042.44) = 1077.410 mm

ds2 = dv - dc2

= 1499.896 - 1077.410 = 422.487 mm

P2 = Es · εs · Ac / n2 = 3690687.263 N

Mv2 = P2 · dc2 = 3976381630 N

fvru4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvru / Iv33 = 16.308 Mpa : 상연(RE-BAR)

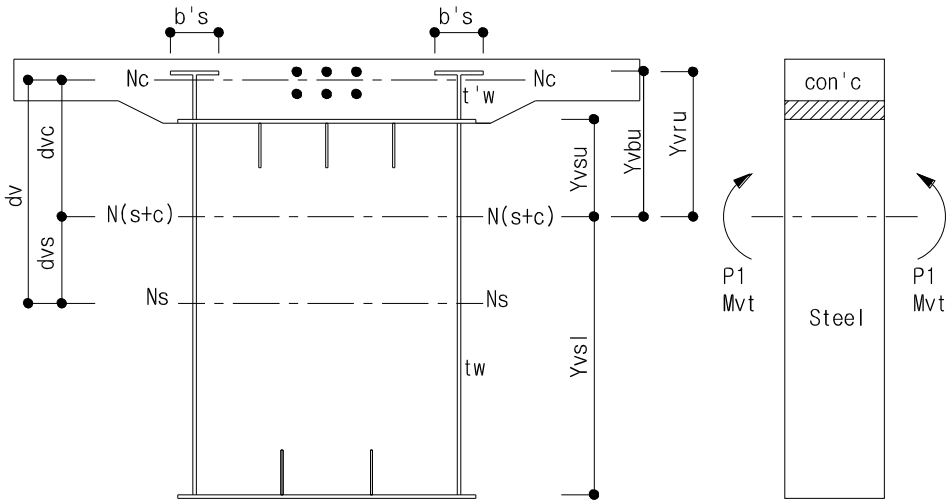
fvrl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvrl / Iv33 = 16.533 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsu / Iv33 = 16.561 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsl / Iv33 = 19.785 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt =	α x t	: 온도변화(t)= 10	---- 도.설 2.1.12		
	= 0.000012 x 10		= 0.00012		
P1 =	Es x εt x Ac / n		= 4920916	N	
Mvt =	P1 x dvc		= 3391324057	N	
Ert =	Es x εt		= 25	Mpa	
fvru5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvru / Iv33 - Ert		= -2.060	Mpa	: 상연(RE-BAR)
fvrl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvrl / Iv33 - Ert		= -1.868	Mpa	: 하연(RE-BAR)
fvbu5 =			= 0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsu / Iv33		= 22.756	Mpa	: 상연(강재)
fvsl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsl / Iv33		= 25.506	Mpa	: 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ =	(Ss+Ssc+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 55.109	Mpa
υa =	125 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!	

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)}		= 32.710	Mpa
υa =	150 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!	

* 활하중 재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 56.036	Mpa
υa =	156.25 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!	

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 3)^2 + 0.13 x (0.0 / 3) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Panne의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력

fta = : 인장(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2' / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2' / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. tl > ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ tl < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2' / (tl x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (20 x 1.000 x 6)

- 23 } = 229.100 MPa

ㄷ. ③ ≤ tl < ② 이면,

fca = 220000 x { (tl x i x n) / b2' }^{2}

= 220000 x { (20 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 550.000 MPa

tl = 20 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = : 압축(하부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

- 철근 허용응력 ---- 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7

* SD 400 사용

fta = = 160.000 MPa

fca = = 180.000 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	RE-BAR			Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용을력	작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1				0.000	215.000	-107.470	93.369	215.000	215.000
1+2+3	-74.394	-64.273	160.000	0.000	215.000	-170.507	175.108	215.000	215.000
1+2+3+5	-82.773	-72.753	160.000	0.000	215.000	-178.998	165.182	215.000	215.000
1+2+3+5+6	-66.465	-56.220	160.000	0.000	215.000	-162.438	184.967	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7	-68.525	-58.088	184.000	0.000	247.250	-139.682	210.473	247.250	247.250
1+2+3+5+6-7	-64.405	-54.352	184.000	0.000	247.250	-185.193	159.461	247.250	247.250
1+2+4	-25.983	-22.449	192.000	0.000	258.000	-129.487	121.918	258.000	258.000
1+2+3+(1/2)4	-75.261	-65.023	200.000	0.000	268.750	-171.242	176.061	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5	-83.640	-73.502	200.000	0.000	268.750	-179.733	166.135	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6	-67.332	-56.969	200.000	0.000	268.750	-163.173	185.920	268.750	268.750
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-69.393	-58.837	216.000	0.000	290.250	-140.417	211.426	290.250	290.250
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-65.272	-55.101	216.000	0.000	290.250	-185.928	160.415	290.250	290.250

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /
4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력/허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	50.0%	43.4%	OK	OK
1+2+3	46.5%	40.2%	OK	OK	0.0%	OK	79.3%	81.4%	OK	OK
1+2+3+5	51.7%	45.5%	OK	OK	0.0%	OK	83.3%	76.8%	OK	OK
1+2+3+5+6	41.5%	35.1%	OK	OK	0.0%	OK	75.6%	86.0%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	37.2%	31.6%	OK	OK	0.0%	OK	56.5%	85.1%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	35.0%	29.5%	OK	OK	0.0%	OK	74.9%	64.5%	OK	OK
1+2+4	13.5%	11.7%	OK	OK	0.0%	OK	50.2%	47.3%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	37.6%	32.5%	OK	OK	0.0%	OK	63.7%	65.5%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	41.8%	36.8%	OK	OK	0.0%	OK	66.9%	61.8%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	33.7%	28.5%	OK	OK	0.0%	OK	60.7%	69.2%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	32.1%	27.2%	OK	OK	0.0%	OK	48.4%	72.8%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	30.2%	25.5%	OK	OK	0.0%	OK	64.1%	55.3%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.250	0.189	0.194	0.194	0.444	0.383	OK	OK
1+2+3	0.629	0.663	0.194	0.194	0.823	0.858	OK	OK
1+2+3+5	0.693	0.590	0.194	0.194	0.888	0.785	OK	OK
1+2+3+5+6	0.571	0.740	0.194	0.194	0.765	0.935	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.319	0.725	0.194	0.194	0.514	0.919	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.561	0.416	0.194	0.194	0.755	0.610	OK	OK
1+2+4	0.252	0.223	0.048	0.048	0.299	0.271	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.406	0.429	0.129	0.129	0.535	0.558	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.447	0.382	0.129	0.129	0.576	0.511	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.369	0.479	0.129	0.129	0.497	0.607	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.234	0.531	0.129	0.129	0.363	0.659	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.410	0.305	0.129	0.129	0.539	0.434	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-178.998}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{55.109}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.693 + 0.194 = 0.888 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{184.967}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{55.109}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.740 + 0.194 = 0.935 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 인장(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 인장(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 18 mm O.K.!

tmin = b2 / (80 x n) = 2400 / (80 x 3)

= 10.00 mm ≤ t = 18 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 18 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 압축(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 20 mm O.K.!

tmin = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 20 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 2 단

tmin = H / (291 x 1.200)

= 2537 / (291 x 1.20) = 7.27 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 93.4) = 1.517 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / 121

= 0 / 121 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

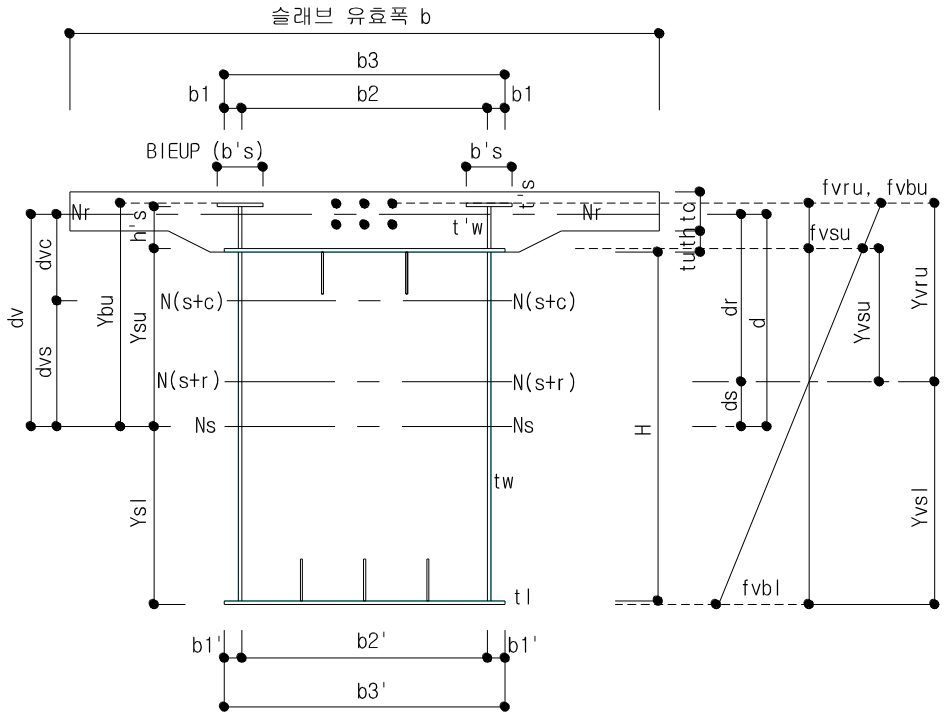
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	-139.711	121.380	355.000	OK	OK
1+2+3	-139.335	-120.380	240.000	OK	0.000	-257.775	274.472	355.000	OK	OK
1+2+3+7	-141.395	-122.248	240.000	OK	0.000	-280.530	299.977	355.000	OK	OK
1+2+3+5	-147.714	-128.860	240.000	OK	0.000	-266.266	264.546	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	-131.406	-112.326	240.000	OK	0.000	-249.706	284.331	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	-133.466	-114.194	240.000	OK	0.000	-226.950	309.837	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	-129.346	-110.458	240.000	OK	0.000	-272.461	258.825	355.000	OK	OK
1+2+4	-33.258	-28.734	240.000	OK	0.000	-167.892	157.922	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	-140.202	-121.130	240.000	OK	0.000	-258.510	275.425	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	-142.262	-122.998	240.000	OK	0.000	-235.754	300.930	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	-148.581	-129.609	240.000	OK	0.000	-267.001	265.499	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	-132.274	-113.076	240.000	OK	0.000	-250.441	285.284	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-134.334	-114.944	240.000	OK	0.000	-227.685	310.790	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-130.213	-111.208	240.000	OK	0.000	-273.196	259.778	355.000	OK	OK

4.7 단면검토(부모멘트)

[G1 : SPLICE - 12] : 절점 28 로 부터 이격거리 0.624 m

1) 단면가정 및 설계조건



b	=	6187.3	mm
b1	=	120	mm
b2	=	2400	mm
b3	=	2640.0	mm
b1'	=	120	mm
b2'	=	2400	mm
b3'	=	2640.0	mm
tc	=	280	mm
th	=	0	mm
H	=	2200	mm
n	=	8	mm
h's	=	0	mm
b's	=	0	mm
t's	=	0	mm
t'w	=	0	mm
UL2	=	1200	mm
UR2	=	1200	mm
tw	=	12	mm

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28693.4
εs : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ2 : 건조수축에 의한 크리프계수 Φ1 지속하중 크리프계수 2.0		4
t : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-2266.892
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-626.531
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	-28.103
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	-6295.858
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-1020.482
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-308.228
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	-10.675
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-726.770
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-144.675
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-242.241
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-55.313
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	-857.210
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

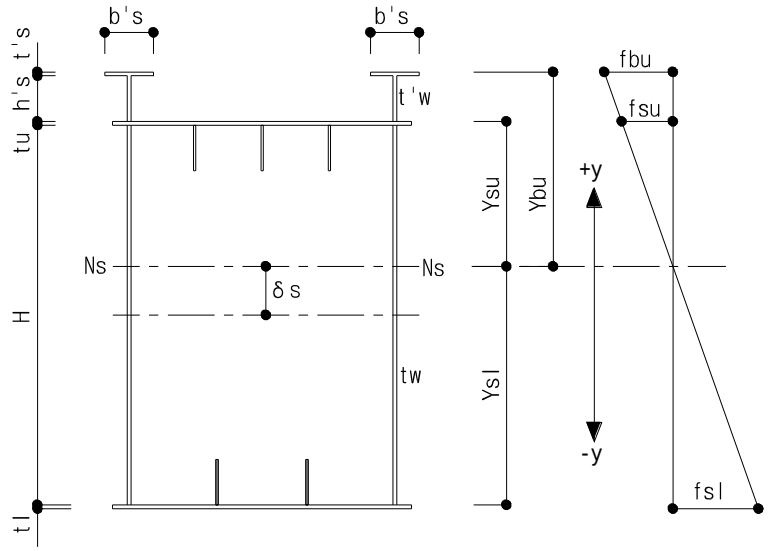
합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판 콘크리트 자중 합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + 포장하중

* 합성전 / 후 단면 물성치 산정(각 부재별 y좌표는 복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격	As(mm²)	y(mm)	As*y(mm³)	As*y²(mm⁴)	Io(mm⁴)
Upper FL.	1 ; 2640 X 10	26400.0	1105	29172000	32235060000	220000
Upper RIB	5 ; 120 X 12	7200	1040	7488000	7787520000	8640000
Bieup FL.	2 ; 0 X 0		0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; 0 X 0		0	0	0	0
Bieup WEB	2 ; -50 X 0		0	0	0	0
WEB	2 ; 2200 X 12	52800	0	0	0	21296000000
Lower RIB	5 ; 150 X 14	10500	-1025	-10762500	11031562500	19687500
Lower FL.	1 ; 2640 X 12	31680.0	-1106	-35038080	38752116480	380160
TOTAL		128580.0		-9140580	89806258980	21324927660
상부철근		19160.769	1320	25292215	33385723390	
하부철근		19160.769	1140	21843276	24901335008	
철근합계		38321.537		47135491	58287058398	
바닥판	1 ; 6187 X 280	1732438.40	1240	2.148E+09	2.6638E+12	11318597547

① 응력검토

(1) 합성전 물성치 및 응력산정



Is' = ∑AsY² + ∑ I

= 89806258980 + 21324927660 = 111131186640 mm⁴

δs = ∑AsY / ∑As

= -9140580 / 128580 = -71.089 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ²

= 111131186640 - 128580 x -71.089 ² = 110,481,395,049 mm⁴ = 0.110 m⁴

Ysu = H/2 + tu - δs = 2200 / 2 + 10 - -71.089 = 1181.089 mm

Ysl = Ysu - (H + tu + tl) = 1181.089 - 2222 = -1040.911 mm

Ybu = = 0.000 mm

F = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + tu/2 + tl/2) = 5,332,932 mm²

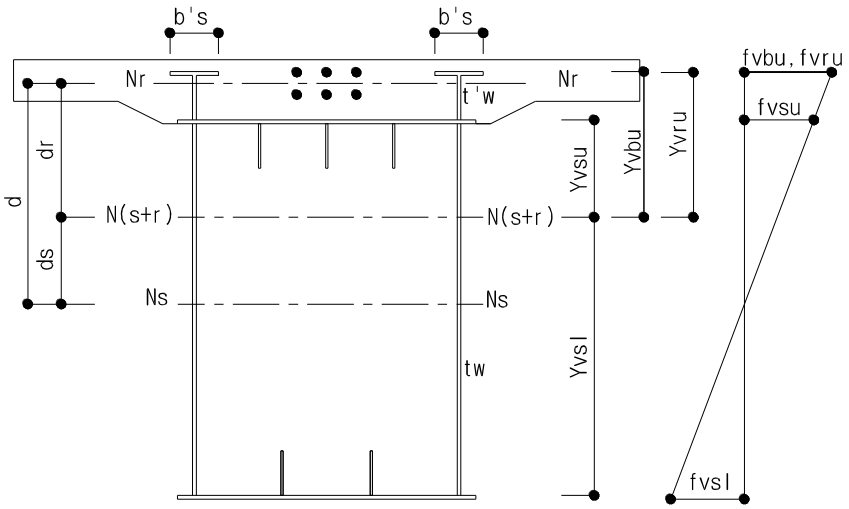
fbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fsu = Ms · Ysu / I33 = -24.234 Mpa : 상연(강재)

fsl = Ms · Ysl / I33 = 21.358 Mpa : 하연(강재)

υ = Ss / Aweb + Mst / (2 · F · tw) = 20.458 Mpa

(2) 합성후 물성치 및 응력산정



Av = As + Ar = 128580 + 38321.53741 = 166,901.5 mm^2

d = H/2 - δs + th + tcl + (tc -tcu -tcl) * Aru / Ar

= 2200 / 2 - -71.089 + 0 + 40

+ (280 - 60 - 40) x 19160.7687 / 38321.537 = 1301.089 mm

여기서, Aru 는 상부철근 단면적 Arl은 하부철근 단면적 이고, Ar 은 철근단면적 합계이다.

dr = d · As / (As + Ar) : 철근도심위치에서 단면1차모멘트 산출한다. = 1002.351 mm

ds = d - dr = 298.737 mm

Iv33 = I33 + As · ds^2 + Ar · dr^2 = 160,458,350,081 mm^4 = 0.160 m^4

Fv = b * h =((UL2 + UR2 + b2) /2 + tw) * (H + (tu +tc/n) /2 + tl/2) = 5,375,142 mm^2

Yvru = dr + (tc - tcu - tcl) · Arl / Ar = 1092.351 mm

Yvrl = dr - (tc - tcu - tcl) · Aru / Ar = 912.351 mm

Yvbu = = 0.000 mm

Yvsu = Yvrl - tcl - th + tu = 882.351 mm

Yvsl = Yvsu - (H + tu + tl) = -1339.649 mm

fvru = Msc · Yvru / Iv33 = -4.265 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl = Msc · Yvrl / Iv33 = -3.562 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu = Msc · Yvsu / Iv33 = -3.445 Mpa : 상연(강재)

fvsl = Msc · Yvsl / Iv33 = 5.231 Mpa : 하연(강재)

υ = Ssc / Aweb + Msct / (2 · Fv · tw) = 7.715 Mpa

(3) 활하중 응력산정

fvru1 = Mv · Yvru / Iv33 = -42.860 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl1 = Mv · Yvrl / Iv33 = -35.798 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu1 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu1 = Mv · Yvsu / Iv33 = -34.621 Mpa : 상연(강재)

fvsl1 = Mv · Yvsl / Iv33 = 52.563 Mpa : 하연(강재)

υ = Sv / Aweb + Mvt / (2 · Fv · tw) = 20.409 Mpa

(4) 풍하중 : 활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용.

fvru2 = Mw · Yvru / Iv33 = -0.191 Mpa : 상연(RE-BAR)

fvrl2 = Mw · Yvrl / Iv33 = -0.160 Mpa : 하연(RE-BAR)

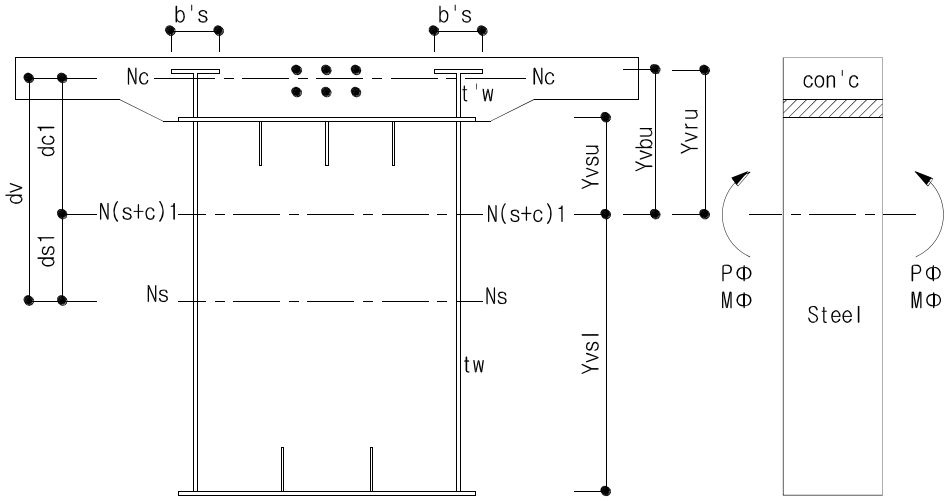
fvbu2 = Mw · Yvbu / Iv33 = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu2 = Mw · Yvsu / Iv33 = -0.155 Mpa : 상연(강재)

fvsl2 = Mw · Yvsl / Iv33 = 0.235 Mpa : 하연(강재)

υ = Sw / Aweb + Mwt / (2 · Fv · tw) = 0.631 Mpa

(5) 크리프



Ac = b x tc

= 6187.3 x 280 = 1732438.400 mm^2

Avc = As + Ac / n

= 128580 + 1732438.400 / 8 = 345134.8 mm^2

dv = H/2 - δs + th + tc /2

= 2200 / 2 - -71.089 + 0.0 + 280 / 2 = 1311.1 mm

dvc = dv x As / (Ac / n + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1311.1 x 128580 / (1732438.4 / 8 + 128580) = 488.4 mm

dvs = dv - dvc

= 1311.1 - 488.4 = 822.6 mm

n1 = n x (1 + Φ1 /2) : 크리프계수(Φ1) = 2.0 ---- 도.설 3.9.2.6

= 8 x (1 + 2.0 / 2) = 16

Av1 = As + Ac / n1

= 128580 + 1732438.400 / 16 = 236857.4 mm^2

k = 0.185 : 2차 부정정력 계수

dc1 = dv x As / (Ac / n1 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1311.089 x 128580 / (1732438 / 16 + 128580) = 711.7 mm

ds1 = dv - dc1

= 1311.1 - 711.7 = 599.4 mm

Ivc33 = I33 + Ic/n1 + As x dvs^2 + Ac/n1 x dvc^2

= 110,481,395,049 + 11318597547 / 16 + 128580 x

822.64 ^{2} + (1732438 / 16) x 488.446 ^{2} = 224,036,905,121 mm^4 = 0.224 m^4

Nc = Msc · dvc · Ac / (n·Ivc33) = -295806.5257 N

PΦ = Nc · 2 · Φ1 / (2 + Φ1) = -295806.5257 N

MΦ = PΦ · dc1 = -210535956 N-mm

Ec1 = Ec / (1 + Φ1 /2) = 14347 Mpa

fvru3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvru / Iv33 = -2.038 Mpa : 상연(RE-BAR)

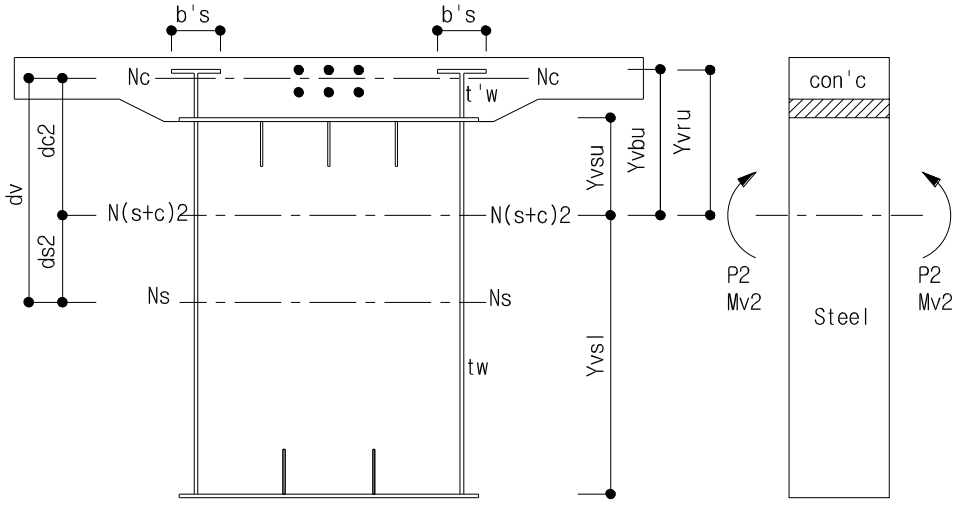
fvrl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvrl / Iv33 = -1.994 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu3 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsu / Iv33 = -1.987 Mpa : 상연(강재)

fvsl3 = PΦ / Av + k · MΦ · Yvsl / Iv33 = -1.447 Mpa : 하연(강재)

(6) 건조수축



n2 = n x (1 + Φ2 /2) : 크리프계수(Φ2) = 4.0 ---- 도.설 3.9.2.8

= 8 x (1 + 4.0 / 2) = 24

Av2 = As + Ac / n2

= 128580 + 1732438 / 24 = 200764.933 mm^2

dc2 = dv x As / (Ac / n2 + As) : 바닥판 도심위치에서 단면1차 모멘트를 산출한다.

= 1311.089 x 128580 / (1732438 / 24 + 128580) = 839.687 mm

ds2 = dv - dc2

= 1311.089 - 839.687 = 471.401 mm

P2 = Es · εs · Ac / n2 = 3995436.06 N

Mv2 = P2 · dc2 = 3354917220 N

fvru4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvru / Iv33 = 28.172 Mpa : 상연(RE-BAR)

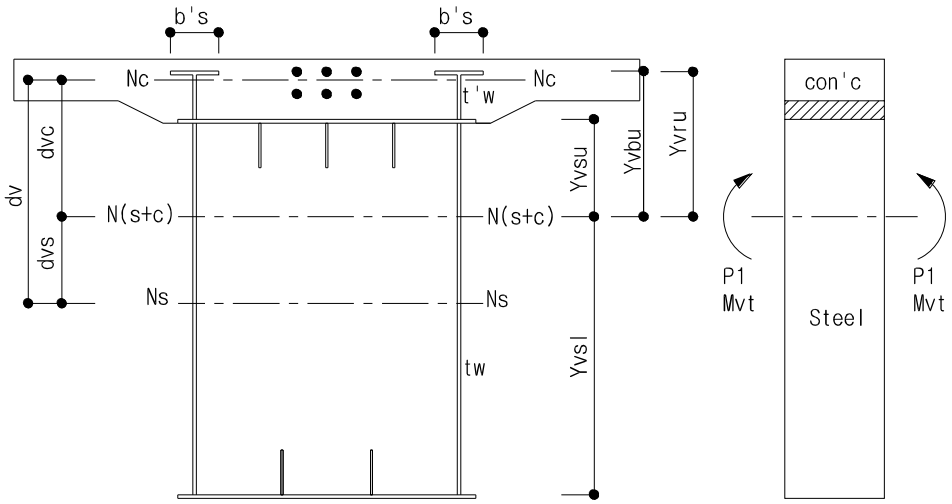
fvrl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvrl / Iv33 = 27.474 Mpa : 하연(RE-BAR)

fvbu4 = = 0.000 Mpa : biuep F.L

fvsu4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsu / Iv33 = 27.358 Mpa : 상연(강재)

fvsl4 = P2 / Av + k · Mv2 · Yvsl / Iv33 = 18.748 Mpa : 하연(강재)

(7) 온도차



εt =	α x t	: 온도변화(t)= 10	---- 도.설 2.1.12		
	= 0.000012 x 10		= 0.00012		
P1 =	Es x εt x Ac / n		= 5327248	N	
Mvt =	P1 x dvc		= 2602074057	N	
Ert =	Es x εt		= 25	Mpa	
fvru5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvru / Iv33 - Ert		= 10.601	Mpa	: 상연(RE-BAR)
fvrl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvrl / Iv33 - Ert		= 10.060	Mpa	: 하연(RE-BAR)
fvbu5 =			= 0.000	Mpa	: biuep F.L
fvsu5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsu / Iv33		= 34.570	Mpa	: 상연(강재)
fvsl5 =	P1 / Av + k · Mvt · Yvsl / Iv33		= 27.892	Mpa	: 하연(강재)

② 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

υ =	(Ss+Ssc+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 48.583	Mpa	
υa =	125 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!		

- 풍하중 재하시의 전단응력

* 활하중 비재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt)/(2·Fv·Tw)}		= 28.804	Mpa	
υa =	150 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!		

* 활하중 재하시

υ =	(Ss+Ssc+Sw/2+Sv)/Aw + {Mst/(2·F·Tw) + (Msct+Mwt/2+Mvt)/(2·Fv·Tw)}		= 48.898	Mpa	
υa =	156.25 Mpa	∴ υ < υa	O.K.!		

③ 조합응력의 검토 ---- 도.설 3.4.2.3

i = 0.65 (Φ/n)^2 + 0.13 (Φ/n) + 1.0

= 0.65 x (0.0 / 6)^2 + 0.13 x (0.0 / 6) + 1.0 = 1.000

Φ = (f1 - f2) / f1 ≒ 0.000

n : 종리브에 의해서 구분되는 Panne의 수

i : 응력구배계수

Φ : 응력구배

f1, f2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, f1 ≥ f2이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

- 강재 허용응력

fta = : 인장(상부)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

fta = : 인장(Bieup)플랜지의 허용응력 = 215.000 MPa

* 강재 SM520B 사용 ---- 도.설 3.4.2.3 표.3.4.6

① = b2' / (23 x i x n) = 2400 / (23 x 1.000 x 6) = 17.391 mm

② = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6) = 8.696 mm

③ = b2' / (80 x i x n) = 2400 / (80 x 1.000 x 6) = 5.000 mm

ㄱ. tl > ① 이면,

fca = = 215.000 MPa

ㄴ. ② ≤ tl < ① 이면,

fca = 215 - 4.7 x { b2' / (tl x i x n) - 23 }

= 215 - 4.7 x { 2400 / (12 x 1.000 x 6)

- 23 } = 166.433 MPa

ㄷ. ③ ≤ tl < ② 이면,

fca = 220000 x { (tl x i x n) / b2' }^{2}

= 220000 x { (12 x 1.000 x 6) / 2400 }^{2} = 198.000 MPa

tl = 12 mm : 사용된 플랜지 두께(상부)

fca = : 압축(하부)플랜지의 허용응력 = 166.433 MPa

- 철근 허용응력 ---- 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7

* SD 400 사용

fta = = 160.000 MPa

fca = = 180.000 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	RE-BAR			Bieup F.L		Steel			
	작용응력(MPa)		허용을력	작용응력	허용을력	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상연	하연	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	상연	하연	상연	하연
1				0.000	215.000	-24.234	21.358	215.000	166.433
1+2+3	-47.126	-39.360	160.000	0.000	215.000	-62.300	79.152	215.000	166.433
1+2+3+5	-49.163	-41.354	160.000	0.000	215.000	-64.287	77.705	215.000	166.433
1+2+3+5+6	-20.992	-13.880	160.000	0.000	215.000	-36.929	96.453	215.000	166.433
1+2+3+5+6+7	-10.390	-3.820	184.000	0.000	247.250	-2.358	124.346	247.250	191.398
1+2+3+5+6-7	-31.593	-23.941	184.000	0.000	247.250	-71.499	68.561	247.250	191.398
1+2+4	-4.457	-3.722	192.000	0.000	258.000	-27.834	26.823	258.000	199.720
1+2+3+(1/2)4	-47.221	-39.440	200.000	0.000	268.750	-62.377	79.269	268.750	208.042
1+2+3+(1/2)4+5	-49.259	-41.434	200.000	0.000	268.750	-64.364	77.823	268.750	208.042
1+2+3+(1/2)4+5+6	-21.087	-13.960	200.000	0.000	268.750	-37.006	96.571	268.750	208.042
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-10.486	-3.900	216.000	0.000	290.250	-2.436	124.463	290.250	224.685
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-31.689	-24.020	216.000	0.000	290.250	-71.576	68.678	290.250	224.685

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 2. 합성후 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /
4. 풍하중에 의한 응력 / 5. 크리프에 의한 응력 / 6. 건조수축에 의한 응력 / 7. 온도차에 의한 응력

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L		Steel			
	작용응력/허용응력		검 토		작용응력/허용응력	검토	작용응력/허용응력		검 토	
	상연	하연	상연	하연			상연	하연	상연	하연
1					0.0%	OK	11.3%	12.8%	OK	OK
1+2+3	29.5%	24.6%	OK	OK	0.0%	OK	29.0%	47.6%	OK	OK
1+2+3+5	30.7%	25.8%	OK	OK	0.0%	OK	29.9%	46.7%	OK	OK
1+2+3+5+6	13.1%	8.7%	OK	OK	0.0%	OK	17.2%	58.0%	OK	OK
1+2+3+5+6+7	5.6%	2.1%	OK	OK	0.0%	OK	1.0%	65.0%	OK	OK
1+2+3+5+6-7	17.2%	13.0%	OK	OK	0.0%	OK	28.9%	35.8%	OK	OK
1+2+4	2.3%	1.9%	OK	OK	0.0%	OK	10.8%	13.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	23.6%	19.7%	OK	OK	0.0%	OK	23.2%	38.1%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	24.6%	20.7%	OK	OK	0.0%	OK	23.9%	37.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	10.5%	7.0%	OK	OK	0.0%	OK	13.8%	46.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	4.9%	1.8%	OK	OK	0.0%	OK	0.8%	55.4%	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	14.7%	11.1%	OK	OK	0.0%	OK	24.7%	30.6%	OK	OK

④ 합성응력 검토 ---- 도.설 3.8.2.4

하중조합	$(f/fa)^2$		$(\upsilon/\upsilon a)^2$		합성응력		판 별	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1	0.013	0.016	0.151	0.151	0.164	0.168	OK	OK
1+2+3	0.084	0.226	0.151	0.151	0.235	0.377	OK	OK
1+2+3+5	0.089	0.218	0.151	0.151	0.240	0.369	OK	OK
1+2+3+5+6	0.030	0.336	0.151	0.151	0.181	0.487	OK	OK
1+2+3+5+6+7	0.000	0.422	0.151	0.151	0.151	0.573	OK	OK
1+2+3+5+6-7	0.084	0.128	0.151	0.151	0.235	0.279	OK	OK
1+2+4	0.012	0.018	0.037	0.037	0.049	0.055	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	0.054	0.145	0.098	0.098	0.152	0.243	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	0.057	0.140	0.098	0.098	0.155	0.238	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	0.019	0.215	0.098	0.098	0.117	0.313	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	0.000	0.307	0.098	0.098	0.098	0.405	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	0.061	0.093	0.098	0.098	0.159	0.191	OK	OK

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-64.287}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{48.583}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.089 + 0.151 = 0.240 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{124.346}{191.398}\right)^2 + \left(\frac{48.583}{125.000}\right)^2$$

$$= 0.422 + 0.151 = 0.573 < 1.2 \quad O.K.!$$

⑤ 판의 최소두께 검토

- 인장(Bieup F.L) ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 0 / 16 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

- 인장(상부) 플랜지 ---- 도.설 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = b2 / (80 x n) = 2400 / (80 x 6)

= 5.00 mm ≤ t = 10 mm O.K.!

tmin = 10 mm ≤ t = 10 mm (합성형 스터드 설치) O.K.!

- 압축(하부) 플랜지 ---- 도.설 3.4.2.2, 3.4.2.3

tmin = 자유돌출폭 / 16 = 120 / 16 = 7.5 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

tmin = b2' / (46 x i x n) = 2400 / (46 x 1.000 x 6)

= 8.70 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

- 복부판 ---- 도.설 3.8.4

* 수평보강재 사용단수 2 단

tmin = H / (291 x 1.200)

= 2200 / (291 x 1.20) = 6.30 mm ≤ t = 12 mm O.K.!

여기서, √(fca / fc = √ 215.00 / 21.4) = 3.173 > 1.2 ∴ 1.2 사용

- Bieup Web

* 수평보강재 사용단수 0 단

tmin = H / 121

= 0 / 121 = 0 mm ≤ t = 0 mm O.K.!

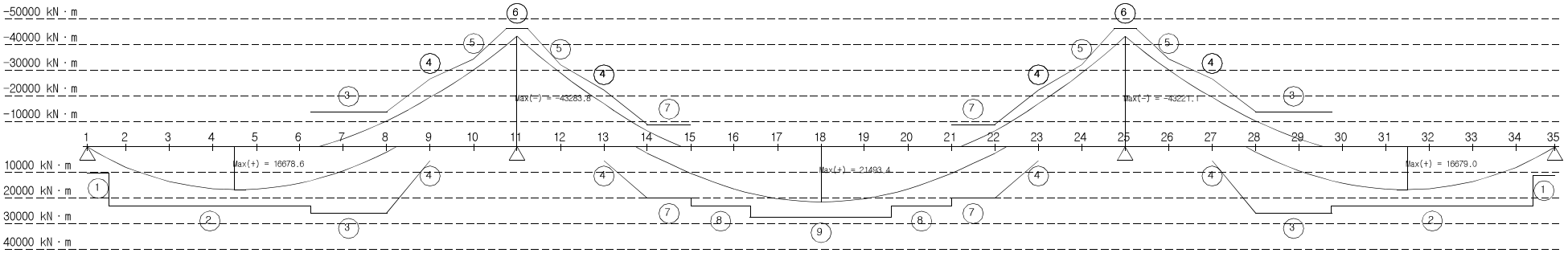
⑥ 항복에 대한 안전도 검사 ---- 도.설 3.9.3.2

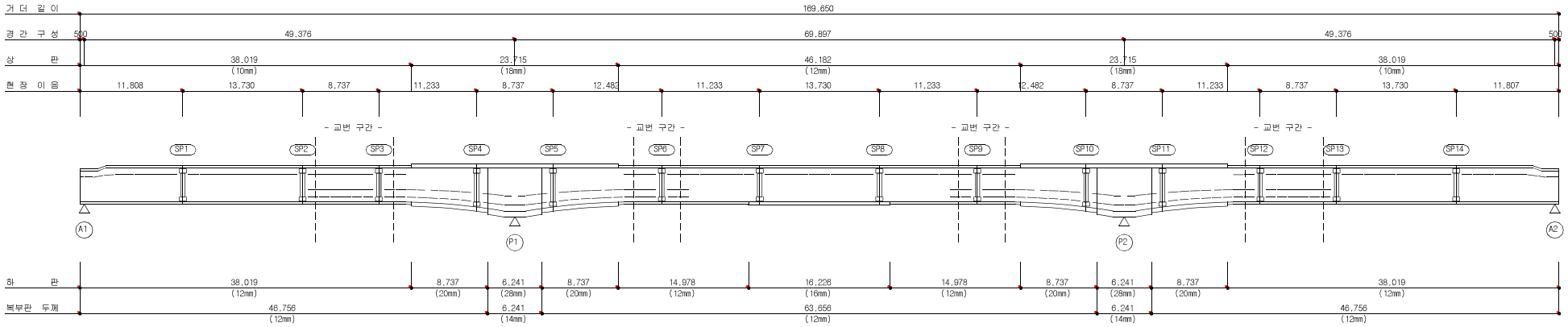
∑f = 1.3 x (합성전 고정하중 응력 + 합성후 고정하중 응력) + 2.15 x 활하중에 의한 응력(충격포함)
+ (크리프응력 변화량) + (건조수축응력변화량) + (온도차응력변화량) 의 조합 중에서
가장 불리한 하중 조합에 대하여 검토

하중조합	RE-BAR				Bieup F.L/Steel					
	작용응력(MPa)		허용응력	판 별	작용응력(MPa)			허용응력	판 별	
	상연	하연	(Mpa)		Bieup F.L	상연	하연	(Mpa)	Bieup F.L	Steel
1					0.000	-31.504	27.765	355.000	OK	OK
1+2+3	-97.694	-81.596	240.000	OK	0.000	-110.417	147.576	355.000	OK	OK
1+2+3+7	-108.296	-91.657	240.000	OK	0.000	-144.987	175.469	355.000	OK	OK
1+2+3+5	-99.732	-83.590	240.000	OK	0.000	-112.404	146.130	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6	-71.561	-56.116	240.000	OK	0.000	-85.046	164.878	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6+7	-60.959	-46.056	240.000	OK	0.000	-50.476	192.770	355.000	OK	OK
1+2+3+5+6-7	-82.162	-66.177	240.000	OK	0.000	-119.616	136.985	355.000	OK	OK
1+2+4	-5.736	-4.791	240.000	OK	0.000	-36.138	34.800	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4	-97.790	-81.676	240.000	OK	0.000	-110.494	147.694	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+7	-87.189	-71.616	240.000	OK	0.000	-75.924	175.586	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5	-99.828	-83.670	240.000	OK	0.000	-112.481	146.247	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6	-71.656	-56.196	240.000	OK	0.000	-85.123	164.995	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6+7	-61.055	-46.136	240.000	OK	0.000	-50.553	192.887	355.000	OK	OK
1+2+3+(1/2)4+5+6-7	-82.258	-66.257	240.000	OK	0.000	-119.694	137.103	355.000	OK	OK

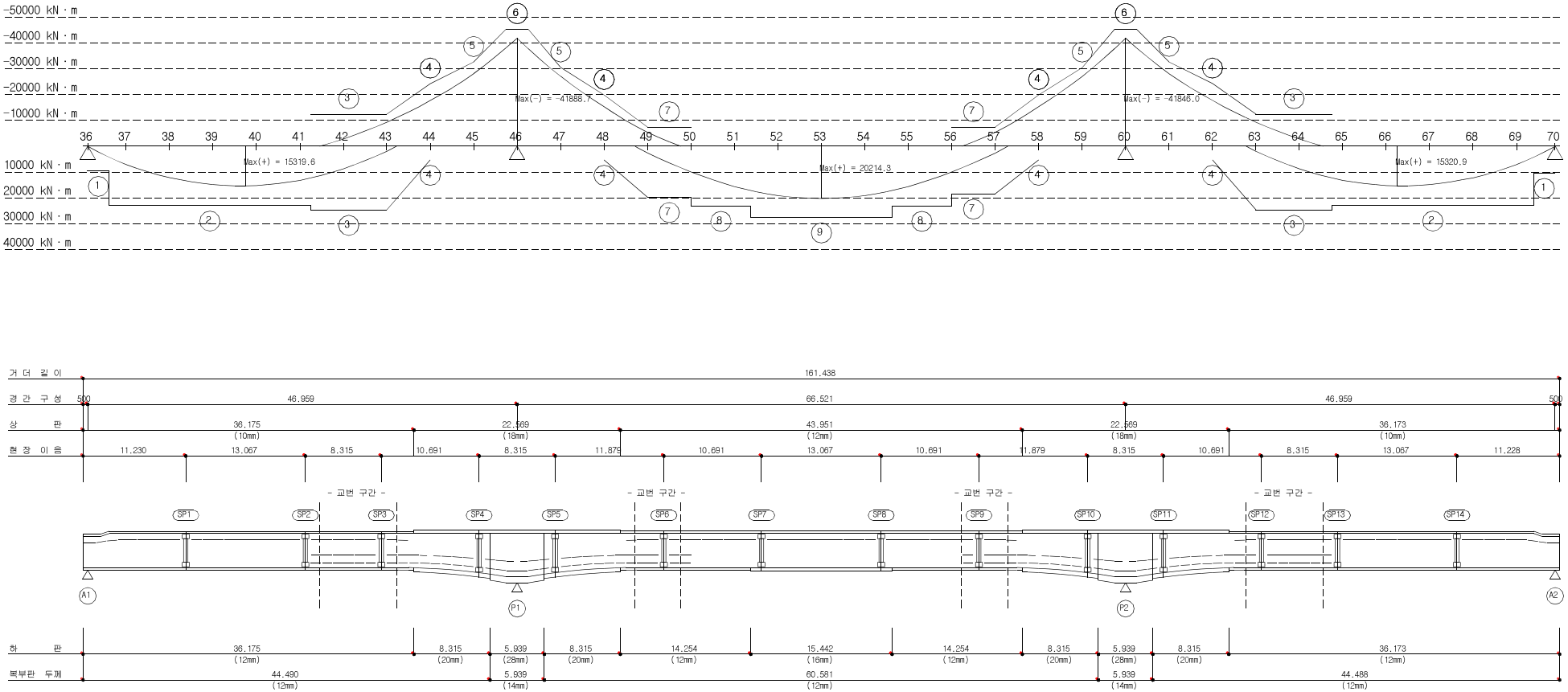
4.8 단면요약도

< 거더 1 >


-50000 kN·m
-40000 kN·m
-30000 kN·m
-20000 kN·m
-10000 kN·m
10000 kN·m
20000 kN·m
30000 kN·m
40000 kN·m
Max(-) = -43283.8
Max(-) = -43221.1
Max(+) = 16678.6
Max(+) = 21493.4
Max(+) = 16679.0


거 더 길 이
169,650
경 간 구 성
500
49,376
69,897
49,376
500
상 판
38,019 (10mm)
23,715 (18mm)
46,182 (12mm)
23,715 (18mm)
38,019 (10mm)
현 장 이 음
11,808
13,730
8,737
11,233
8,737
12,482
11,233
13,730
11,233
12,482
8,737
11,233
8,737
13,730
11,807
- 교번 구간 -
- 교번 구간 -
- 교번 구간 -
- 교번 구간 -
SP1
SP2
SP3
SP4
SP5
SP6
SP7
SP8
SP9
SP10
SP11
SP12
SP13
SP14
A1
P1
P2
A2
하 판
38,019 (12mm)
8,737 (20mm)
6,241 (28mm)
8,737 (20mm)
14,978 (12mm)
16,226 (16mm)
14,978 (12mm)
8,737 (20mm)
6,241 (28mm)
8,737 (20mm)
38,019 (12mm)
복부판 두께
46,756 (12mm)
6,241 (14mm)
63,656 (12mm)
6,241 (14mm)
46,756 (12mm)

< 거더 2 >


-50000 kN·m
-40000 kN·m
-30000 kN·m
-20000 kN·m
-10000 kN·m
10000 kN·m
20000 kN·m
30000 kN·m
40000 kN·m
Max(-) = -41888.7
Max(-) = -41846.0
Max(+) = 15319.6
Max(+) = 20214.3
Max(+) = 15320.9
거 더 길 이
161.438
경 간 구 성
500
46.959
66.521
46.959
500
상 판
36.175 (10mm)
22.569 (18mm)
43.951 (12mm)
22.569 (18mm)
36.173 (10mm)
현 장 이 음
11.230
13.067
8.315
10.691
8.315
11.879
10.691
13.067
10.691
11.879
8.315
10.691
8.315
13.067
11.228
- 교번 구간 -
SP1
SP2
SP3
SP4
SP5
SP6
SP7
SP8
SP9
SP10
SP11
SP12
SP13
SP14
A1
P1
P2
A2
하 판
36.175 (12mm)
8.315 (20mm)
5.939 (28mm)
8.315 (20mm)
14.254 (12mm)
15.442 (16mm)
14.254 (12mm)
8.315 (20mm)
5.939 (28mm)
8.315 (20mm)
36.173 (12mm)
복부판 두께
44.490 (12mm)
5.939 (14mm)
60.581 (12mm)
5.939 (14mm)
44.488 (12mm)

5. 이음부의 설계

5.1 현장이음의 설계

1) SPLICE - 1 [G1]

(강종 : SM520B) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

휨 모멘트(kN·m)		전 단 력(kN)		총비틀림 모멘트 M_t(kN·m)	상부FL. 응력 f_u(MPa)	하부FL. 응력 f_l(MPa)	허용휨 인장응력 f_{sa}(MPa)
합성전 M_s	합성후 M_v	합성전 V_s	합성후 V_v				
6,638.11	8,162.19	234.233	596.794	1326.300	104.61	-139.14	215.00

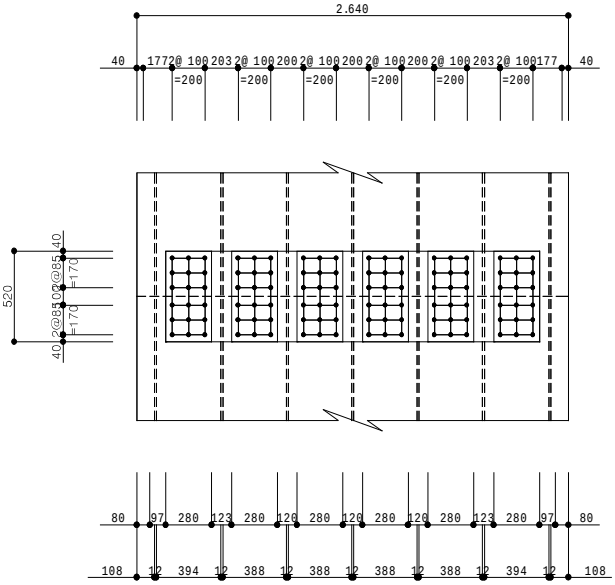
사용BOLT : H.T.B (M22 F 13T) ρ_{sa} = 63,000 × 2 면 = 126,000 N (☞도.설.해3.3.2.3)

(1) 압축부 플랜지의 이음 : (상부 플랜지) (☞ 도.설.해 3.5.3.6)

- 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 104.6 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 215.0 = 161.3 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (fu) f_s' = 161.3 MPa 적용



모재두께 = 10 mm

모재길이 = 2,640 mm

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 26,400.0 × 161.3 / 126,000.0 = 34ea ⇒ n_t = **54ea ...O.K !!**

② 이음판의 결정

- 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 26,400.0 × 161.3 / 215.0 = 19,800.0 mm^2

- 사용 이음판 전단면적 (A_{use})

2 PL -	0.0	× 8.0	× 520.0	=	0.0
6 PL -	280.0	× 8.0	× 520.0	=	13,440.0
1 PL -	2,286.0	× 8.0	× 520.0	=	18,288.0
			∑	=	**31,728.0** mm^2 ≥ A_{req} **...O.K !!**

- 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_{use}$ = 26,400.0 × 161.3 / 31,728.0 = **134.2** MPa ≤ f_{sa} **...O.K !!**

③ BOLT의 응력검토 (☞ 도.설.해 3.5.3.5)

- 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 26,400.0 × 161.3 / 54.0 = **78,833.3** N/ea ≤ ρ_{sa} **...O.K !!**

• 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q_s, Q_v : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q_s = 2,640.0 × 10.0 × (1,121.4 - 5.0) = 2.947E+07 mm^3

Q_v = 2,640.0 × 10.0 × (318.5 - 5.0) = 8.275E+06 mm^3

I_s = 1.032E+11 mm^4 (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

I_v = 2.261E+11 mm^4 (합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT수 = 2,640.0 / 18ea = 146.7 mm (볼트의 피치)

n = 3ea (접합선에 직각방향의 볼트의 수)

$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p/n$

= (234.2×29,471,640.0/103,183,000,000.0 + 596.8

×8,275,476.0/226,126,000,000.0)×(146.7/3.0) = 4,338.6 N/ea

• 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

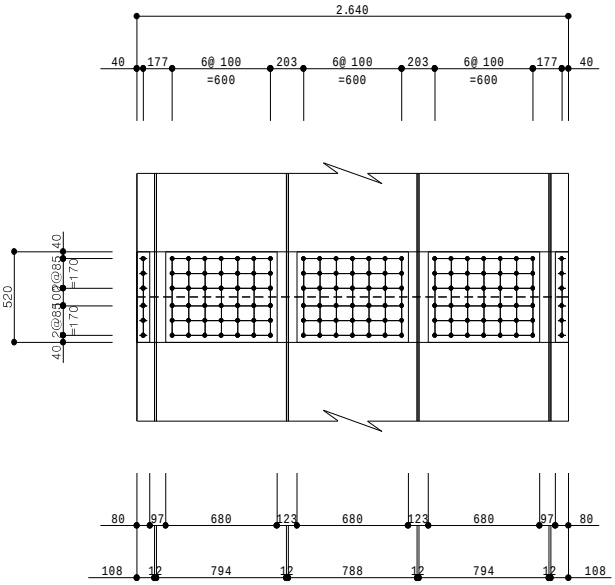
$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 6.215E+09 + 1.882E+07 = **78,952.6** N/ea ≤ ρ_{sa} **...O.K !!**

(2) 인장부 플랜지의 이음 : (하부 플랜지) (☞ 도.설.해 3.5.3.6)

• 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 139.1 MPa

f_s' = 0.75 × 215.0 = 161.3 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (fl) = 161.3 MPa 적용



모재두께 = 12 mm

모재길이 = 2,640 mm

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 31,680.0 × 161.3 / 126,000.0 = 41ea ⇒ n_t = **69ea** **...O.K !!**

② 이음판의 결정

• 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 31,680.0 × 161.3 / 215.0 = 23,760.0 mm^2

• 사용 이음판 전단면적(A_{use})

2 PL - 80.0 × 8.0 × 520.0 = 1,280.0

3 PL - 680.0 × 8.0 × 520.0 = 16,320.0

1 PL - 2,640.0 × 8.0 × 520.0 = 21,120.0

∑ = **38,720.0** mm^2

• 이음판의 순단면적 (인장부의 순단면적은 BOLT 지름 공제) (☞ 도.설.해 3.5.3.7)

A_n = 38,720.0 - 25.0 × 8.0 × 23.0열 × 2ea = **29,520.0** mm^2 ≥ A_{req} **...O.K !!**

• 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_n$ = 31,680.0 × 161.3 / 29,520.0 = **173.0** MPa ≤ f_{sa} **...O.K !!**

③ BOLT의 응력검토 (☞ 도.설.해 3.5.3.5)

• 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 31,680.0 × 161.3 / 69.0 = **74,034.8** N/ea ≤ ρ_{sa} **...O.K !!**

• 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q_s, Q_v : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q_s = 2,640.0 × 12.0 × (1,100.7 - 6.0) = 3.468E+07 mm^3

Q_v = 2,640.0 × 12.0 × (1,903.5 - 6.0) = 6.011E+07 mm^3

I_s = 1.032E+11 mm^4 (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

I_v = 2.261E+11 mm^4 (합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

p = 플랜지전폭/횡방향1열BOLT수 = 2,640.0 / 23ea = 114.8 mm (볼트의 피치)

n = 3ea (접합선에 직각방향의 볼트의 수)

$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p/n$

= (234.2×34,678,512.0/103,183,000,000.0 + 596.8 ×60,113,908.8/226,126,000,000.0)×(114.8/3.0) = 9,082.2 N/ea

• 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 5.481E+09 + 8.249E+07 = **74,589.8** N/ea ≤ ρ_{sa} **...O.K !!**

④ 모재의 응력검토

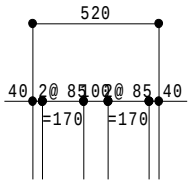
A_{sn} = 12.0 × (2,640.0 - 25.0 × 23.0) = 24,780.0 mm^2
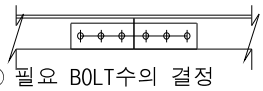
$f_l = A_s \times f_s' / A_{sn}$ = 31,680.0 × 161.3 / 24,780.0 = **206.2** MPa ≤ f_{sa} **...O.K !!**

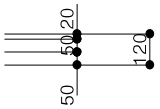
(3) 압축부 RIB 이음 : (상부 플랜지)

RIB 폭 = 120 mm

RIB 두께 = 12 mm







① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 1,440.0 × 161.3 / 126,000.0 = 2ea ⇒ n = **3ea** **...O.K !!**

② 이음판의 결정

• 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 1,440.0 × 161.3 / 215.0 = 1,080.0 mm^2

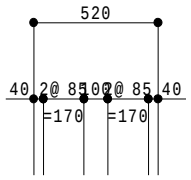
• 사용 이음판 전단면적(A_{use})

2 PL - 100.0 × 8.0 × 520.0 = **1,600.0** mm^2 ≥ A_{req} **...O.K !!**

• 이음판의 응력

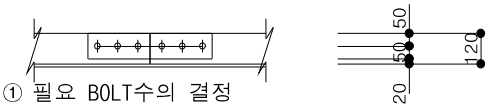
$f_s = A_s \times f_s' / A_{use}$ = 1,440.0 × 161.3 / 1,600.0 = **145.1** MPa ≤ f_{sa} **...O.K !!**

(4) 인장부 RIB 이음 : (하부 플랜지)



RIB 폭 = 120 mm

RIB 두께 = 12 mm



① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 1,440.0 × 161.3 / 126,000.0 = 2ea ⇒ n = **3ea** ...O.K !!

② 이음판의 결정

• 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_a$ = 1,440.0 × 161.3 / 215.0 = 1,080.0 mm^2

• 사용 이음판 전단면적 (A_{use})

2 PL - 100.0 × 8.0 × 520.0 = **1,600.0** mm^2

• 이음판의 순단면적 (인장부의 순단면적은 BOLT 지름 공제) (☞ 도.설.해 3.5.3.7)

A_n = 1,600.0 - 25.0 × 8.0 × 2ea = **1,200.0** mm^2 ≥ A_{req} ...O.K !!

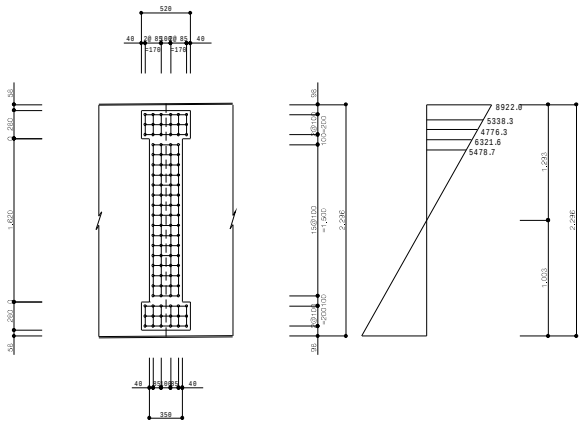
• 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_n$ = 1,440.0 × 161.3 / 1,200.0 = **193.5** MPa ≤ f_{sa} ...O.K !!

(5) WEB 연결부의 계산 : (좌측 WEB)

① BOLT의 응력계산

• 휨에 의한 BOLT의 응력



Box 평균 높이 = 2,200 mm

Box 계산 높이 = 2,296 mm

WEB 두께 = 12 mm

중립축에서 연단까지 거리 h_o = 1,148 mm

$f_1 = fu$ = 161.25 MPa

$f_2 = f_1 \cdot (h_o - 148) / h_o$ = 140.48 MPa

$f_3 = f_1 \cdot (h_o - 248) / h_o$ = 126.43 MPa

$f_4 = f_1 \cdot (h_o - 348) / h_o$ = 112.38 MPa

$f_5 = f_1 \cdot (h_o - 448) / h_o$ = 98.34 MPa

$f_6 = f_1 \cdot (h_o - 548) / h_o$ = 84.29 MPa

제1열 ρ_p = (161.250 + 140.480) / 2 × 147.8 × 12.0 / 3ea = **89,219.9** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... O.K !!

제2열 ρ_p = (140.480 + 126.432) / 2 × 100.0 × 12.0 / 3ea = **53,382.5** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... O.K !!

제3열 ρ_p = (126.432 + 112.384) / 2 × 100.0 × 12.0 / 3ea = **47,763.3** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... O.K !!

제4열 ρ_p = (112.384 + 98.336) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **63,216.1** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... O.K !!

제5열 ρ_p = (98.336 + 84.288) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **54,787.3** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... O.K !!

• 전단력에 의한 BOLT의 응력 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

∵ 전단응력 $\upsilon = V / A_w + M_t / (2 \cdot F \cdot t_w)$ [비틀림 모멘트 고려시]

- 한쪽 복부판이 부담하는 전단력 : $(V_s + V_v) / 2$ = (234.2 + 596.8)/2 = 415,513.5 N

- 비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $M_t / (2 \cdot b)$ = 1,326.3 / (2×2412) = 274,937.8 N

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

ρ_s = (415,513.5 + 274,937.8) / 50ea = **13,809.0** N/ea ≤ ρ_{sa} ...O.K !!

- 합성 응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_s^2)} = \sqrt{(89,219.9^2 + 13,809.0^2)}$ = **90,282.2** N/ea ≤ ρ_{sa} ...O.K !!

② 이음판의 응력계산

- 복부판의 단면2차 모멘트

  - 합성전 단면2차 모멘트

$I_{sw}' = (12.0 \times 2,295.7^3) / 12 + 12.0 \times 2,295.7 \times (1,100.0 - 1,100.7)^2$ = 1.210E+10 mm^4

  - 합성후 단면2차 모멘트

$I_{vw}' = (12.0 \times 2,295.7^3) / 12 + 12.0 \times 2,295.7 \times (1,903.5 - 1,100.0)^2$ = 2.989E+10 mm^4

- 복부판에 작용하는 모멘트

  - 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 6,638.1 \times 12,098,740,034.2 \times 103,183,000,000.0$ = 778.4 kN·m

  - 복부에 작용하는 합성후 하중에 의한 모멘트

$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 8,162.2 \times 29,885,784,916.2 \times 226,126,000,000.0$ = 1,078.8 kN·m

- 복부 이음판의 단면2차모멘트

규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
4 - 280.0 × 8.0	8,960.0	950.0	8.512E+06	8.086E+09	5.854E+07
2 - 1,620.0 × 8.0	25,920.0	-	-	-	5.669E+09
합 계	34,880.0	950.0	8.512E+06	8.086E+09	5.727E+09

$I = I_o + AY^2$ = 5,727,242,666.7 + 8,086,400,000.0 = 1.381E+10 mm^4

  - 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

I_{sw} = 13,813,642,666.7 + 34,880.0 × (1,100.0 - 1,100.7)^2 = 1.381E+10 mm^4

  - 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

I_{vw} = 13,813,642,666.7 + 34,880.0 × (1,903.5 - 1,100.0)^2 = 3.633E+10 mm^4

- 이음판의 응력 검토

  - 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

y_{su} = 1,121.4 mm y_{sl} = 1,100.7 mm

  - 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$y_{su,v}$ = 318.5 mm $y_{sl,v}$ = 1,903.5 mm

  - 이음판의 상연 응력 검토

$f_u = (M_{sw} \cdot y_{su})/I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su,v})/I_{vw}$

= (778.4 × 1,121.4) / 13,813,657,403.5 + (1,078.8 × 318.5) / 36,334,559,815.0

= 63.184 + 9.455 = 72.639 MPa ≤ f_{sa} = 215.000 MPa ...O.K !!

  - 이음판의 하연 응력 검토

$f_l = (M_{sw} \cdot y_{sl})/I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl,v})/I_{vw}$

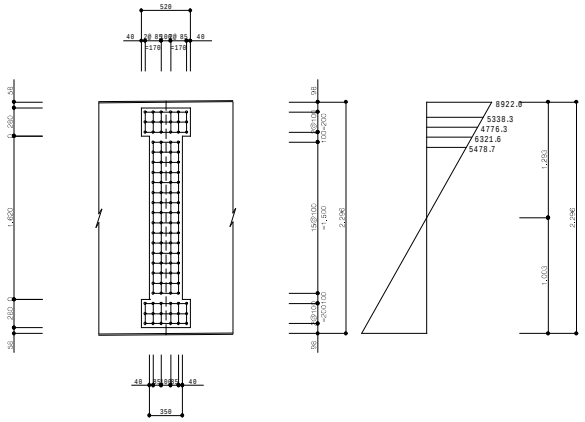
= (778.4 × 1,100.7) / 13,813,657,403.5 + (1,078.8 × 1,903.5) / 36,334,559,815.0

= 62.018 + 56.515 = 118.533 MPa ≤ f_{sa} = 215.000 MPa ...O.K !!

(6) WEB 연결부의 계산 : (우측 WEB)

① BOLT의 응력계산

• 휨에 의한 BOLT의 응력



Box 평균 높이 = 2,200 mm

Box 계산 높이 = 2,104 mm

WEB 두께 = 12 mm

중립축에서 연단까지 거리 h_o = 1,052 mm

f_1 = fu = 161.25 MPa

$f_2 = f_1 \cdot (h_o - 148) / h_o$ = 138.59 MPa

$f_3 = f_1 \cdot (h_o - 248) / h_o$ = 123.27 MPa

$f_4 = f_1 \cdot (h_o - 348) / h_o$ = 107.94 MPa

$f_5 = f_1 \cdot (h_o - 448) / h_o$ = 92.61 MPa

$f_6 = f_1 \cdot (h_o - 548) / h_o$ = 77.29 MPa

제1열 ρ_p = (161.250 + 138.591) / 2 × 147.8 × 12.0 / 3ea = **88,661.3** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제2열 ρ_p = (138.591 + 123.266) / 2 × 100.0 × 12.0 / 3ea = **52,371.4** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제3열 ρ_p = (123.266 + 107.940) / 2 × 100.0 × 12.0 / 3ea = **46,241.2** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제4열 ρ_p = (107.940 + 92.614) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **60,166.3** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제5열 ρ_p = (92.614 + 77.289) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **50,970.9** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

• 전단력에 의한 BOLT의 응력 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

∵ 전단응력 $\upsilon = V / A_w + M_t / (2 \cdot F \cdot t_w)$ [비틀림 모멘트 고려시]

- 한쪽 복부판이 부담하는 전단력 : $(V_s + V_v) / 2$ = (234.2 + 596.8)/2 = 415,513.5 N

- 비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $M_t / (2 \cdot b)$ = 1,326.3 / (2×2412) = 274,937.8 N

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

ρ_s = (415,513.5 + 274,937.8) / 46ea = **15,009.8** N/ea ≤ ρ_{sa} ...**O.K !!**

• 합성 응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_s^2)} = \sqrt{(88{,}661.3^2 + 15{,}009.8^2)}$ = **89,922.9** N/ea ≤ ρ_{sa} ...**O.K !!**

② 이음판의 응력계산

• 복부판의 단면2차 모멘트

- 합성전 단면2차 모멘트

$I_{sw}' = (12.0 \times 2{,}104.3^3) / 12 + 12.0 \times 2{,}104.3 \times (1{,}100.0 - 1{,}100.7)^2$ = 9.318E+09 mm^4

- 합성후 단면2차 모멘트

$I_{vw}' = (12.0 \times 2{,}104.3^3) / 12 + 12.0 \times 2{,}104.3 \times (1{,}903.5 - 1{,}100.0)^2$ = 2.562E+10 mm^4

• 복부판에 작용하는 모멘트

- 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s$ = 6,638.1 × 9,318,149,078.3 × 103,183,000,000.0 = 599.5 kN·m

- 복부에 작용하는 합성후 하중에 의한 모멘트

$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v$ = 8,162.2 × 25,622,378,489.0 × 226,126,000,000.0 = 924.9 kN·m

• 복부 이음판의 단면2차모멘트

규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
4 - 280.0 × 8.0	8,960.0	850.0	7.616E+06	6.474E+09	5.854E+07
2 - 1,420.0 × 8.0	22,720.0	-	-	-	3.818E+09
합 계	31,680.0	850.0	7.616E+06	6.474E+09	3.876E+09

$I = I_o + AY^2$ = 3,876,256,000.0 + 6,473,600,000.0 = 1.035E+10 mm^4

- 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

I_{sw} = 10,349,856,000.0 + 31,680.0 × (1,100.0 - 1,100.7)^2 = 1.035E+10 mm^4

- 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

I_{vw} = 10,349,856,000.0 + 31,680.0 × (1,903.5 - 1,100.0)^2 = 3.080E+10 mm^4

• 이음판의 응력 검토

- 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

y_{su} = 1,121.4 mm y_{sl} = 1,100.7 mm

- 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$y_{su,v}$ = 318.5 mm $y_{sl,v}$ = 1,903.5 mm

- 이음판의 상연 응력 검토

$f_u = (M_{sw} \cdot y_{su})/I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su,v})/I_{vw}$

= (599.5 × 1,121.4) / 10,349,869,384.8 + (924.9 × 318.5) / 30,804,633,960.4

= 64.949 + 9.561 = 74.510 MPa ≤ f_{sa} = 215.000 MPa ...O.K !!

- 이음판의 하연 응력 검토

$f_l = (M_{sw} \cdot y_{sl})/I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl,v})/I_{vw}$

= (599.5 × 1,100.7) / 10,349,869,384.8 + (924.9 × 1,903.5) / 30,804,633,960.4

= 63.750 + 57.151 = 120.901 MPa ≤ f_{sa} = 215.000 MPa ...O.K !!

2) SPLICE - TYPE - 1 (SPLICE NO. 1,2) -I.P GIRDER 18,19(G2)

구 분	단 위	Input Data
Ms : 합성전 휨모멘트	kN-m	-613.321
Mv : 합성후 휨모멘트	kN-m	-435.719
Ss : 합성전 전단력	kN	-2793.600
Sv : 합성후 전단력	kN	-1355.836
Mt : 총 비틀림 모멘트	kN-m	0.000
fu : 상부 Flange의 응력 (b1)	MPa	-109.8
fu' : 상부 Flange의 응력 (b2)	MPa	-90.1
fl : 하부 Flange-1의 응력 (b3)	MPa	86.3
fl' : 하부 Flange-2의 응력 (b4)	MPa	106.9

강종 : SM400 (fa = 140 MPa , υa= 80 MPa)

BOLT : H.T.B (M22 F 10 T) , ρa= 48000 x 2 면마찰 = 96000 N

1) 인장부 플랜지(상부 Flange-b1)의 현장이음은 현장용접 적용

fs = -109.8 MPa

fs'= 0.9 x 140 = 126 MPa ---- 도.설 3.3.2.3

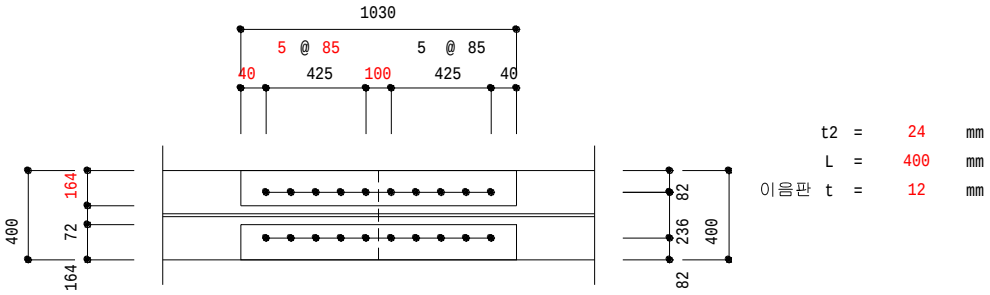
∴ 현장 용접부의 허용응력은 강재허용응력의 90%이며 발생응력이 그 보다 작으므로 이음부는 안전함.

2) 인장부 플랜지(상부 Flange-b2)의 현장이음

fs = 90.14 MPa

fs'= 0.75 x 140 = 105 MPa ---- 도.설 3.5.1.1

∴ 이음부의 설계응력 fu = 105 MPa 적용



① 필요 BOLT수의 결정

n = As x fs / ρa = (24 x 400 x 105.0) / 96000 ≒ 11 EA

∴ = 12 EA 사용

② 이음판의 결정

As,req = (24 x 400 x 105.0) / 140 = 7200 mm^2

사용이음판

외측 2-PL : 164 x 12 x 1030 = 3936 mm^2

내측 2-PL : 164 x 12 x 1030 = 3936 mm^2

∑ = 7872 mm^2 > 7200 mm^2 O.K.!

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 볼트지름을 공제

An = 7872 - 25 x 12 x 12열 x 2면 = 672 mm^2

fs = (24 x 400 x 105.0) / 7872 = 128.049 MPa < fsa= 140 MPa O.K.!

③ BOLT의 응력검토

- 직응력

ρp = P / n = (24 x 400 x 105.0) / 12 = 84000 N/EA

∴ ρp < ρa= 96000 N O.K.!

- 휨전단 응력

ρh= { (Ss x Qs) / I33 + (Sv x Qv) / Iv33 } x P / n

= { (-2793600 x 7173902.7) / 34953067649 + (-1355836

x 7173902.7) / 34953067649 } x 200 / 6 = -28388.21 N/EA

Ss = -2793.600 kN : 합성전 전단력

Sv = -1355.836 kN : 합성후 전단력

Qs = 400 x 24 x (759.282 - 12) = 7173902.703 mm^3

Qv = 400 x 24 x (759.282 - 12) = 7173902.703 mm^3

I33 = = 34953067649.37 mm^4 = 0.035 m^4

Iv33 = = 34953067649.37 mm^4 = 0.035 m^4

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 볼트 수 : 접합선 방향의 BOLT의 평균 핏치(mm)

= 400 / 2 = 200.00 mm

n = 접합선에 직각 방향의 볼트의 수

- 합성응력의 검토

$\rho = \sqrt{ \rho p^2 + \rho h^2 }$

= $\sqrt{ 84000^2 + -28388.21^2 }$ = 88667.30 N/EA

∴ ρp < ρa = 96000 N O.K.!

④ 모재의 응력검토

Asn = 24 x (400 - 25 x 2) = 8400.00 mm^2

fu = As x fs' / Asn = 9600 x 105 / 8400.00 = 120.00 MPa

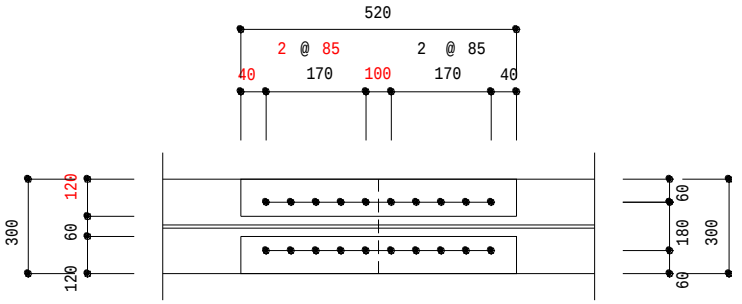
∴ fu < fsa = 140 N O.K.!

3) 압축부 플랜지(하부 Flange-b3)의 현장이음

fs = 86.27 MPa

fs' = 0.75 x 140 = 105 MPa ---- 도.설 3.5.1.1

∴ 이음부의 설계응력 fl = 105 MPa 적용



t3 = 12 mm

L = 300 mm

이음판 t = 8 mm

① 필요 BOLT수의 결정

n = As x fs / ρa = (12 x 300 x 105.0) / 96000 ≒ 4 EA

∴ = 6 EA 사용

② 이음판의 결정

As,req = (12 x 300 x 105.0) / 140 = 2700 mm^2

사용이음판

외측 2-PL : 120 x 8 x 520 = 1920 mm^2

내측 2-PL : 120 x 8 x 520 = 1920 mm^2

∑ = 3840 mm^2 > 2700 mm^2 O.K.!

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 볼트지름을 공제

An = 3840 - 25 x 8 x 6열 x 2면 = 1440 mm^2

fs = (12 x 300 x 105.0) / 3840 = 98.438 MPa < fsa = 140 MPa O.K.!

③ BOLT의 응력검토

- 직응력

ρp = P / n = (12 x 300 x 105.0) / 6 = 63000 N/EA

∴ ρp < ρa = 96000 N O.K.!

- 휨전단 응력

ρh = { (Ss x Qs) / I33 + (Sv x Qv) / Iv33 } x P / n

= { (-2793600 x 2594586.5) / 34953067649 + (-1355836

x 2594586.5) / 34953067649 } x 150 / 3 = -15400.75 N/EA

Ss = -2793.600 kN : 합성전 전단력

Sv = -1355.836 kN : 합성후 전단력

Qs = 300 x 12 x (726.718 - 6) = 2594586.486 mm^3

Qv = 300 x 12 x (726.718 - 6) = 2594586.486 mm^3

I33 = = 34953067649.37 mm^4 = 0.035 m^4

Iv33 = = 34953067649.37 mm^4 = 0.035 m^4

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 볼트 수 : 접합선 방향의 BOLT의 평균 핏치(mm)

= 300 / 2 = 150.00 mm

n = 접합선에 직각 방향의 볼트의 수

- 합성응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho p^2 + \rho h^2)}$

$= \sqrt{63000^2 + (-15400.75)^2}$ = 64855.09 N/EA

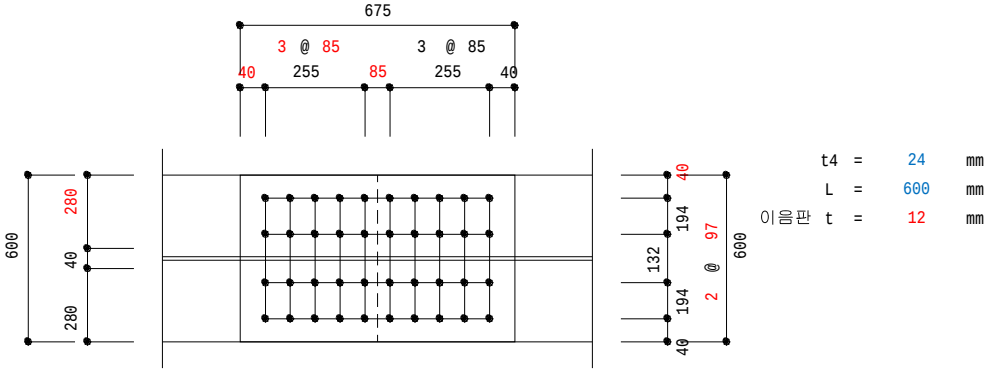
∴ ρp < ρa= 96000 N O.K.!

4) 압축부 플랜지(하부 Flange-b4)의 현장이음

fs = 106.9 MPa

fs' = 0.75 x 140 = 105 MPa ---- 도.설 3.5.1.1

∴ 이음부의 설계응력 fl = 106.9 MPa 적용



① 필요 BOLT수의 결정

n = As x fs / ρa = (24 x 600 x 106.9) / 96000 ≒ 17 EA

∴ = 24 EA 사용

② 이음판의 결정

As,req = (24 x 600 x 106.9) / 140 = 10998.3 mm^2

사용이음판

외측 1-PL : 600 x 12 x 675 = 7200 mm^2

내측 2-PL : 280 x 12 x 675 = 6720 mm^2

∑ = 13920 mm^2 > 10998.34519 mm^2 O.K.!

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 볼트지름을 공제

An = 13920 - 25 x 12 x 12열 x 2면 = 6720 mm^2

fs = (24 x 600 x 106.9) / 13920 = 110.616 MPa < fsa= 140 MPa O.K.!

③ BOLT의 응력검토

- 직응력

ρp = P / n = (24 x 600 x 106.9) / 24 = 64157.01362 N/EA

∴ ρp < ρa= 96000 N O.K.!

- 휨전단 응력

ρh = { (Ss x Qs) / I33 + (Sv x Qv) / Iv33 } x P / n

= { (-2793600 x 12797546) / 34953067649 + (-1355836

x 12797546) / 34953067649 } x 100 / 4 = -37981.36 N/EA

Ss = -2793.600 kN : 합성전 전단력

Sv = -1355.836 kN : 합성후 전단력

Qs = 600 x 24 x (900.718 - 12) = 12797545.95 mm^3

Qv = 600 x 24 x (900.718 - 12) = 12797545.95 mm^3

I33 = = 34953067649 mm^4 = 0.035 m^4

Iv33 = = 34953067649 mm^4 = 0.035 m^4

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 볼트 수 : 접합선 방향의 BOLT의 평균 핏치(mm)

= 600 / 6 = 100.00 mm

n = 접합선에 직각 방향의 볼트의 수

- 합성응력의 검토

ρ = √($\rho p^2 + \rho h^2$)

= √ 64157.01362 ^{2} + -37981.36 ^{2}) = 74556.73 N/EA

∴ ρp < ρa= 96000 N O.K.!

5) I.P WEB 연결부의 계산

- 상연 1 복부는 현장용접 적용

fs = -109.8 MPa

fs'= 0.9 x 140 = 126 MPa ---- 도.설 3.3.2.3

∴ 현장 용접부의 허용응력은 강재허용응력의 90%이며 발생응력이 그 보다 작으므로 이음부는 안전함.

- 상연 2

fs = 90.14 MPa ---- 도.설 3.5.1.1

fs'= 0.75 x 140 = 105 MPa

- 하연

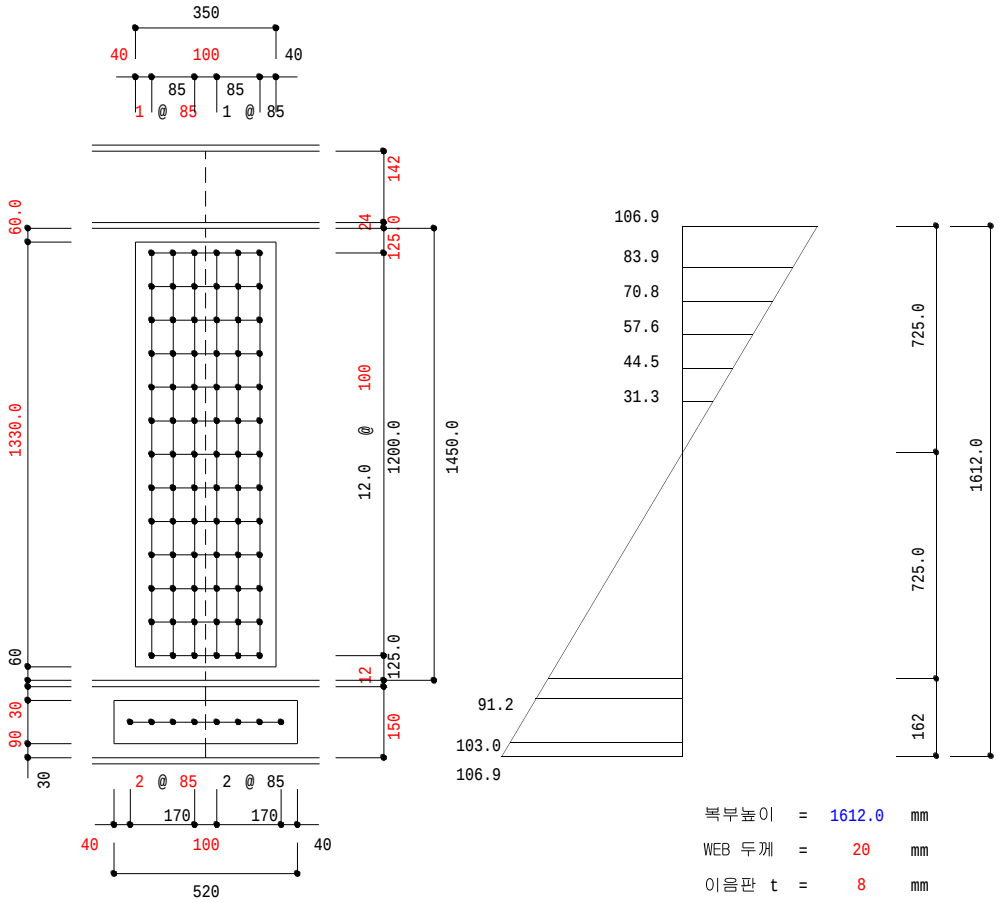
fs = 106.9 MPa

fs'= 0.75 x 140 = 105 MPa

∴ 이음부의 설계응력 fu = 105 MPa 적용

fl = 106.9 MPa 적용

① BOLT의 응력계산



복부높이 = 1612.0 mm

WEB 두께 = 20 mm

이음판 t = 8 mm

- 휨에 의한 BOLT의 응력(중앙 WEB)

ho = 813.3 mm : 중립축에서 연단까지의 거리

f1 = fu = 106.9 MPa

f2 = f1 x (ho - 175) / ho = 83.9 MPa

f3 = f1 x (ho - 275) / ho = 70.8 MPa

f4 = f1 x (ho - 375) / ho = 57.6 MPa

f5 = f1 x (ho - 475) / ho = 44.5 MPa

f6 = f1 x (ho - 575) / ho = 31.3 MPa

f7 = f1 x (ho - 675) / ho = 18.2 MPa

제1열 = (83.9 + 70.8) / 2x 100 x 20 / 2 EA = 77347.79 N/EA

제2열 = (70.8 + 57.6) / 2x 100 x 20 / 2 EA = 64200.86 N/EA

제3열 = (57.6 + 44.5) / 2x 100 x 20 / 2 EA = 51053.94 N/EA

제4열 = (44.5 + 31.3) / 2x 100 x 20 / 2 EA = 37907.02 N/EA

제5열 = (31.3 + 18.2) / 2x 100 x 20 / 2 EA = 24760.10 N/EA

∴ 볼트 1개에 작용하는 힘 max= 77347.79 < ρa= 96000 N O.K.!

ρs= 1355.836 x 10^3 / 29 = 46752.97 N

- 휨에 의한 BOLT의 응력(하단 WEB)

ho'= 813.33387 mm : 중립축에서 연단까지의 거리

f1'= fl = 106.9 MPa

f2'= f1 x (ho - 30) / ho = 103.0 MPa

f3'= f1 x (ho - 120) / ho = 91.2 MPa

제1열 = (103.0 + 91.2) / 2x 90 x 20 / 3 EA = 58240.90 N/EA

∴ 볼트 1개에 작용하는 힘 max= 58240.90 < ρa = 96000 N O.K.!

ρs= 1355.836 x 10^3 / 29 = 46752.97 N

- 합성응력 검토

ρ = √ ($ρm^2$ + $ρs^2$) : 중앙 WEB

= √ 77347.79^2 + 46752.97^2) = 90379.87 < ρa= 96000 N O.K.!

ρ = √ ($ρm^2$ + $ρs^2$) : 하단 WEB

= √ 58240.90^2 + 46752.97^2) = 74684.96 < ρa= 96000 N O.K.!

- 이음판의 응력계산

* 복부판의 단면2차 모멘트

$$Isw' = \frac{20 \times 1612^3}{12} + 20 \times 1612 \times (806 - 900.7)^2 = 7270665552\ mm^4 = 0.007\ m^4$$

$$Ivw' = \frac{20 \times 1612^3}{12} + 20 \times 1612 \times (900.7 - 806)^2 = 7270665552\ mm^4 = 0.007\ m^4$$

* 복부판에 작용하는 모멘트

Msw = Ms x (Isw' / I33) : 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

= -613.32 x (7270665552 / 34953067649) = -127.578 kN · m

Mvw = Mv x (Isv' / Iv33) : 복부에 작용하는 합성후 하중에 의한 모멘트

= -435.72 x (7270665552 / 34953067649) = -90.635 kN · m

Ms = -613.321 kN · m

Mv = -435.719 kN · m

I33 = 34953067649 mm^4

Iv33 = 34953067649 mm^4

* 이음판의 단면2차모멘트

부재구분	규 격	As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
2-PL	1330.00 X 8	21280	4	85120	340480	3136849333
2-PL	90 X 8	1440	-808	-1163520	940124160	972000

TOTAL	1440		0	940464640	3137821333

Is' = $\sum AsY^2 + \sum Io$

= 940464640 + 3137821333 = 4078285973 mm^4 = 0.004 m^4

Isw = 4078285973 + 1440 x (806.0 - 900.7)^2 = 4091205060 mm^4 = 0.004 m^4

Ivw = 4078285973 + 1440 x (900.7 - 806.0)^2 = 4091205060 mm^4 = 0.004 m^4

Isw : 강재보단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

Ivw : 합성단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

* 이음판의 응력

Yb3 = 726.718 mm : 강재보단면의 중립축에서 이음판 b1까지의 거리

Yb4 = 900.718 mm : 강재보단면의 중립축에서 이음판 b4까지의 거리

Yvb3 = 726.718 mm : 합성단면의 중립축에서 이음판 b1까지의 거리

Yvb4 = 900.718 mm : 합성단면의 중립축에서 이음판 b4까지의 거리

fu = (Msw / Isw) x Yb2 + (Mvw / Ivw) x Yvb2

= (-127.58 x 1000000) / 4091205060.4 x 726.72

+ (-90.63 x 1000000) / 4091205060 x 726.72 = -38.761 MPa

∴ fs < fsa = 140 MPa O.K.!

fl = (Msw / Isw) x Yb4 + (Mvw / Ivw) x Yvb4

= (-127.58 x 1000000) / 4091205060.4 x 900.72

+ (-90.63 x 1000000) / 4091205060 x 900.72 = -48.042 MPa

∴ fs < fsa = 140 MPa O.K.!

5.1 현장이음 표

구 분	휨 모멘트(kN·m)		전 단 력(kN)		M_t (kN·m)	f_u (MPa)	f_l (MPa)	f_{sa} (MPa)	ρ_{sa} (N)
	M_s	M_v	V_s	V_v					
SP1	6,638.11	8,162.19	234.23	596.79	1,326.30	104.61	-139.14	215.0	126,000
SP2	4,627.28	9,084.91	557.19	702.96	983.60	83.58	-125.56	215.0	126,000
SP3	-2,263.82	-6,928.31	1,020.31	1,035.02	1,244.16	-64.21	108.05	215.0	126,000
SP4	-16,139.90	-15,468.40	1,329.77	1,451.38	1,414.75	-179.04	185.00	215.0	126,000
SP5	-15,812.50	-14,727.70	1,387.42	1,518.74	2,221.57	-174.56	181.72	215.0	126,000
SP6	420.22	5,117.92	1,051.32	1,105.80	2,035.36	33.27	-41.80	215.0	126,000
SP7	8,675.46	10,414.80	414.15	673.32	1,340.50	102.68	-148.20	215.0	126,000
SP8	8,676.89	10,416.50	413.82	673.05	1,341.61	102.70	-148.23	215.0	126,000
SP9	422.86	5,120.85	1,051.11	1,105.56	2,038.25	33.29	-41.86	215.0	126,000
SP10	-15,816.10	-14,728.40	1,394.59	1,525.16	2,193.40	-174.59	181.75	215.0	126,000
SP11	-16,134.20	-15,465.30	1,322.73	1,450.13	1,425.06	-179.00	184.97	215.0	126,000
SP12	-2,266.89	-6,936.44	1,020.48	1,035.00	1,244.13	-64.29	108.13	215.0	126,000
SP13	4,625.60	9,087.94	557.35	703.07	983.68	83.57	-125.58	215.0	126,000
SP14	6,636.97	8,163.16	234.05	596.91	1,328.70	104.60	-139.14	215.0	126,000

• 상부 플랜지 연결부 관련 검토

구 분	상부플랜지이음부설계응력(MPa)				모재 두께 (mm)	모재 길이 (mm)	상부이음판단면적검토(mm^2)			상부이음판응력검토(MPa)		
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	구분			A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	104.61	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	31,728.0	O.K	215.0	134.2	O.K
SP2	83.58	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	31,728.0	O.K	215.0	134.2	O.K
SP3	64.21	161.25	161.25	인장	10	2,640	19,800.0	24,528.0	O.K	215.0	173.6	O.K
SP4	179.04	161.25	179.04	인장	18	2,640	39,572.6	42,912.0	O.K	215.0	198.3	O.K
SP5	174.56	161.25	174.56	인장	18	2,640	38,581.8	42,912.0	O.K	215.0	193.3	O.K
SP6	33.27	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	31,728.0	O.K	215.0	161.0	O.K
SP7	102.68	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	31,728.0	O.K	215.0	161.0	O.K
SP8	102.70	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	31,728.0	O.K	215.0	161.0	O.K
SP9	33.29	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	31,728.0	O.K	215.0	161.0	O.K
SP10	174.59	161.25	174.59	인장	18	2,640	38,589.3	42,912.0	O.K	215.0	193.3	O.K
SP11	179.00	161.25	179.00	인장	18	2,640	39,562.8	42,912.0	O.K	215.0	198.2	O.K
SP12	64.29	161.25	161.25	인장	10	2,640	19,800.0	24,528.0	O.K	215.0	173.6	O.K
SP13	83.57	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	31,728.0	O.K	215.0	134.2	O.K
SP14	104.60	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	31,728.0	O.K	215.0	134.2	O.K

구 분	BOLT 규격		BOLT수 결정				Q_s (mm^3)	Q_v (mm^3)	I_s (mm^4)	I_v (mm^4)	p (mm)
			n_{treq}	n_{tuse}	판정	n					
SP1	M22	F13T	34	54	O.K	3	2.95E+07	8.28E+06	1.03E+11	2.26E+11	146.67
SP2	M22	F13T	34	54	O.K	3	2.95E+07	8.28E+06	1.03E+11	2.26E+11	146.67
SP3	M22	F13T	34	54	O.K	3	3.10E+07	2.32E+07	1.10E+11	1.60E+11	146.67
SP4	M22	F13T	68	75	O.K	5	6.51E+07	5.29E+07	2.07E+11	2.72E+11	176.00
SP5	M22	F13T	66	75	O.K	5	6.51E+07	5.30E+07	2.05E+11	2.69E+11	176.00
SP6	M22	F13T	41	54	O.K	3	3.58E+07	1.10E+07	1.18E+11	2.51E+11	146.67
SP7	M22	F13T	41	54	O.K	3	3.67E+07	1.16E+07	1.22E+11	2.64E+11	146.67
SP8	M22	F13T	41	54	O.K	3	3.67E+07	1.16E+07	1.22E+11	2.64E+11	146.67
SP9	M22	F13T	41	54	O.K	3	3.58E+07	1.10E+07	1.18E+11	2.51E+11	146.67
SP10	M22	F13T	66	75	O.K	5	6.51E+07	5.30E+07	2.05E+11	2.69E+11	176.00
SP11	M22	F13T	68	75	O.K	5	6.51E+07	5.29E+07	2.07E+11	2.72E+11	176.00
SP12	M22	F13T	34	54	O.K	3	3.10E+07	2.32E+07	1.10E+11	1.60E+11	146.67
SP13	M22	F13T	34	54	O.K	3	2.95E+07	8.28E+06	1.03E+11	2.26E+11	146.67
SP14	M22	F13T	34	54	O.K	3	2.95E+07	8.28E+06	1.03E+11	2.26E+11	146.67

구 분	BOLT 응력 검토(N/ea)					A_n (mm^2)	모재 응력 검토(MPa)		
	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정		f_{sa}	f	판정
SP1	1.26E+05	7.88E+04	4.34E+03	7.90E+04	O.K	-	-	-	-
SP2	1.26E+05	7.88E+04	9.04E+03	7.93E+04	O.K	-	-	-	-
SP3	1.26E+05	7.88E+04	2.13E+04	8.17E+04	O.K	2.19E+04	215.0	194.4	O.K
SP4	1.26E+05	1.13E+05	2.46E+04	1.16E+05	O.K	4.08E+04	215.0	208.7	O.K
SP5	1.26E+05	1.11E+05	2.60E+04	1.14E+05	O.K	4.08E+04	215.0	203.5	O.K
SP6	1.26E+05	9.46E+04	1.80E+04	9.63E+04	O.K	-	-	-	-
SP7	1.26E+05	9.46E+04	7.52E+03	9.49E+04	O.K	-	-	-	-
SP8	1.26E+05	9.46E+04	7.51E+03	9.49E+04	O.K	-	-	-	-
SP9	1.26E+05	9.46E+04	1.80E+04	9.63E+04	O.K	-	-	-	-
SP10	1.26E+05	1.11E+05	2.61E+04	1.14E+05	O.K	4.08E+04	215.0	203.5	O.K
SP11	1.26E+05	1.13E+05	2.46E+04	1.16E+05	O.K	4.08E+04	215.0	208.6	O.K
SP12	1.26E+05	7.88E+04	2.13E+04	8.17E+04	O.K	2.19E+04	215.0	194.4	O.K
SP13	1.26E+05	7.88E+04	9.04E+03	7.94E+04	O.K	-	-	-	-
SP14	1.26E+05	7.88E+04	4.34E+03	7.90E+04	O.K	-	-	-	-

구 분	RIB 두께 (mm)	RIB 폭 (mm)	BOLT수 결정			RIB이음판단면적검토(mm²)			상부이음판응력검토(MPa)		
			n_{req}	n_{use}	판정	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1600.0	O.K	215.0	145.1	O.K
SP2	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1600.0	O.K	215.0	145.1	O.K
SP3	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1200.0	O.K	215.0	193.5	O.K
SP4	12.0	120.0	3	3	O.K	1,199.2	1500.0	O.K	215.0	171.9	O.K
SP5	12.0	120.0	2	3	O.K	1,169.1	1500.0	O.K	215.0	167.6	O.K
SP6	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1600.0	O.K	215.0	145.1	O.K
SP7	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1600.0	O.K	215.0	145.1	O.K
SP8	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1600.0	O.K	215.0	145.1	O.K
SP9	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1600.0	O.K	215.0	145.1	O.K
SP10	12.0	120.0	2	3	O.K	1,169.4	1500.0	O.K	215.0	167.6	O.K
SP11	12.0	120.0	3	3	O.K	1,198.9	1500.0	O.K	215.0	171.8	O.K
SP12	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1200.0	O.K	215.0	193.5	O.K
SP13	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1600.0	O.K	215.0	145.1	O.K
SP14	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1600.0	O.K	215.0	145.1	O.K

- 하부 플랜지 연결부 관련 검토

구 분	하부플랜지이음부설계응력(MPa)				모재 두께 (mm)	모재 길이 (mm)	하부이음판단면적검토(mm²)			하부이음판 응력검토(MPa)		
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	구분			A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	139.14	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	29,520.0	O.K	215.0	173.0	O.K
SP2	125.56	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	29,520.0	O.K	215.0	173.0	O.K
SP3	108.05	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	35,840.0	O.K	215.0	142.5	O.K
SP4	185.00	161.25	185.00	압축	20	2,640	45,433.5	53,760.0	O.K	215.0	181.7	O.K
SP5	181.72	161.25	181.72	압축	20	2,640	44,627.5	53,760.0	O.K	215.0	178.5	O.K
SP6	41.80	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	27,840.0	O.K	215.0	183.5	O.K
SP7	148.20	161.25	161.25	인장	16	2,640	31,680.0	36,900.0	O.K	215.0	184.6	O.K
SP8	148.23	161.25	161.25	인장	16	2,640	31,680.0	36,900.0	O.K	215.0	184.6	O.K
SP9	41.86	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	27,840.0	O.K	215.0	183.5	O.K
SP10	181.75	161.25	181.75	압축	20	2,640	44,634.6	53,760.0	O.K	215.0	178.5	O.K
SP11	184.97	161.25	184.97	압축	20	2,640	45,424.5	53,760.0	O.K	215.0	181.7	O.K
SP12	108.13	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	35,840.0	O.K	215.0	142.5	O.K
SP13	125.58	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	29,520.0	O.K	215.0	173.0	O.K
SP14	139.14	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	29,520.0	O.K	215.0	173.0	O.K

구 분	BOLT 규격		BOLT수 결정				Q_s (mm^3)	Q_v (mm^3)	I_s (mm^4)	I_v (mm^4)	p (mm)
			n_{req}	n_{use}	판정	n					
SP1	M22	F13T	41	69	O.K	3	3.47E+07	6.01E+07	1.03E+11	2.26E+11	114.78
SP2	M22	F13T	41	69	O.K	3	3.47E+07	6.01E+07	1.03E+11	2.26E+11	114.78
SP3	M22	F13T	41	60	O.K	3	3.28E+07	4.23E+07	1.10E+11	1.60E+11	132.00
SP4	M22	F13T	78	100	O.K	5	6.27E+07	7.62E+07	2.07E+11	2.72E+11	132.00
SP5	M22	F13T	77	100	O.K	5	6.27E+07	7.61E+07	2.05E+11	2.69E+11	132.00
SP6	M22	F13T	41	60	O.K	3	3.43E+07	5.91E+07	1.18E+11	2.51E+11	132.00
SP7	M22	F13T	55	69	O.K	3	4.46E+07	7.81E+07	1.22E+11	2.64E+11	114.78
SP8	M22	F13T	55	69	O.K	3	4.46E+07	7.81E+07	1.22E+11	2.64E+11	114.78
SP9	M22	F13T	41	60	O.K	3	3.43E+07	5.91E+07	1.18E+11	2.51E+11	132.00
SP10	M22	F13T	77	100	O.K	5	6.27E+07	7.61E+07	2.05E+11	2.69E+11	132.00
SP11	M22	F13T	78	100	O.K	5	6.27E+07	7.62E+07	2.07E+11	2.72E+11	132.00
SP12	M22	F13T	41	60	O.K	3	3.28E+07	4.23E+07	1.10E+11	1.60E+11	132.00
SP13	M22	F13T	41	69	O.K	3	3.47E+07	6.01E+07	1.03E+11	2.26E+11	114.78
SP14	M22	F13T	41	69	O.K	3	3.47E+07	6.01E+07	1.03E+11	2.26E+11	114.78

구 분	BOLT 합성 응력 검토(N/ea)					A_n (mm^2)	모재 응력 검토(MPa)		
	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정		f_{sa}	f	판정
SP1	1.26E+05	7.40E+04	9.08E+03	7.46E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP2	1.26E+05	7.40E+04	1.43E+04	7.54E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP3	1.26E+05	8.51E+04	2.53E+04	8.88E+04	O.K	-	-	-	-
SP4	1.26E+05	9.77E+04	2.14E+04	1.00E+05	O.K	-	-	-	-
SP5	1.26E+05	9.59E+04	2.25E+04	9.86E+04	O.K	-	-	-	-
SP6	1.26E+05	8.51E+04	2.49E+04	8.87E+04	O.K	25,680.00	215.0	198.9	O.K
SP7	1.26E+05	9.87E+04	1.34E+04	9.96E+04	O.K	33,040.00	215.0	206.2	O.K
SP8	1.26E+05	9.87E+04	1.34E+04	9.96E+04	O.K	33,040.00	215.0	206.2	O.K
SP9	1.26E+05	8.51E+04	2.49E+04	8.87E+04	O.K	25,680.00	215.0	198.9	O.K
SP10	1.26E+05	9.60E+04	2.26E+04	9.86E+04	O.K	-	-	-	-
SP11	1.26E+05	9.77E+04	2.13E+04	1.00E+05	O.K	-	-	-	-
SP12	1.26E+05	8.51E+04	2.53E+04	8.88E+04	O.K	-	-	-	-
SP13	1.26E+05	7.40E+04	1.43E+04	7.54E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP14	1.26E+05	7.40E+04	9.08E+03	7.46E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K

구 분	RIB 두께 (mm)	RIB 폭 (mm)	BOLT수 결정			RIB이음판단면적검토(mm^2)			하부이음판응력검토(MPa)		
			n_{req}	n_{use}	판정	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1200.0	O.K	215.0	193.5	O.K
SP2	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1200.0	O.K	215.0	193.5	O.K
SP3	14.0	150.0	3	3	O.K	1,575.0	2080.0	O.K	215.0	162.8	O.K
SP4	14.0	150.0	4	4	O.K	1,807.0	2080.0	O.K	215.0	186.8	O.K
SP5	14.0	150.0	4	4	O.K	1,775.0	2080.0	O.K	215.0	183.5	O.K
SP6	14.0	150.0	3	3	O.K	1,575.0	1680.0	O.K	215.0	201.6	O.K
SP7	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1200.0	O.K	215.0	193.5	O.K
SP8	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1200.0	O.K	215.0	193.5	O.K
SP9	14.0	150.0	3	3	O.K	1,575.0	1680.0	O.K	215.0	201.6	O.K
SP10	14.0	150.0	4	4	O.K	1,775.2	2080.0	O.K	215.0	183.5	O.K
SP11	14.0	150.0	4	4	O.K	1,806.7	2080.0	O.K	215.0	186.7	O.K
SP12	14.0	150.0	3	3	O.K	1,575.0	2080.0	O.K	215.0	162.8	O.K
SP13	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1200.0	O.K	215.0	193.5	O.K
SP14	12.0	120.0	2	3	O.K	1,080.0	1200.0	O.K	215.0	193.5	O.K

• WEB 연결부 관련 검토(좌측 WEB)

구 분	BOX 높이(mm)		WEB 두께 (mm)	h_o (mm)	WEB 이음부설계응력(MPa)					
	평균높이	계산높이			f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6
SP1	2,200	2,296	12	1,148	161.25	140.48	126.43	112.38	98.34	84.29
SP2	2,200	2,296	12	1,148	161.25	140.48	126.43	112.38	98.34	84.29
SP3	2,200	2,296	12	1,148	161.25	140.48	126.43	112.38	98.34	84.29
SP4	2,537	2,633	12	1,338	185.00	161.99	148.16	134.34	120.51	106.68
SP5	2,537	2,633	12	1,343	181.72	159.20	145.67	132.14	118.61	105.07
SP6	2,200	2,296	12	1,148	161.25	140.48	126.43	112.38	98.34	84.29
SP7	2,200	2,296	12	1,148	161.25	140.48	126.43	112.38	98.34	84.29
SP8	2,200	2,296	12	1,148	161.25	140.48	126.43	112.38	98.34	84.29
SP9	2,200	2,296	12	1,148	161.25	140.48	126.43	112.38	98.34	84.29
SP10	2,537	2,633	12	1,343	181.75	159.22	145.69	132.16	118.62	105.09
SP11	2,537	2,633	12	1,338	184.97	161.96	148.14	134.31	120.49	106.67
SP12	2,200	2,296	12	1,148	161.25	140.48	126.43	112.38	98.34	84.29
SP13	2,200	2,296	12	1,148	161.25	140.48	126.43	112.38	98.34	84.29
SP14	2,200	2,296	12	1,148	161.25	140.48	126.43	112.38	98.34	84.29

구 분	BOLT 개수(ea)						접합선 직각 방향 BOLT 응력 검토(N/ea)						
	n_t	n_1	n_2	n_3	n_4	n_5	ρ_{sa}	ρ_1	ρ_2	ρ_3	ρ_4	ρ_5	판정
SP1	50	3	3	3	2	2	126,000	89,220	53,383	47,763	63,216	54,787	O.K
SP2	50	3	3	3	2	2	126,000	89,220	53,383	47,763	63,216	54,787	O.K
SP3	50	3	3	3	2	2	126,000	89,220	53,383	47,763	63,216	54,787	O.K
SP4	62	4	4	4	2	2	126,000	86,630	46,523	42,374	76,453	68,158	O.K
SP5	62	4	4	4	2	2	126,000	85,103	45,731	41,671	75,223	67,103	O.K
SP6	50	3	3	3	2	2	126,000	89,220	53,383	47,763	63,216	54,787	O.K
SP7	50	3	3	3	2	2	126,000	89,220	53,383	47,763	63,216	54,787	O.K
SP8	50	3	3	3	2	2	126,000	89,220	53,383	47,763	63,216	54,787	O.K
SP9	50	3	3	3	2	2	126,000	89,220	53,383	47,763	63,216	54,787	O.K
SP10	62	4	4	4	2	2	126,000	85,127	45,737	41,676	75,232	67,112	O.K
SP11	62	4	4	4	2	2	126,000	86,602	46,515	42,368	76,442	68,146	O.K
SP12	50	3	3	3	2	2	126,000	89,220	53,383	47,763	63,216	54,787	O.K
SP13	50	3	3	3	2	2	126,000	89,220	53,383	47,763	63,216	54,787	O.K
SP14	50	3	3	3	2	2	126,000	89,220	53,383	47,763	63,216	54,787	O.K

구 분	BOLT 합성 응력 검토(N/ea)					WEB 강성(mm^4)		WEB 작용력(N·mm)	
	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_s	ρ	판정	I_{sw}'	I_{vw}'	M_{sw}	M_{vw}
SP1	126,000.00	89,219.86	13,809.03	90,282.18	O.K	1.21E+10	2.99E+10	7.78E+08	1.08E+09
SP2	126,000.00	89,219.86	16,679.43	90,765.56	O.K	1.21E+10	2.99E+10	5.43E+08	1.20E+09
SP3	126,000.00	89,219.86	25,711.51	92,850.76	O.K	1.22E+10	1.37E+10	2.50E+08	5.91E+08
SP4	126,000.00	86,630.00	27,158.84	90,787.44	O.K	1.84E+10	1.93E+10	1.44E+09	1.10E+09
SP5	126,000.00	85,102.76	30,864.59	90,526.81	O.K	1.84E+10	1.93E+10	1.42E+09	1.06E+09
SP6	126,000.00	89,219.86	30,009.67	94,131.63	O.K	1.21E+10	2.84E+10	4.33E+07	5.79E+08
SP7	126,000.00	89,219.86	16,432.29	90,720.47	O.K	1.21E+10	2.79E+10	8.60E+08	1.10E+09
SP8	126,000.00	89,219.86	16,430.89	90,720.21	O.K	1.21E+10	2.79E+10	8.60E+08	1.10E+09
SP9	126,000.00	89,219.86	30,017.16	94,134.01	O.K	1.21E+10	2.84E+10	4.35E+07	5.79E+08
SP10	126,000.00	85,126.83	30,880.00	90,554.69	O.K	1.84E+10	1.93E+10	1.42E+09	1.06E+09
SP11	126,000.00	86,601.74	27,126.46	90,750.79	O.K	1.84E+10	1.93E+10	1.44E+09	1.10E+09
SP12	126,000.00	89,219.86	25,712.88	92,851.15	O.K	1.22E+10	1.37E+10	2.50E+08	5.91E+08
SP13	126,000.00	89,219.86	16,682.43	90,766.11	O.K	1.21E+10	2.99E+10	5.42E+08	1.20E+09
SP14	126,000.00	89,219.86	13,818.30	90,283.60	O.K	1.21E+10	2.99E+10	7.78E+08	1.08E+09

구 분	WEB 이음판 강성(mm^4)		합성전 이음판까지 거리(mm)		합성후 이음판까지 거리(mm)		이음판 상하연 응력검토(MPa)			
	I_{sw}	I_{vw}	y_{su}	y_{sl}	$y_{su,v}$	$y_{sl,v}$	f_{sa}	f_u	f_l	판정
SP1	1.38E+10	3.63E+10	1,121.35	1,100.65	318.47	1,903.53	2.15E+02	7.26E+01	1.19E+02	O.K
SP2	1.38E+10	3.63E+10	1,121.35	1,100.65	318.47	1,903.53	2.15E+02	5.46E+01	1.06E+02	O.K
SP3	1.39E+10	1.58E+10	1,181.09	1,040.91	882.35	1,339.65	2.15E+02	5.41E+01	6.87E+01	O.K
SP4	2.05E+10	2.17E+10	1,377.90	1,197.10	1,121.18	1,453.82	2.15E+02	1.53E+02	1.57E+02	O.K
SP5	2.05E+10	2.17E+10	1,378.04	1,196.96	1,123.82	1,451.18	2.15E+02	1.50E+02	1.53E+02	O.K
SP6	1.38E+10	3.45E+10	1,136.46	1,087.54	353.94	1,870.06	2.15E+02	9.50E+00	3.48E+01	O.K
SP7	1.39E+10	3.38E+10	1,165.15	1,062.85	371.52	1,856.48	2.15E+02	8.44E+01	1.26E+02	O.K
SP8	1.39E+10	3.38E+10	1,165.15	1,062.85	371.52	1,856.48	2.15E+02	8.44E+01	1.26E+02	O.K
SP9	1.38E+10	3.45E+10	1,136.46	1,087.54	353.94	1,870.06	2.15E+02	9.52E+00	3.48E+01	O.K
SP10	2.05E+10	2.17E+10	1,378.04	1,196.96	1,123.82	1,451.18	2.15E+02	1.50E+02	1.54E+02	O.K
SP11	2.05E+10	2.17E+10	1,377.90	1,197.10	1,121.18	1,453.82	2.15E+02	1.53E+02	1.57E+02	O.K
SP12	1.39E+10	1.58E+10	1,181.09	1,040.91	882.35	1,339.65	2.15E+02	5.42E+01	6.88E+01	O.K
SP13	1.38E+10	3.63E+10	1,121.35	1,100.65	318.47	1,903.53	2.15E+02	5.46E+01	1.06E+02	O.K
SP14	1.38E+10	3.63E+10	1,121.35	1,100.65	318.47	1,903.53	2.15E+02	7.26E+01	1.19E+02	O.K

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$	$I(mm^4)$
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,620.0 × 8	25,920.0	-	-	-	5.67E+09	-
	합 계	34,880.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.73E+09	1.38E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,620.0 × 8	25,920.0	-	-	-	5.67E+09	-
	합 계	34,880.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.73E+09	1.38E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,620.0 × 8	25,920.0	-	-	-	5.67E+09	-
	합 계	34,880.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.73E+09	1.38E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	1,100.0	9.86E+06	1.08E+10	5.85E+07	-
	2 - 1,920.0 × 8	30,720.0	-	-	-	9.44E+09	-
	합 계	39,680.0	1,100.0	9.86E+06	1.08E+10	9.50E+09	2.03E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	1,100.0	9.86E+06	1.08E+10	5.85E+07	-
	2 - 1,920.0 × 8	30,720.0	-	-	-	9.44E+09	-
	합 계	39,680.0	1,100.0	9.86E+06	1.08E+10	9.50E+09	2.03E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,620.0 × 8	25,920.0	-	-	-	5.67E+09	-
	합 계	34,880.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.73E+09	1.38E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,620.0 × 8	25,920.0	-	-	-	5.67E+09	-
	합 계	34,880.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.73E+09	1.38E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,620.0 × 8	25,920.0	-	-	-	5.67E+09	-
	합 계	34,880.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.73E+09	1.38E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,620.0 × 8	25,920.0	-	-	-	5.67E+09	-
	합 계	34,880.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.73E+09	1.38E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	1,100.0	9.86E+06	1.08E+10	5.85E+07	-
	2 - 1,920.0 × 8	30,720.0	-	-	-	9.44E+09	-
	합 계	39,680.0	1,100.0	9.86E+06	1.08E+10	9.50E+09	2.03E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	1,100.0	9.86E+06	1.08E+10	5.85E+07	-
	2 - 1,920.0 × 8	30,720.0	-	-	-	9.44E+09	-
	합 계	39,680.0	1,100.0	9.86E+06	1.08E+10	9.50E+09	2.03E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,620.0 × 8	25,920.0	-	-	-	5.67E+09	-
	합 계	34,880.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.73E+09	1.38E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,620.0 × 8	25,920.0	-	-	-	5.67E+09	-
	합 계	34,880.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.73E+09	1.38E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,620.0 × 8	25,920.0	-	-	-	5.67E+09	-
	합 계	34,880.0	950.0	8.51E+06	8.09E+09	5.73E+09	1.38E+10

- WEB 연결부 관련 검토(우측 WEB)

구 분	BOX 높이(mm)		WEB 두께 (mm)	h_o (mm)	WEB 이음부설계응력(MPa)					
	평균높이	계산높이			f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6
SP1	2,200	2,104	12	1,052	161.25	138.59	123.27	107.94	92.61	77.29
SP2	2,200	2,104	12	1,052	161.25	138.59	123.27	107.94	92.61	77.29
SP3	2,200	2,104	12	1,052	161.25	138.59	123.27	107.94	92.61	77.29
SP4	2,537	2,441	12	1,241	185.00	160.19	145.28	130.36	115.45	100.54
SP5	2,537	2,441	12	1,245	181.72	157.44	142.84	128.25	113.66	99.06
SP6	2,200	2,104	12	1,052	161.25	138.59	123.27	107.94	92.61	77.29
SP7	2,200	2,104	12	1,052	161.25	138.59	123.27	107.94	92.61	77.29
SP8	2,200	2,104	12	1,052	161.25	138.59	123.27	107.94	92.61	77.29
SP9	2,200	2,104	12	1,052	161.25	138.59	123.27	107.94	92.61	77.29
SP10	2,537	2,441	12	1,245	181.75	157.46	142.86	128.27	113.67	99.08
SP11	2,537	2,441	12	1,241	184.97	160.16	145.25	130.34	115.43	100.53
SP12	2,200	2,104	12	1,052	161.25	138.59	123.27	107.94	92.61	77.29
SP13	2,200	2,104	12	1,052	161.25	138.59	123.27	107.94	92.61	77.29
SP14	2,200	2,104	12	1,052	161.25	138.59	123.27	107.94	92.61	77.29

구 분	BOLT 개수(ea)						접합선 직각 방향 BOLT 응력 검토(N/ea)						
	n_t	n_1	n_2	n_3	n_4	n_5	ρ_{sa}	ρ_1	ρ_2	ρ_3	ρ_4	ρ_5	판정
SP1	46	3	3	3	2	2	126,000	88,661	52,371	46,241	60,166	50,971	O.K
SP2	46	3	3	3	2	2	126,000	88,661	52,371	46,241	60,166	50,971	O.K
SP3	46	3	3	3	2	2	126,000	88,661	52,371	46,241	60,166	50,971	O.K
SP4	58	4	4	4	2	2	126,000	86,180	45,819	41,345	73,744	64,799	O.K
SP5	58	4	4	4	2	2	126,000	84,662	45,042	40,665	72,573	63,816	O.K
SP6	46	3	3	3	2	2	126,000	88,661	52,371	46,241	60,166	50,971	O.K
SP7	46	3	3	3	2	2	126,000	88,661	52,371	46,241	60,166	50,971	O.K
SP8	46	3	3	3	2	2	126,000	88,661	52,371	46,241	60,166	50,971	O.K
SP9	46	3	3	3	2	2	126,000	88,661	52,371	46,241	60,166	50,971	O.K
SP10	58	4	4	4	2	2	126,000	84,686	45,048	40,669	72,581	63,825	O.K
SP11	58	4	4	4	2	2	126,000	86,152	45,811	41,339	73,734	64,788	O.K
SP12	46	3	3	3	2	2	126,000	88,661	52,371	46,241	60,166	50,971	O.K
SP13	46	3	3	3	2	2	126,000	88,661	52,371	46,241	60,166	50,971	O.K
SP14	46	3	3	3	2	2	126,000	88,661	52,371	46,241	60,166	50,971	O.K

구 분	BOLT 합성 응력 검토(N/ea)					WEB 강성(mm^4)		WEB 작용력(N·mm)	
	ρ_{sa}	ρ_{p}	ρ_{s}	ρ	판정	I_{sw}'	I_{vw}'	M_{sw}	M_{vw}
SP1	126,000.00	88,661.31	15,009.81	89,922.87	O.K	9.32E+09	2.56E+10	5.99E+08	9.25E+08
SP2	126,000.00	88,661.31	18,129.81	90,495.96	O.K	9.32E+09	2.56E+10	4.18E+08	1.03E+09
SP3	126,000.00	88,661.31	27,947.29	92,961.71	O.K	9.41E+09	1.08E+10	1.93E+08	4.65E+08
SP4	126,000.00	86,179.61	29,031.87	90,938.30	O.K	1.47E+10	1.56E+10	1.15E+09	8.85E+08
SP5	126,000.00	84,662.08	32,993.18	90,863.73	O.K	1.47E+10	1.55E+10	1.13E+09	8.50E+08
SP6	126,000.00	88,661.31	32,619.21	94,471.38	O.K	9.32E+09	2.43E+10	3.33E+07	4.94E+08
SP7	126,000.00	88,661.31	17,861.18	90,442.52	O.K	9.35E+09	2.38E+10	6.63E+08	9.37E+08
SP8	126,000.00	88,661.31	17,859.66	90,442.22	O.K	9.35E+09	2.38E+10	6.63E+08	9.37E+08
SP9	126,000.00	88,661.31	32,627.34	94,474.19	O.K	9.32E+09	2.43E+10	3.35E+07	4.95E+08
SP10	126,000.00	84,685.96	33,009.65	90,891.97	O.K	1.47E+10	1.55E+10	1.13E+09	8.50E+08
SP11	126,000.00	86,151.56	28,997.25	90,900.67	O.K	1.47E+10	1.56E+10	1.15E+09	8.85E+08
SP12	126,000.00	88,661.31	27,948.79	92,962.16	O.K	9.41E+09	1.08E+10	1.93E+08	4.66E+08
SP13	126,000.00	88,661.31	18,133.08	90,496.61	O.K	9.32E+09	2.56E+10	4.18E+08	1.03E+09
SP14	126,000.00	88,661.31	15,019.89	89,924.55	O.K	9.32E+09	2.56E+10	5.99E+08	9.25E+08

구 분	WEB 이음판 강성(mm^4)		합성전 이음판까지 거리(mm)		합성후 이음판까지 거리(mm)		이음판 상하연 응력검토(MPa)			
	I_{sw}	I_{vw}	y_{su}	y_{sl}	$y_{su,v}$	$y_{sl,v}$	f_{sa}	f_{u}	f_{l}	판정
SP1	1.03E+10	3.08E+10	1,121.35	1,100.65	318.47	1,903.53	2.15E+02	7.45E+01	1.21E+02	O.K
SP2	1.03E+10	3.08E+10	1,121.35	1,100.65	318.47	1,903.53	2.15E+02	5.59E+01	1.08E+02	O.K
SP3	1.05E+10	1.22E+10	1,181.09	1,040.91	882.35	1,339.65	2.15E+02	5.55E+01	7.04E+01	O.K
SP4	1.60E+10	1.71E+10	1,377.90	1,197.10	1,121.18	1,453.82	2.15E+02	1.57E+02	1.61E+02	O.K
SP5	1.60E+10	1.70E+10	1,378.04	1,196.96	1,123.82	1,451.18	2.15E+02	1.54E+02	1.57E+02	O.K
SP6	1.04E+10	2.91E+10	1,136.46	1,087.54	353.94	1,870.06	2.15E+02	9.66E+00	3.52E+01	O.K
SP7	1.04E+10	2.85E+10	1,165.15	1,062.85	371.52	1,856.48	2.15E+02	8.65E+01	1.29E+02	O.K
SP8	1.04E+10	2.85E+10	1,165.15	1,062.85	371.52	1,856.48	2.15E+02	8.65E+01	1.29E+02	O.K
SP9	1.04E+10	2.91E+10	1,136.46	1,087.54	353.94	1,870.06	2.15E+02	9.69E+00	3.53E+01	O.K
SP10	1.60E+10	1.70E+10	1,378.04	1,196.96	1,123.82	1,451.18	2.15E+02	1.54E+02	1.57E+02	O.K
SP11	1.60E+10	1.71E+10	1,377.90	1,197.10	1,121.18	1,453.82	2.15E+02	1.57E+02	1.61E+02	O.K
SP12	1.05E+10	1.22E+10	1,181.09	1,040.91	882.35	1,339.65	2.15E+02	5.55E+01	7.05E+01	O.K
SP13	1.03E+10	3.08E+10	1,121.35	1,100.65	318.47	1,903.53	2.15E+02	5.59E+01	1.08E+02	O.K
SP14	1.03E+10	3.08E+10	1,121.35	1,100.65	318.47	1,903.53	2.15E+02	7.45E+01	1.21E+02	O.K

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$	$I(mm^4)$
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,420.0 × 8	22,720.0	-	-	-	3.82E+09	-
	합 계	31,680.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	3.88E+09	1.03E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,420.0 × 8	22,720.0	-	-	-	3.82E+09	-
	합 계	31,680.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	3.88E+09	1.03E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,420.0 × 8	22,720.0	-	-	-	3.82E+09	-
	합 계	31,680.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	3.88E+09	1.03E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	1,000.0	8.96E+06	8.96E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,720.0 × 8	27,520.0	-	-	-	6.78E+09	-
	합 계	36,480.0	1,000.0	8.96E+06	8.96E+09	6.84E+09	1.58E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	1,000.0	8.96E+06	8.96E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,720.0 × 8	27,520.0	-	-	-	6.78E+09	-
	합 계	36,480.0	1,000.0	8.96E+06	8.96E+09	6.84E+09	1.58E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,420.0 × 8	22,720.0	-	-	-	3.82E+09	-
	합 계	31,680.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	3.88E+09	1.03E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,420.0 × 8	22,720.0	-	-	-	3.82E+09	-
	합 계	31,680.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	3.88E+09	1.03E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,420.0 × 8	22,720.0	-	-	-	3.82E+09	-
	합 계	31,680.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	3.88E+09	1.03E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,420.0 × 8	22,720.0	-	-	-	3.82E+09	-
	합 계	31,680.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	3.88E+09	1.03E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	1,000.0	8.96E+06	8.96E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,720.0 × 8	27,520.0	-	-	-	6.78E+09	-
	합 계	36,480.0	1,000.0	8.96E+06	8.96E+09	6.84E+09	1.58E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	1,000.0	8.96E+06	8.96E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,720.0 × 8	27,520.0	-	-	-	6.78E+09	-
	합 계	36,480.0	1,000.0	8.96E+06	8.96E+09	6.84E+09	1.58E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,420.0 × 8	22,720.0	-	-	-	3.82E+09	-
	합 계	31,680.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	3.88E+09	1.03E+10
SP1	4 - 280.0 × 8	8,960.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	5.85E+07	-
	2 - 1,420.0 × 8	22,720.0	-	-	-	3.82E+09	-
	합 계	31,680.0	850.0	7.62E+06	6.47E+09	3.88E+09	1.03E+10

5.2 용접부의 검토

주요부재의 응력을 전단하는 필릿용접의 치수는 최소치수 이상, 용접부의 얇은 쪽 모재 두께 미만으로 한다.

(☞ 도.설 2010, 3.5.2.4)

$t_1 > S \geq 6mm \ (t_2 \leq 20mm)$

$t_1 > S \geq 8mm \ (t_2 > 20mm)$

t_1 : 얇은 쪽의 모재의 두께(mm)

t_2 : 두꺼운 쪽의 모재의 두께(mm)

S : 치수(mm)

1) Bieup F.L와 Bieup Web의 용접부 검토

(1) 필릿용접 치수 검토

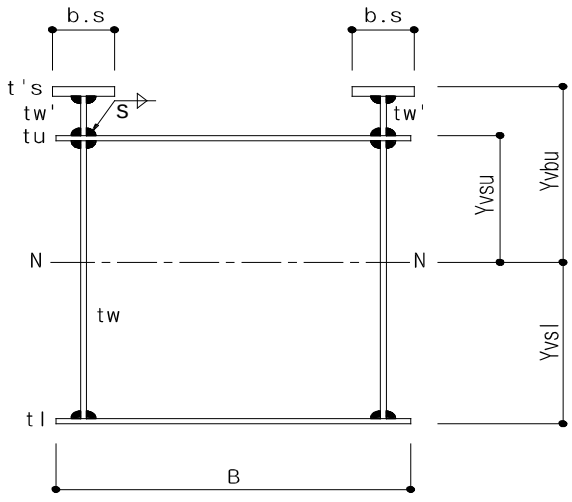
t_u : 상부 플랜지 두께 t_l : 하부 플랜지 두께 t_w : 복부판 두께 (단위 : mm)

구 분	모재의 사용두께			Bieup F.L와 Bieup Web				상부플랜지와 Bieup Web				비 고
	t_s	t_u	t_w'	S_{min}	S_{max}	S_{use}	판정	S_{min}	S_{max}	S_{use}	판정	
단면 - 1	0.0	10.0	0.0									
단면 - 2	0.0	10.0	0.0									
단면 - 3	0.0	10.0	0.0									
단면 - 4	0.0	18.0	0.0									
단면 - 5	0.0	18.0	0.0									
단면 - 6	34.0	18.0	12.0	8.0	12.0	8.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 7	0.0	12.0	0.0									
단면 - 8	0.0	12.0	0.0									
단면 - 9	0.0	12.0	0.0									

(2) 용접부의 응력 검토

용접부에 작용하는 전단응력 (용접강도로교 표준시방서 P26)

$\upsilon = (V \cdot Q) / (I_v \cdot \sum a) < \upsilon_a$



여기서,

υ : 전단 응력 (MPa)

υ_a : 허용전단 응력 (MPa) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

V : 총 작용 전단력 (N)

Q : 용접선 외측 플랜지의 총단면의 중립축에 관한 단면1차모멘트(mm^3)

$Q = A(mm^2) \cdot y(mm)$

$(y = y_{su,v(l)} - t_{u(l)}/2)$

I_v : 총단면의 중립축에 관한 단면2차모멘트(mm^4)

$\sum a$: 필릿 용접의 목두께의 합(mm)

$\sum a = 4EA \times s / \sqrt{(2)}$

s : 필릿 용접 치수 (mm)

▪ 응력 검토 결과

① Bieup F.L와 Bieup Web

구 분	V_{max} kN	t_s mm	bs mm	A mm^2	Yvbu mm	Q mm^3	I_v mm^4	s mm	∑a mm	υ MPa	$υ_a$ MPa	비고
단면-1	2,027.3											
단면-2	1,763.3											
단면-3	1,826.5											
단면-4	2,166.7											
단면-5	2,798.1											
단면-6	3,189.0	34	400.0	13,600.0	1,424	1.91E+07	4.37E+11	8	23	6.2	125.0	O.K
단면-7	3,646.8											
단면-8	2,378.0											
단면-9	1,887.1											

② 상부플랜지와 Bieup Web

구 분	V_{max} kN	t_u mm	B mm	A mm^2	Yvsu mm	Q mm^3	I_v mm^4	s mm	∑a mm	υ MPa	$υ_a$ MPa	비고
단면-1	2,027.3											
단면-2	1,763.3											
단면-3	1,826.5											
단면-4	2,166.7											
단면-5	2,798.1											
단면-6	3,189.0	18	2,240.0	40,320.0	1,222	4.89E+07	4.37E+11	6	17	21.1	125.0	O.K
단면-7	3,646.8											
단면-8	2,378.0											
단면-9	1,887.1											

2) 플랜지와 복부판의 용접부 검토

(1) 필릿용접 치수 검토

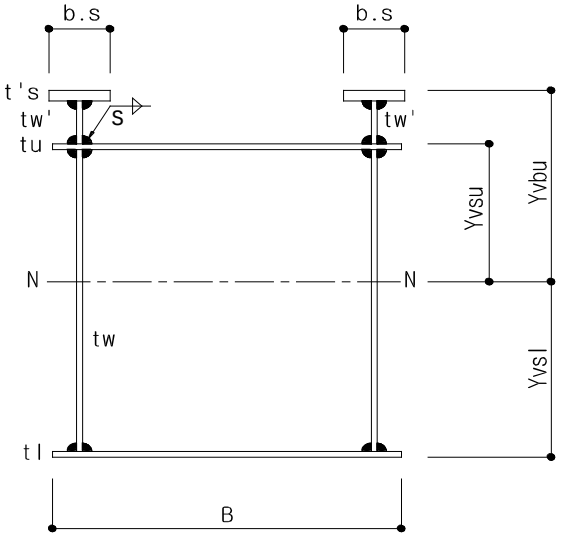
t_u : 상부 플랜지 두께　　t_l : 하부 플랜지 두께　　t_w : 복부판 두께　　(단위 : mm)

구 분	모재의 사용두께			상부 플랜지와 복부판				하부 플랜지와 복부판				비 고
	t_u	t_l	t_w	S_{min}	S_{max}	S_{use}	판정	S_{min}	S_{max}	S_{use}	판정	
단면 - 1	10.0	12.0	12.0	6.0	10.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 2	10.0	12.0	12.0	6.0	10.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 3	10.0	12.0	12.0	6.0	10.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 4	18.0	20.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 5	18.0	20.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 6	18.0	28.0	14.0	6.0	14.0	6.0	O.K	8.0	14.0	8.0	O.K	
단면 - 7	12.0	12.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 8	12.0	12.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 9	12.0	16.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	

(2) 용접부의 응력 검토

용접부에 작용하는 전단응력 (용접강도로교 표준시방서 P26)

$$\upsilon = (V \cdot Q) / (I_v \cdot \sum a) \quad < \quad \upsilon_a$$



여기서,

υ : 전단 응력 (MPa)

υ_a : 허용전단 응력 (MPa) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

V : 총 작용 전단력 (N)

Q : 용접선 외측 플랜지의 총단면의 중립축에 관한 단면1차모멘트(mm^3)

$Q = A(mm^2) \cdot y(mm)$

$(y = y_{su,v(l)} - t_{u(l)}/2)$

I_v : 총단면의 중립축에 관한 단면2차모멘트(mm^4)

$\sum a$: 필릿 용접의 목두께의 합(mm)

$\sum a = 4EA \times s / \sqrt{(2)}$

s : 필릿 용접 치수 (mm)

▪ 응력 검토 결과

① 상부 플랜지와 복부판

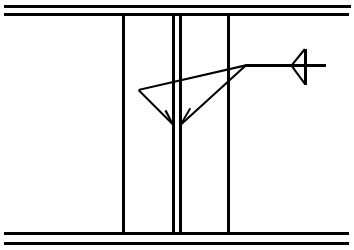
구 분	V_{max} kN	t_u mm	B mm	A mm^2	$y_{su,v}$ mm	Q mm^3	I_v mm^4	s mm	$\sum a$ mm	υ MPa	υ_a MPa	비고
단면-1	2,129.6	10	2,640.0	26,400.0	68	1.67E+06	2.29E+11	6	17	0.9	125.0	O.K
단면-2	1,856.1	10	2,640.0	26,400.0	318	8.28E+06	2.27E+11	6	17	4.0	125.0	O.K
단면-3	2,197.6	10	2,640.0	26,400.0	358	9.33E+06	2.51E+11	6	17	4.8	125.0	O.K
단면-4	2,828.0	18	2,640.0	47,520.0	979	4.61E+07	2.26E+11	6	17	34.0	125.0	O.K
단면-5	3,109.3	18	2,640.0	47,520.0	1,100	5.18E+07	2.68E+11	6	17	35.5	125.0	O.K
단면-6	3,567.1	18	2,640.0	47,520.0	1,222	5.77E+07	4.37E+11	6	17	27.8	125.0	O.K
단면-7	2,399.9	12	2,640.0	31,680.0	354	1.10E+07	2.51E+11	6	17	6.2	125.0	O.K
단면-8	1,900.6	12	2,640.0	31,680.0	315	9.77E+06	2.27E+11	6	17	4.8	125.0	O.K
단면-9	1,188.8	12	2,640.0	31,680.0	372	1.16E+07	2.65E+11	6	17	3.1	125.0	O.K

② 하부 플랜지와 복부판

구 분	V_{max} kN	t_l mm	B mm	A mm^2	$y_{sl,v}$ mm	Q mm^3	I_v mm^4	s mm	$\sum a$ mm	υ MPa	υ_a MPa	비고
단면-1	2,129.6	12	2,640.0	31,680.0	1,954	6.17E+07	2.29E+11	6	17	33.8	125.0	O.K
단면-2	1,856.1	12	2,640.0	31,680.0	1,904	6.01E+07	2.27E+11	6	17	29.0	125.0	O.K
단면-3	2,197.6	12	2,640.0	31,680.0	1,864	5.88E+07	2.51E+11	6	17	30.3	125.0	O.K
단면-4	2,828.0	20	2,640.0	52,800.0	1,313	6.88E+07	2.26E+11	6	17	50.8	125.0	O.K
단면-5	3,109.3	20	2,640.0	52,800.0	1,432	7.51E+07	2.68E+11	6	17	51.4	125.0	O.K
단면-6	3,567.1	28	2,640.0	73,920.0	1,624	1.19E+08	4.37E+11	8	23	43.0	125.0	O.K
단면-7	2,399.9	12	2,640.0	31,680.0	1,870	5.91E+07	2.51E+11	6	17	33.2	125.0	O.K
단면-8	1,900.6	12	2,640.0	31,680.0	1,909	6.03E+07	2.27E+11	6	17	29.7	125.0	O.K
단면-9	1,188.8	16	2,640.0	42,240.0	1,856	7.81E+07	2.65E+11	6	17	20.6	125.0	O.K

2) 지점부 보강재 용접부 검토

(1) 교 대 부



R_{max} = 2,462.110 kN

필릿용접 치수 s = 6.0 mm

사용 보강재 4 PL - 240 × 20 × 2,000

용접 목 두께 a = s / √2 = 4.24 mm

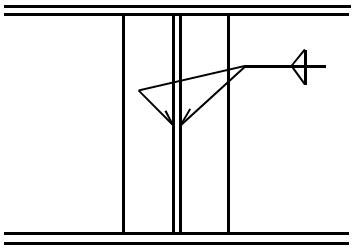
전단 응력

$\upsilon = P/(\Sigma a \cdot l)$

= 2,462.1 / 8 ea × 4.24 × 2,000

= **36.270** MPa ≤ υ_a = 125 MPa ····· O.K !!

(2) 교 각 부



R_{max} = 7,090.450 kN

필릿용접 치수 s = 8.0 mm

사용 보강재 6 PL - 240 × 20 × 2,800

용접 목 두께 a = s / √2 = 5.66 mm

전단 응력

$\upsilon = P/(\Sigma a \cdot l)$

= 7,090.5 / 12 ea × 5.66 × 2,800

= **37.304** MPa ≤ υ_a = 125 MPa ····· O.K !!

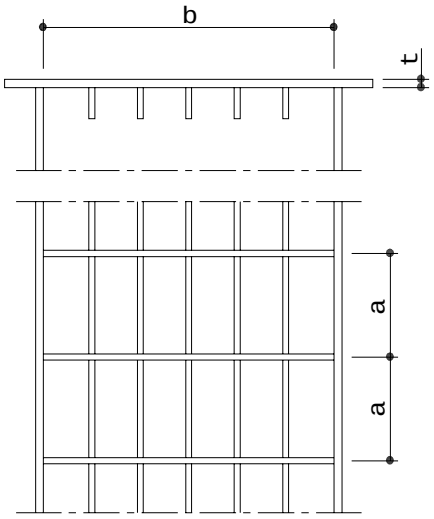
6. 보강재의 설계

6.1 보강재의 설계

6.1.1 플랜지 보강재

(1) 종방향 리브의 설계 (SM520 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.4)

[단 면 - 1] : 절점 2 로 부터 이격거리 1.947 m



종방향 보강재에 의해 구분되는 Pannel의 수	:	n =	6	
횡방향 보강재의 간격	:	a =	1,250	mm
플랜지의 고정연 사이의 거리	:	b =	2,400	mm
플랜지의 두께	:	t =	10	mm
사용 리브의 폭	:	b_{vr} =	120	mm

리브의 최소두께 : $b_{vr}/16 = 120 / 16 = 7.50$ mm ≤ $t_{vr} = 12$ mm 사용 ····· O.K !!

리브1개의 사용단면적 : $A_{l(use)} = b_{vr} \times t_{vr} = 12.0 \times 120.0 = 1{,}440.0$ mm²

리브1개의 단면2차모멘트 : $I_{l(use)} = t_{vr} \cdot b_{vr}^3/3 = 12 \times 120^3 / 3 = 6.912E+06$ mm⁴

종방향 리브1개의 강비 : $r_l = (I_l/b \cdot t^3)/10.92 = 6{,}912{,}000/(2{,}400 \times 10^3 / 10.92) = 31.450$

보강판의 형상비 : $\alpha = a / b = 1{,}250 / 2{,}400 = 0.521$

한계 형상비 : $\alpha_o = \sqrt[4]{1+n r_l} = \sqrt[4]{(1+6 \times 31.450)} = 3.711$

종방향 리브1개의 단면적비 : $\delta_l = A_l / b \cdot t = 1{,}440 / (2{,}400 \times 10) = 0.060$

응력 구배 계수 : $i = 0.65 (\phi/n)^2 + 0.13 (\phi/n) + 1.0$ (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$= 0.65 \cdot (0.0/6)^2 + 0.13 \cdot (0.0/6) + 1.0 = 1.000$

$\because \phi = (f_1 - f_2) / f_1 \fallingdotseq 0$

여기서, f_1, f_2 : 각각 보강된 판의 양연응력으로서 $f_1 \geq f_2$ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다.

보강되는 판의 두께 : $t_o = b / 23 i \cdot n = 2{,}400 / (23 \times 1.000 \times 6) = 17.391$

▪ 종방향 보강재의 소요강비 (☞ 도.설.해 3.4.2.4)

$\alpha \leq \alpha o$이며 $t < to$이므로

$r^*_l = 4\alpha^2 n (1+n\delta l) - (\alpha^2+1)^2 / n$

$= 8.585$

$I_{l(req)} = b \cdot t^3 \cdot r^*_l / 10.92 = 1.887E+06$ mm⁴ ≤ $I_{l(use)} = 6.912E+06$ mm⁴ ····· O.K !!

$A_{l(req)} = b \cdot t / 10 \cdot n = 400.0$ mm² ≤ $A_{l(use)} = 1{,}440.0$ mm⁴ ····· O.K !!

▪ 종방향 보강재의 압축응력 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.2)

b_{vr} / 10.5 = 11.4 ≤ t_{vr} = 12.0

⇒f_{ca} = 215.0 MPa ≥ f_c = 84.7 MPa ····· O.K !!

b_{vr} / 16.0 = 7.5 < t_{vr} = 12.0 > b_{vr} / 10.5 = 11.4

⇒f_{ca} = 24,000 $(t_{vr}/b_{vr})^2$ = 240.0 MPa ≥ f_c = 84.7 MPa ····· O.K !!

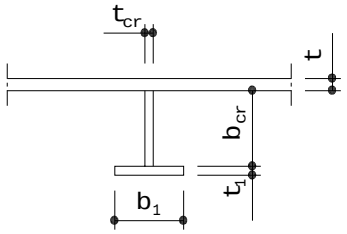
(2) 횡방향 리브의 설계 (SM400 사용)

횡방향 리브의 폭 : b_{cr} = 250 mm

횡방향 리브의 두께 : t_{cr} = 10 mm

횡방향 리브 보강재 폭 : b_1 = 120 mm

횡방향 리브 보강재 두께 : t_1 = 10 mm



리브의 필요단면2차 모멘트

$I_{t(req)} = b \cdot t^3 / 10.92 \cdot \{(1 + n \cdot r^*_1)/4\alpha^3\}$ = 2.042E+07 mm⁴

사용 리브의 단면2차 모멘트

$I_{t(use)} = t_{cr} \cdot b_{cr}^3/3 + b_1 \cdot t_1^3/12 + A_1 \cdot y^2$

= 10×250³ / 3 + 120×10³ / 12 + 1,200×255² = 1.301E+08 mm⁴ ≥ $I_{t(req)}$ ····· O.K !!

6.1.2 WEB 보강재

(1) 수직 보강재의 설계 (SM400 사용)

수평 보강재 사용 단수 : n = 1

복부판의 연섬유 압축응력 : f = 84.7 MPa

복부판의 전단응력 : υ = 51.2 MPa

사용 수직 보강재의 폭 : b_{vs} = 150.0 mm b_{vs2} = 0.0 mm

사용 수직 보강재의 두께 : t_{vs} = 12.0 mm t_{vs2} = 0.0 mm

사용 수직 보강재의 간격 : a = 1,250.0 mm

상·하 양 플랜지의 순간격 : b = 2,000.0 mm

복부판의 두께 : t = 12.0 mm

▪ 수직 보강재 간격 검토 (☞ 도.설.해 3.8.5.1)

a / b = 1,250.0 / 2,000.0 = 0.625 ≤ 1.500 ····· O.K !!

- 수평 보강재 1단을 사용할 경우

a / b > 0.80 $[b/100 \cdot t]^4[\{f/950\}^2+\{\upsilon/(127+61(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b ≤ 0.80 $[b/100 \cdot t]^4[\{f/950\}^2+\{\upsilon/(95+81(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b ≤ 0.80 이므로 ⇒ 0.282 ≤ 1 ····· O.K !!

▪ 수직 보강재의 강도검토 (☞ 도.설.해 3.8.5.2)

- 필요 강도

$I_{(req)} = b \cdot t^3 \cdot r / 10.92$ = 2,000.0 × 12.0³ × 20.480 / 10.92 = 6.482E+06 mm⁴

- 수직 보강재의 소요강비

$r = 8.0[b/a]^2$ = 8.0 × (2,000.0 / 1,250.0)² = 20.480

- 사용 강도

$I_{(use)}$ = ⅓ × 12.0 × 150.0³ + 0.0 × 0.0³ / 12 + 0.0 × 150.0² = 1.350E+07 mm⁴

$I_{(use)}$ = 1.350E+07 mm⁴ ≥ $I_{(req)}$ = 6.482E+06 mm⁴ ····· O.K !!

▪ 수직보강재 최소 폭 및 두께 검토 (☞ 도.설.해 3.8.5.2)

$b_{vs(req)}$ = 2,000.0 / 30 + 50mm = 116.667 mm ≤ $b_{vs(use)}$ = 150.000 mm ····· O.K !!

$t_{vs(req)}$ = 150.0 / 13 = 11.538 mm ≤ $t_{vs(use)}$ = 12.000 mm ····· O.K !!

(2) 수평보강재의 설계 (SM520 사용) (☞ 도.설.해 3.8.6.2)

사용 수직 보강재의 간격 : a = 1,250.0 mm

상·하 양 플랜지의 순간격 : b = 2,000.0 mm

복부판의 두께 : t = 12.0 mm

사용 수평 보강재의 폭 : b_{hs} = 130.0 mm

사용 수평 보강재의 두께 : t_{hs} = 10.0 mm ≥ $t_{m\ in}$ = b / 16 = 8.125 mm ····· O.K !!

▪ 수평 보강재의 강도검토

- 필요 강도

$I_{(req)} = b \cdot t^3 \cdot r / 10.92$ = 2,000.0 × 12.0³ × 18.750 / 10.92 = 5.934E+06 mm⁴

- 수평 보강재의 소요강비

r = 30.0[a/b] = 30.0 × (1,250.0 / 2,000.0) = 18.750

- 사용 강도

$I_{(use)}$ = ⅓ × 10.0 × 130.0³ × 1ea = 7.323E+06 mm⁴

$I_{(use)}$ = 7.323E+06 mm⁴ ≥ $I_{(req)}$ = 5.934E+06 mm⁴ ····· O.K !!

▪ 수평보강재의 설치위치 (☞ 도.설.해 3.8.6.1)

수평보강재 1단을 사용할 경우에는 0.2b 부근에 배치한다.

압축측 플랜지로 부터 0.2b = 0.2 × 2,000 = 400.0mm

종방향 리브의 설계

구분	n	a	b	t	b_{vr}	최소두께(t_{vr})			단 면 적(A_l)			i	t_o	절점
						필요	사용	판정	필요	사용	판정			
단면-1	6	1,250	2,400	10	120	8	12	O.K	400	1,440	O.K	1.000	17.391	2
단면-2	6	1,250	2,400	10	120	8	12	O.K	400	1,440	O.K	1.000	17.391	31
단면-3	6	1,250	2,400	10	120	8	12	O.K	400	1,440	O.K	1.000	17.391	30
단면-4	6	1,250	2,400	20	150	9	14	O.K	800	2,100	O.K	1.000	17.391	27
단면-5	6	1,250	2,400	20	150	9	14	O.K	800	2,100	O.K	1.000	17.391	26
단면-6	6	1,250	2,400	28	150	9	14	O.K	1,120	2,100	O.K	1.000	17.391	11
단면-7	6	1,250	2,400	12	120	8	12	O.K	480	1,440	O.K	1.000	17.391	21
단면-8	6	1,250	2,400	12	120	8	12	O.K	480	1,440	O.K	1.000	17.391	20
단면-9	6	1,250	2,400	12	120	8	12	O.K	480	1,440	O.K	1.000	17.391	18

구분	r_l	α	α_o	δ_l	r^*_l	강 성(I_l)			응 력(f)			절점
						필 요	사 용	판정	작용	허용	판정	
단면-1	31.450	0.521	3.711	0.060	8.585	1.89E+06	6.91E+06	O.K	65.1	215.0	O.K	2
단면-2	31.450	0.521	3.711	0.060	8.585	1.89E+06	6.91E+06	O.K	108.6	215.0	O.K	31
단면-3	31.450	0.521	3.711	0.060	8.585	1.89E+06	6.91E+06	O.K	79.1	215.0	O.K	30
단면-4	8.958	0.521	2.720	0.044	5.946	1.05E+07	1.58E+07	O.K	136.5	209.1	O.K	27
단면-5	8.958	0.521	2.720	0.044	5.946	1.05E+07	1.58E+07	O.K	179.7	209.1	O.K	26
단면-6	3.265	0.521	2.130	0.031	2.713	1.31E+07	1.58E+07	O.K	169.8	209.1	O.K	11
단면-7	18.200	0.521	3.240	0.050	8.194	3.11E+06	6.91E+06	O.K	59.1	215.0	O.K	21
단면-8	18.200	0.521	3.240	0.050	8.194	3.11E+06	6.91E+06	O.K	100.8	215.0	O.K	20
단면-9	18.200	0.521	3.240	0.050	8.194	3.11E+06	6.91E+06	O.K	116.4	215.0	O.K	18

횡방향 리브의 설계

구분	n	b	t	α	r^*_l	b_{cr}	t_{cr}	b_1	t_1	강 성(I_t)			절점
										필 요	사 용	판 정	
단면-1	6	2,400	10	0.521	8.585	250	10	120	10	2.04E+07	1.30E+08	O.K	2
단면-2	6	2,400	10	0.521	8.585	350	12	200	16	2.04E+07	5.82E+08	O.K	31
단면-3	6	2,400	10	0.521	8.585	250	10	120	10	2.04E+07	1.30E+08	O.K	30
단면-4	6	2,400	20	0.521	5.946	250	10	120	10	1.14E+08	1.30E+08	O.K	27
단면-5	6	2,400	20	0.521	5.946	300	12	120	10	1.14E+08	2.20E+08	O.K	26
단면-6	6	2,400	28	0.521	2.713	300	12	120	10	1.48E+08	2.20E+08	O.K	11
단면-7	6	2,400	12	0.521	8.194	250	10	120	10	3.37E+07	1.30E+08	O.K	21
단면-8	6	2,400	12	0.521	8.194	350	12	200	16	3.37E+07	5.82E+08	O.K	20
단면-9	6	2,400	12	0.521	8.194	250	10	120	10	3.37E+07	1.30E+08	O.K	18

수직보강재의 설계

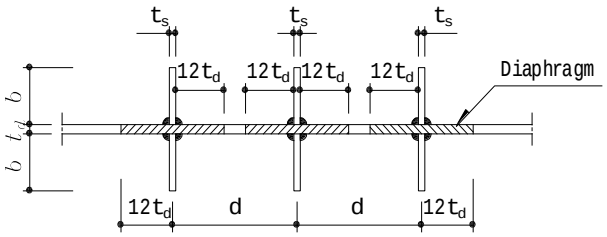
구분	n	f	U	a	b	t	최소폭검토(b_{vs})			최소두께검토(t_{vs})			b_{vs2}	t_{vs2}	절점
							필요	사용	판정	필요	사용	판정			
단면-1	1	65.1	51.2	1,250	2,145	12	121.5	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	2
단면-2	1	108.6	15.4	1,250	2,200	12	123.3	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	31
단면-3	1	79.1	32.4	1,250	2,200	12	123.3	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	30
단면-4	2	136.5	61.0	1,250	2,224	12	124.1	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	27
단면-5	2	179.7	58.4	1,250	2,416	12	130.5	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	26
단면-6	2	169.8	54.3	1,250	2,800	14	143.3	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	11
단면-7	1	59.1	51.6	1,250	2,200	12	123.3	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	21
단면-8	1	100.8	33.0	1,250	2,200	12	123.3	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	20
단면-9	1	116.4	15.5	1,250	2,200	12	123.3	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	18

구분	간격비 검토(a/b)			간격 검토			r	강 성(I)			절점
	필요	사용	판정	필요	사용	판정		필 요	사 용	판 정	
단면-1	1.500	0.583	O.K	1.000	0.288	O.K	23.557	7.996E+06	1.350E+07	O.K	2
단면-2	1.500	0.568	O.K	1.000	0.170	O.K	24.781	8.627E+06	1.350E+07	O.K	31
단면-3	1.500	0.568	O.K	1.000	0.178	O.K	24.781	8.627E+06	1.350E+07	O.K	30
단면-4	1.500	0.562	O.K	1.000	0.290	O.K	25.323	8.912E+06	4.267E+07	O.K	27
단면-5	1.500	0.517	O.K	1.000	0.330	O.K	29.878	1.142E+07	4.267E+07	O.K	26
단면-6	1.500	0.446	O.K	1.000	0.200	O.K	40.140	2.824E+07	4.267E+07	O.K	11
단면-7	1.500	0.568	O.K	1.000	0.295	O.K	24.781	8.627E+06	1.350E+07	O.K	21
단면-8	1.500	0.568	O.K	1.000	0.230	O.K	24.781	8.627E+06	1.350E+07	O.K	20
단면-9	1.500	0.568	O.K	1.000	0.192	O.K	24.781	8.627E+06	1.350E+07	O.K	18

수평보강재의 설계

구분	a	b	t	n	b_{hs}	최소두께검토(t_{hs})			r	강 성(I)			절점
						필요	사용	판정		필 요	사 용	판정	
단면-1	1,250	2,000	12	1	130	8.1	10	O.K	18.750	5.934E+06	7.323E+06	O.K	2
단면-2	1,250	2,200	12	1	130	8.1	10	O.K	17.045	5.934E+06	7.323E+06	O.K	31
단면-3	1,250	2,200	12	1	130	8.1	10	O.K	17.045	5.934E+06	7.323E+06	O.K	30
단면-4	1,250	2,254	12	2	130	8.1	10	O.K	16.638	5.934E+06	1.465E+07	O.K	27
단면-5	1,250	2,494	12	2	130	8.1	10	O.K	15.038	5.934E+06	1.465E+07	O.K	26
단면-6	1,250	2,800	14	2	130	8.1	10	O.K	13.393	9.423E+06	1.465E+07	O.K	11
단면-7	1,250	2,200	12	1	130	8.1	10	O.K	17.045	5.934E+06	7.323E+06	O.K	21
단면-8	1,250	2,200	12	1	130	8.1	10	O.K	17.045	5.934E+06	7.323E+06	O.K	20
단면-9	1,250	2,200	12	1	130	8.1	10	O.K	17.045	5.934E+06	7.323E+06	O.K	18

6.2 지점부 보강재 (교각부)



사용 강종 : (SM520B 사용)

최대 지점반력 : R_{max} = 6,164.7 kN (절점 107 사용)

▪ 지점부 보강재 제원 (단위 : mm)

폭 (b)	길이 (l)	두 께 (t_s)			Diaphragm 두께 (t_d)	설치 간격 (d)	사용 열수 (n)	각도 (α)	계산 각도 (Θ)	단면 유효폭 (B_e)
		필 요	사용	판정						
240.0	2,800.0	b / 16 = 15.0	20.0	O.K	26.0	200.0	3ea	90.0 °	0.0 °	1,024.0

(☞ 도.설 3.4.2.2, 3.8.7.2)

보강재 단면적 : A_s = 240.0 × 20 × 6 = 28,800.0 mm^2

유효 단면적 : A_e = 28,800.0 + 1,024.0 × 26.0 = 55,424.0 mm^2 > $1.7 \cdot A_s$ = 48,960.0 mm^2

∴ A_e = 48,960.0 mm^2 (☞ 도.설 3.8.7.1)

Diaphragm 중심선 둘레의 단면2차 모멘트

$I = B_e \cdot t_d^3/12 + [t_s \cdot b/12 \times \{(b \cdot \cos\Theta)^2 + (t_s \cdot \sin\Theta)^2\} + t_s \cdot b \times (b/2 \cdot \cos\Theta + t_d/2)^2] \times 2 \cdot n$

= 1,024.0×26.0³ / 12 + [20.0×240.0/12×{ (240.0×COS 0.0)² +(20.0×SIN 0.0)² }

+ 20.0×240.0×(240.0/2×COS 0.0+26.0/2)²]×2×3.0 = 6.492E+08 mm^4

단면2차 반경

$r = \sqrt{(I / A_e)}$ = √(649,183,018.7 / 48,960.0) = 115.150 mm

유효 좌굴 길이

$l_e = l / 2$ = 2,800.0 / 2 = 1,400.0 mm

허용 축방향 압축응력

l_e / r = 12.158 ≤ 15.1 (☞ 도.설 3.3.2.1)

⇒f_{cag} = 215.0 MPa : 국부좌굴 미 고려시

15.1 ≥ l_e / r = 12.158 ≤ 75.5

⇒f_{cag} = 215.0 - 1.6 (l_e / r - 15.1) = 219.6 MPa : 국부좌굴 미 고려시

75.5 ≥ l_e / r = 12.158

⇒f_{cag} = 1.20E+06 / { 4,400.0 + (l_e / r)²} = 263.863 : 국부좌굴 미 고려시

b / 10.5 = 22.9 ≥ t_s = 20.0 (☞ 도.설 3.4.2.2)

⇒f_{cal} = 215.0 MPa : 자유 돌출판 국부좌굴 고려시

b / 16.0 = 15.0 < t_s = 20.0 ≤ b / 10.5 = 22.9

⇒f_{cal} = 24,000 $(t_s/b)^2$ = 166.7 MPa : 자유 돌출판 국부좌굴 고려시

⇒f_{cao} = 215.0 MPa : 허용축방향 압축응력의 상한값

∴ $f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$ = 215.0 × 166.7 / 215.0 = 166.7 MPa (허용 축방향 압축응력)

$f_c = R_{max} / A_e$ = 6,164.7 / 48,960.0 = 125.9 MPa ≤ f_{ca} ····· O.K !!

[G - 1] (SM520B 사용)

지점	b (mm)	l (mm)	t_s (mm)			t_d (mm)	d (m)	n (ea)	α	Θ	B_e (mm)
			필요	사용	판정						
A1	240.0	2,000.0	15.0	20.0	O.K	16.0	400.0	2	90.2 °	0.2 °	768.0
P1	240.0	2,800.0	15.0	20.0	O.K	26.0	200.0	3	90.0 °	0.0 °	1,024.0
P2	240.0	2,800.0	15.0	20.0	O.K	26.0	200.0	3	90.0 °	0.0 °	1,024.0
A2	240.0	2,000.0	15.0	20.0	O.K	16.0	400.0	2	89.8 °	0.2 °	768.0

지점	A_s (mm^2)	A_e(mm^2)			I (mm^4)	r (mm)	l_e (mm)	f_{cag} (MPa)	f_{cal} (MPa)	f_{cao} (MPa)
		계산값	상한값	적용값						
A1	19,200.0	31,488.0	32,640.0	31,488.0	4.070E+08	113.7	1,000.0	215.0	166.7	215.0
P1	28,800.0	55,424.0	48,960.0	48,960.0	6.492E+08	115.1	1,400.0	215.0	166.7	215.0
P2	28,800.0	55,424.0	48,960.0	48,960.0	6.492E+08	115.1	1,400.0	215.0	166.7	215.0
A2	19,200.0	31,488.0	32,640.0	31,488.0	4.070E+08	113.7	1,000.0	215.0	166.7	215.0

지점	절점	R_{max} (kN)	허용 축방향 압축응력(MPa)		
			작용	허용	판정
A1	1	2,461.6	78.2	166.7	O.K
P1	11	6,164.7	125.9	166.7	O.K
P2	25	6,164.4	125.9	166.7	O.K
A2	35	2,462.1	78.2	166.7	O.K

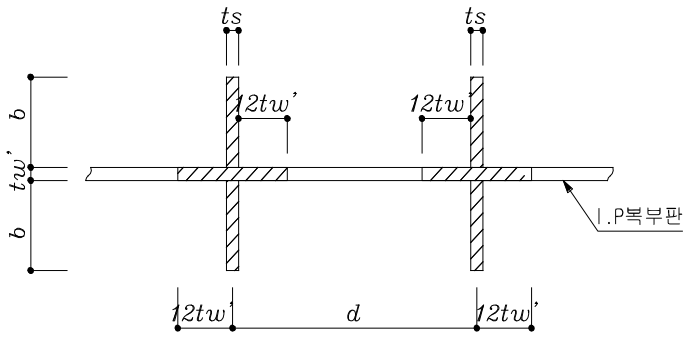
[G - 2] (SM520B 사용)

지점	b (mm)	l (mm)	t_s (mm)			t_d (mm)	d (m)	n (ea)	α	Θ	B_e (mm)
			필요	사용	판정						
A1	240.0	2,000.0	15.0	20.0	O.K	16.0	400.0	2	90.2 °	0.2 °	768.0
P1	240.0	2,800.0	15.0	20.0	O.K	26.0	200.0	3	90.0 °	0.0 °	1,024.0
P2	240.0	2,800.0	15.0	20.0	O.K	26.0	200.0	3	90.0 °	0.0 °	1,024.0
A2	240.0	2,000.0	15.0	20.0	O.K	16.0	400.0	2	89.8 °	0.2 °	768.0

지점	A_s (mm^2)	A_e(mm^2)			I (mm^4)	r (mm)	l_e (mm)	f_{cag} (MPa)	f_{cal} (MPa)	f_{cao} (MPa)
		계산값	상한값	적용값						
A1	19,200.0	31,488.0	32,640.0	31,488.0	4.070E+08	113.7	1,000.0	215.0	166.7	215.0
P1	28,800.0	55,424.0	48,960.0	48,960.0	6.492E+08	115.1	1,400.0	215.0	166.7	215.0
P2	28,800.0	55,424.0	48,960.0	48,960.0	6.492E+08	115.1	1,400.0	215.0	166.7	215.0
A2	19,200.0	31,488.0	32,640.0	31,488.0	4.070E+08	113.7	1,000.0	215.0	166.7	215.0

지점	절점	R_{max} (kN)	허용 축방향 압축응력(MPa)		
			작용	허용	판정
A1	36	1,929.8	61.3	166.7	O.K
P1	46	7,090.5	144.8	166.7	O.K
P2	60	7,088.9	144.8	166.7	O.K
A2	70	1,929.8	61.3	166.7	O.K

6.2 INNER PLATE 지점부 보강재 (교각부)



사용 강종 : (SM400 사용)

최대 지점반력 : R_{max} = 2,771.9 kN (절점 110 사용)

▪ 지점부 보강재 제원 (단위 : mm)

폭 (b)	길이 (l)	두 께 (t_s) 필 요	사용	판정	I.P Web 두께 (t_w')	설치 간격 (d)	사용 열수 (n)	각도 (α)	계산 각도 (Θ)	단면 유효폭 (B_e)
130.0	2,800.0	b / 16 = 8.1	26.0	O.K	20.0	400.0	2ea	90.0 °	0.0 °	880.0

(☞ 도.설 3.4.2.2, 3.8.7.2)

보강재 단면적 : A_s = 130.0 × 26 × 4 = 13,520.0 mm^2

유효 단면적 : A_e = 13,520.0 + 880.0 × 20.0 = 31,120.0 mm^2 > $1.7 \cdot A_s$ = 22,984.0 mm^2

∴ A_e = 22,984.0 mm^2 (☞ 도.설 3.8.7.1)

I.P 복부 중심선 둘레의 단면2차 모멘트

$$I = B_e \cdot tw'^3/12 + [t_s \cdot b/12 \times \{(b \cdot \cos\Theta)^2 + (t_s \cdot \sin\Theta)^2\} + t_s \cdot b \times (b/2 \cdot \cos\Theta + t_w'/2)^2] \times 2 \cdot n$$

= 880.0×20.0³ / 12 + [26.0×130.0/12×{ (130.0×COS 0.0)² +(26.0×SIN 0.0)² }

+ 26.0×130.0×(130.0/2×COS 0.0+20.0/2)²]×2×2.0 = 9.568E+07 mm^4

단면2차 반경

$r = \sqrt{(I / A_e)} = \sqrt{(95,677,333.3 / 22,984.0)}$ = 64.520 mm

유효 좌굴 길이

$l_e = l / 2$ = 2,800.0 / 2 = 1,400.0 mm

허용 축방향 압축응력

l_e / r = 21.699 ≥ 18.6 (☞ 도.설 3.3.2.1)

⇒f_{cag} = 140.0 MPa : 국부좌굴 미 고려시

18.6 < l_e / r = 21.699 ≤ 92.8

⇒f_{cag} = 140.0 - 0.82 (l_e / r - 18.6) = 137.5 MPa : 국부좌굴 미 고려시

92.8 ≥ l_e / r = 21.699

⇒f_{cag} = 1.20E+06 / { 6,700.0 + (l_e / r)² } = 167.344 : 국부좌굴 미 고려시

b / 12.9 = 10.1 ≤ t_s = 20.0 (☞ 도.설 3.4.2.2)

⇒f_{cal} = 140.0 MPa : 자유 돌출판 국부좌굴 고려시

b / 16.0 = 8.1 < t_s = 20.0 > b / 12.9 = 10.1

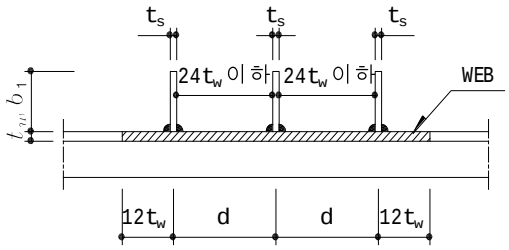
⇒f_{cal} = 24,000 $(t_s/b)^2$ = 960.0 MPa : 자유 돌출판 국부좌굴 고려시

⇒f_{cao} = 140.0 MPa : 허용축방향 압축응력의 상한값

∴ $f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$ = 137.5 × 140.0 / 140.0 = 137.5 MPa (허용 축방향 압축응력)

$f_c = R_{max} / A_e$ = 2,771.9 / 22,984.0 = 120.6 MPa ≤ f_{ca} ····· O.K !!

6.3 JACK UP용 보강재 (교각부)



사용 강종 : (SM520B 사용) (절점 109 사용)

최대 지점반력 : R_d = 4,410.0 kN R_l = 1,734.1 kN

▪ JACK UP용 보강재 제원 (단위 : mm)

폭		길이	두 께 (t_s)					WEB 두께	설치 간격	사용 열수	단면 유효폭
b_1	b_2	(l)	필 요		t_{s1}	t_{s2}	판정	(t_w)	(d)	(n)	(B_e)
150.0	0.0	1,400.0	b_1 / 16 = 9.4	b_2 / 16 = 0.0	20	0	O.K	12	200.0	3ea	688.0

(☞ 도.설 3.4.2.2, 3.8.7.2)

교좌받침 1개소당 Jack UP 장치 설치 개소 : J_n = 2 개소

※ 교좌받침 교체를 위한 보강부재의 설계시 설계반력은 평상시 지점반력을 할증할 값($R_d + 1.5R_l$)으로 검토한다. : 차량통행 시에도 교체가 가능하도록 배려한 것임 (☞ 강.상.세 3.4.3)

작 용 하 중 : $P = (4,410.0 + 1.5\times1,734.1)/2 = 3,505.6$ kN

보강재 단면적 : $A_s = 150.0\times20\times3 + 0.0\times0.0\times3.0 = 9,000.0$ mm²

유효 단면적 : $A_e = 9,000.0 + 688.0 \times 12.0 = 17,256.0$ mm² > $1.7\cdot A_s = 15,300.0$ mm²

$\therefore A_e = 15,300.0$ mm² (☞ 도.설 3.8.7.1)

중립축의 위치

$Y_o = \sum(A\cdot y) / \sum A_e$

$= [\ 3.0\times\{\ 0.0\times0.0 + 3,000.0\times87.0\ \} + 8,256.0\times6.0\ ] / 15,300.0 = 54.414$ mm

Diaphragm 중심선 둘레의 단면2차 모멘트

$I = 688.0\times12.0^3 / 12 + 8,256.0\times48.414^2 + (\ 0.0\times0.0^3 / 12 + 0.0\times54.414^2$

$= + 20.0\times150.0^3 / 12 + 3,000.0\times32.586^2\ ) \times 3.0 = 4.588E+07$ mm⁴

단면2차 반경

$r = \sqrt{(I / A_e)} = \sqrt{(45,882,089.1 / 15,300.0)} = 54.762$ mm

유효 좌굴 길이

$l_e = l / 2 = 1,400.0 / 2 = 700.0$ mm

허용 축방향 압축응력(25% 할증 적용)

$l_e / r = 12.783 \le 15.1$ (☞ 도.설 3.3.2.1)

⇒f_{cag} = 268.8 MPa : 국부좌굴 미 고려시

$15.1 \ge l_e / r = 12.783 \le 75.5$ (☞ 도.설 3.3.2.1)

⇒$f_{cag} = 215.0 - 1.6\ (\ l_e / r - 15.1\ ) = 273.2$ MPa : 국부좌굴 미 고려시

$75.5 \ge l_e / r = 12.783$

⇒$f_{cag} = 1.20E+06 / \{\ 4,400.0 + (\ l_e / r\ )^2\} = 328.702$: 국부좌굴 미 고려시

$b / 10.5 = 14.3 \le t_s = 20.0$

⇒f_{cal} = 268.8 MPa : 자유 돌출판 국부좌굴 고려시

$b / 16.0 = 9.4 < t_s = 20.0 > b / 10.5 = 14.3$

⇒$f_{cal} = 24,000\ (t_s/b)^2 = 533.3$ MPa : 자유 돌출판 국부좌굴 고려시

⇒f_{cao} = 268.8 MPa : 허용축방향 압축응력의 상한값

$\therefore f_{ca} = f_{cag}\cdot f_{cal} / f_{cao} = 268.8 \times 268.8 / 268.8 = 268.8$ MPa (허용 축방향 압축응력)

$f_c = R_{max} / A_e = 3,505.6 / 15,300.0 = 229.1$ MPa $\le f_{ca}$ ····· O.K !!

[G - 1] (SM520B 사용)

지점	폭(mm)		l	t_s (mm)					t_w	d	n	J_n	B_e
	b_1	b_2	(mm)	필요		t_{s1}	t_{s2}	판정	(mm)	(m)	(ea)	(ea)	(mm)
A1	150.0	0.0	1,000.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	2	488.0
P1	150.0	0.0	1,400.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	14	200.0	3	2	736.0
P2	150.0	0.0	1,400.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	14	200.0	3	2	736.0
A2	150.0	0.0	1,000.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	2	488.0

지점	A_s	$A_e(mm^2)$			Y_o	I	r	l_e	f_{cag}	f_{cal}	f_{cao}
	(mm^2)	계산값	상한값	적용값	(mm)	(mm^4)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
A1	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	500.0	268.8	268.8	268.8
P1	9,000.0	19,304	15,300	15,300	57.1	5.205E+07	58.3	700.0	268.8	268.8	268.8
P2	9,000.0	19,304	15,300	15,300	57.1	5.205E+07	58.3	700.0	268.8	268.8	268.8
A2	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	500.0	268.8	268.8	268.8

지점	절점	R_d	R_l	P	허용 축방향 압축응력(MPa)		
		(kN)	(kN)	(kN)	작용	허용	판정
A1	1	1,417.1	1,029.1	1,480.3	145.1	268.8	O.K
P1	11	4,410.0	1,734.1	3,505.6	229.1	268.8	O.K
P2	25	4,410.0	1,734.1	3,505.6	229.1	268.8	O.K
A2	35	1,417.1	1,029.6	1,480.7	145.2	268.8	O.K

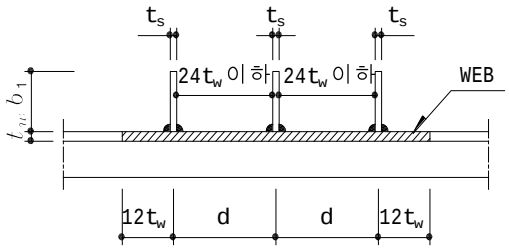
[G - 2] (SM520B 사용)

지점	폭(mm)		l	t_s (mm)					t_w	d	n	J_n	B_e
	b_1	b_2	(mm)	필요		t_{s1}	t_{s2}	판정	(mm)	(m)	(ea)	(ea)	(mm)
A1	150.0	0.0	1,000.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	2	488.0
P1	150.0	0.0	1,400.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	14	200.0	3	4	736.0
P2	150.0	0.0	1,400.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	14	200.0	3	4	736.0
A2	150.0	0.0	1,000.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	2	488.0

지점	A_s	$A_e(mm^2)$			Y_o	I	r	l_e	f_{cag}	f_{cal}	f_{cao}
	(mm^2)	계산값	상한값	적용값	(mm)	(mm^4)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
A1	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	500.0	268.8	268.8	268.8
P1	9,000.0	19,304	15,300	15,300	57.1	5.205E+07	58.3	700.0	268.8	268.8	268.8
P2	9,000.0	19,304	15,300	15,300	57.1	5.205E+07	58.3	700.0	268.8	268.8	268.8
A2	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	500.0	268.8	268.8	268.8

지점	절점	R_d	R_l	P	허용 축방향 압축응력(MPa)		
		(kN)	(kN)	(kN)	작용	허용	판정
A1	36	1,079.8	833.5	1,165.0	114.2	268.8	O.K
P1	46	4,914.6	2,122.8	2,024.7	132.3	268.8	O.K
P2	60	4,913.7	2,122.3	2,024.3	132.3	268.8	O.K
A2	70	1,079.5	833.8	1,165.1	114.2	268.8	O.K

6.3 INNER PLATE JACK UP용 보강재 (교각부)



사용 강종 : (SM400 사용) (절점 114 사용)

최대 지점반력 : R_d = 1,478.5 kN R_l = 1,066.3 kN

▪ JACK UP용 보강재 제원 (단위 : mm)

폭		길이 (l)	두 께 (t_s)					WEB 두께 (t_w)	설치 간격 (d)	사용 열수 (n)	단면 유효폭 (B_e)
b_1	b_2		필 요		t_{s1}	t_{s2}	판정				
130.0	130.0	1,250.0	b_1 / 16 = 8.1	b_2 / 16 = 8.1	12	12	O.K	20	200.0	2ea	680.0

(☞ 도.설 3.4.2.2, 3.8.7.2)

교좌받침 1개소당 Jack UP 장치 설치 개소 : J_n = 2 개소

※ 교좌받침 교체를 위한 보강부재의 설계시 설계반력은 평상시 지점반력을 할증할 값(R_d + 1.5R_l)으로 검토한다. : 차량통행 시에도 교체가 가능하도록 배려한 것임 (☞ 강.상.세 3.4.3)

작 용 하 중 : P = (1,478.5 + 1.5×1,066.3)/2 = 1,539.0 kN

보강재 단면적 : A_s = 130.0×12×2 + 130.0×12.0×2.0 = 6,240.0 mm^2

유효 단면적 : A_e = 6,240.0 + 680.0 × 20.0 = 19,840.0 mm^2 > $1.7 \cdot A_s$ = 10,608.0 mm^2

∴ A_e = 10,608.0 mm^2 (☞ 도.설 3.8.7.1)

중립축의 위치

$Y_o = \sum(A \cdot y) / \sum A_e$

= [2.0×{ 1,560.0×65.0 + 1,560.0×215.0 } + 13,600.0×140.0] / 10,608.0 = 261.840 mm

Diaphragm 중심선 둘레의 단면2차 모멘트

I = 680.0×20.0³ / 12 + 13,600.0×121.840² + (12.0×130.0³ / 12 + 1,560.0×196.840²

= + 12.0×130.0³ / 12 + 1,560.0×46.840²) × 2.0 = 3.389E+08 mm^4

단면2차 반경

$r = \sqrt{(I / A_e)}$ = √(338,866,431.0 / 10,608.0) = 178.730 mm

유효 좌굴 길이

$l_e = l / 2$ = 1,250.0 / 2 = 625.0 mm

l_e / r = 3.497 ≤ 18.6 (☞ 도.설 3.3.2.1)

⇒f_{cag} = 175.0 MPa : 국부좌굴 미 고려시

18.6 ≥ l_e / r = 3.497 ≤ 92.8 (☞ 도.설 3.3.2.1)

⇒f_{cag} = 175.0 - 0.8 (l_e / r - 18.6) = 234.2 MPa : 국부좌굴 미 고려시

92.8 ≥ l_e / r = 3.497

⇒f_{cag} = 1.20E+06 / { 6,700.0 + (l_e / r)²} = 223.473 : 국부좌굴 미 고려시

b / 12.9 = 10.1 ≤ t_s = 12.0

⇒f_{cal} = 175.0 MPa : 자유 돌출판 국부좌굴 고려시

b / 16.0 = 8.1 < t_s = 12.0 > b / 12.9 = 10.1

⇒f_{cal} = 24,000 $(t_s/b)^2$ = 255.6 MPa : 자유 돌출판 국부좌굴 고려시

⇒f_{cao} = 175.0 MPa : 허용축방향 압축응력의 상한값

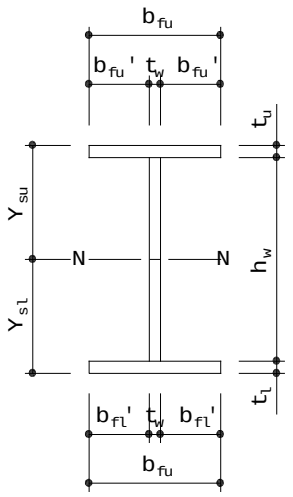
∴ f_{ca} = $f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$ = 175.0 × 175.0 / 175.0 = 175.0 MPa (허용 축방향 압축응력)

f_c = R_{max} / A_e = 1,539.0 / 10,608.0 = 145.1 MPa ≤ f_{ca} ····· O.K !!

7. 가로보 및 세로보의 설계

7.1 세로보의 설계

[1STR01]



▪ 단 면 제 원 (단위:mm)

사용강재	b_{fu}	b_{fu}'	b_{fl}	b_{fl}'	h_w	t_{fu}	t_w	t_{fl}
SM400B	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0

바닥판 두께 : t_s = 280.0 mm 가로보간격 : B_f = 4,431.6 mm

포장두께 : t_p = 50.0 mm 가로보지간 : L = 5,800.0 mm

▪ 부재 검토 (☞ 도.설.해 3.8.4.1) (단위:mm)

복부판 두께 검토			상판 두께 검토			하판 두께 검토		
필 요	사용	판정	필 요	사용	판정	필 요	사용	판정
h_w / 150 = 6.0	10	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.1	10	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.1	10	O.K

▪ 하중 관련

콘크리트 (kN/m^3)	포 장 (kN/m^3)	강 재 (kN/m^3)	강재 할증	차륜하중(kN)		탱크하중		트레일러	
				P_r	P_f	P_{tk}(kN/m)	B_{tk}(mm)	P_2(kN/m)	B_2(mm)
25.00	23.50	78.50	1.3244	96.00	24.00	0.000	0.0	0.000	0.0

▪ 도심 산정

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 10.0	3,000.0	455.0	1.365E+06	6.211E+08	2.500E+04
WEB	1 - 900.0 × 10.0	9,000.0	-	-	-	6.075E+08
LOWER FL.	1 - 300.0 × 10.0	3,000.0	-455.0	-1.365E+06	6.211E+08	2.500E+04
합 계		15,000.0	-	0.000E+00	1.242E+09	6.076E+08

$I_x' = \sum A_s \cdot Y^2 + \sum I_{xo}$ = 1,242,150,000.0 + 607,550,000.0 = 1.850E+09 mm^4

$\delta_y = \sum A_s \cdot Y / \sum A_s$ = 0.0 / 15,000.0 = 0.000 mm

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 1,849,700,000.0 - 15,000.0 × 0.0^2 = 1.850E+09 mm^4

$y_{su} = h_w / 2 + t_{fu} - \delta_y$ = 900.0/2+10.00-0.0 = 460.000 mm

$y_{sl} = h_w / 2 + t_{fl} + \delta_y$ = 900.0/2+10.00-0.0 = 460.000 mm

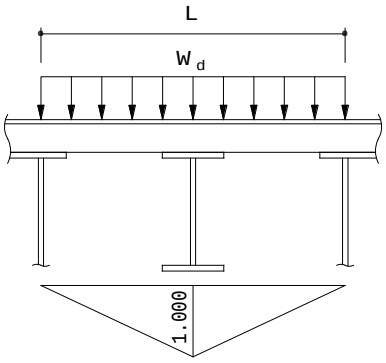
1) 관 용 해 석

(1) 작용 하중 산정

① 고 정 하 중

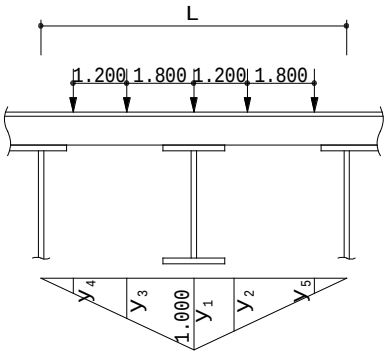
슬 래 브	: 0.280 × 25.0	=	7.000	kN/m^2
포 장	: 0.050 × 23.5	=	1.175	kN/m^2
		$\sum$ =	8.175	kN/m^2
강재 자중	: 0.015 × 78.5	=	1.178	kN/m
강재 할증	: 1.178 × 1.3244	=	1.560	kN/m
영향선 면적	: 5.800 × 1.000 / 2	=	2.900	m^2

∴ W_d = 8.175 × 2.900 + 1.560 × 1.000 = 25.267 kN/m



② 활 하 중

⇒ 차륜하중 (DB-24) 재하시



작용 활하중 수 : n = 3

활하중 작용점과 세로보 중심간의 거리 및 영향선 종거

x_1 =	0.0 mm	⇒	y_1 =	1.000	
x_2 =	1,200.0 mm	⇒	y_2 =	0.586	
x_3 =	1,800.0 mm	⇒	y_3 =	0.379	
			Σy =	1.966	

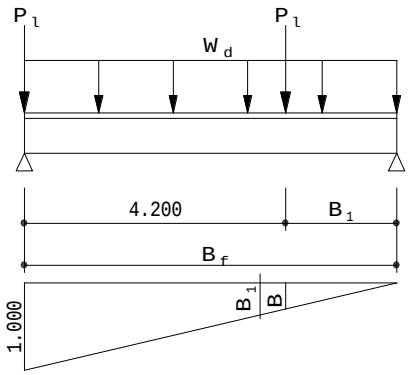
∴ $P_l = P_r \cdot \Sigma y$ = 96.0 × 1.966 = 188.690 kN/m

충격 계수

i = 15 / (40 + 4.432) = 0.338 > 0.300 ∴ i = 0.300

(2) 전단력 산정

⇒ 차륜하중 (DB-24) 재하시



▪ 고정하중에 의한 전단력

$V_d = W_d \cdot B_f/2$ = 25.267 × 4.432 / 2 = 55.987 kN

▪ 활하중에 의한 전단력(충격계수 포함)

$B_1 = B_f - 4.200$ = 4.432 - 4.200 = 0.232 m

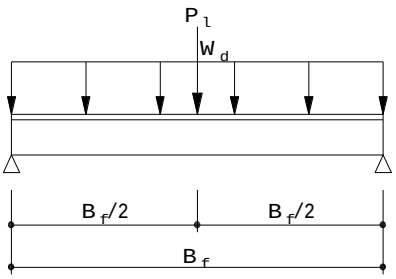
$V_{li} = P_l \cdot (1 + B_1/B_f) \times (1 + i)$

= 188.690×(1+0.232/4.432)×(1+0.300) = 258.118 kN

∴ $V_t = V_d + V_{li}$ = 55.987 + 258.118 = 314.105 kN

(3) 모멘트 산정

⇒ 차륜하중 (DB-24) 재하시



▪ 고정하중에 의한 모멘트

$M_d = W_d \cdot B_f^2/8$ = 25.267 × 4.432² / 8 = 62.029 kN·m

▪ 활하중에 의한 모멘트(충격계수 포함)

$M_{li} = P_l \cdot B_f \cdot i/4$ = 188.690×4.432/4×(1+0.300) = 271.766 kN·m

$M_t = M_d + M_{li}$ = 62.029 + 271.766 = 333.795 kN·m

2) 격 자 해 석

[3D Frame 해석결과]

구 분	단위	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	지점침하	합 계
		강재자중	슬래브 자중				
모 멘 트	kN·m	10.403	63.509	11.830	203.413	0.274	289.429
전 단 력	kN	-6.577	-68.514	-11.738	-218.637	-0.144	-305.610

Frame 해석결과 : V_{max} = 305.610 kN , M_{max} = 289.429 kN·m (OutPut 참조)- 부재번호 139

3) 결 과 비 교

관용해석에서 나온 부재력과 Frame 해석에서 나온 부재력 중 불리한 값을 설계에 적용함.

계산적용부재력 : V_{max} = 314.105 kN , M_{max} = 333.795 kN·m

4) 단 면 검 토

▪ 자유돌출판의 압축부 국부좌굴에 대한 허용응력 (☞ 도.설 해 3.4.2.2 표3.4.4)

– 상부 플랜지

b_{fu}' / 12.9 = 11.2 mm > t_{fu} = 10.0 mm

⇒① f_{ca} = 140.0 MPa

b_{fu}' / 16.0 = 9.1 mm ≤ t_{fu} = 10.0 mm < b_{fu}' / 12.9 = 11.2 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_{fu}/b_{fu}')^2$ = 114.1 MPa

– 하부 플랜지

b_{fl}' / 12.9 = 11.2 mm > t_{fl} = 10.0 mm

⇒① f_{ca} = 140.0 MPa

b_{fl}' / 16.0 = 9.1 mm ≤ t_{fl} = 10.0 mm < b_{fl}' / 12.9 = 11.2 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_{fl}/b_{fl}')^2$ = 114.1 MPa

▪ 허용 휨 압축응력 (☞ 도.설 해 3.3.2.1 표3.3.4)

– 상부 플랜지

A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2)	⇒	9,000.0 mm^2	A_w/A_c = 3.000 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	3,000.0 mm^2	
L : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	4,431.6 mm	
b_{fu} : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	300.0 mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.121	

9.3/K = 4.4 < L / b_{fu} = 4,431.6 / 300.0 = 14.8

⇒② f_{ca} = 140.0 MPa

9.3/K = 4.4 < L / b_{fu} = 4,431.6 / 300.0 = 14.8 ≤ 30.0

⇒② f_{ca} = 140.0 - 1.24 (K·L/b_{fu} - 9.3) = 140.0-1.24×(2.121×4,431.6/300.0-9.3) = 112.7 MPa

– 하부 플랜지

A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2)	⇒	9,000.0 mm^2	A_w/A_c = 3.000 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	3,000.0 mm^2	
L : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	4,431.6 mm	
b_{fl} : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	300.0 mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.121	

9.3/K = 4.4 < L / b_{fl} = 4,431.6 / 300.0 = 14.8

⇒② f_{ca} = 140.0 MPa

9.3/K = 4.4 < L / b_{fl} = 4,431.6 / 300.0 = 14.8 ≤ 30.0

⇒② f_{ca} = 140.0 - 1.24 (K·L/b_{fl} - 9.3) = 140.0-1.24×(2.121×4,431.6/300.0-9.3) = 112.7 MPa

∴ ②에 허용응력 값이 ①에 허용응력 값보다 작은 경우에는 허용 휨 압축응력에 대한 허용응력을 사용한다

f_{ca} = 112.7 MPa , f_{ta} = 140.0 MPa (상부 플랜지) (☞ 도.설 해 3.3.2.1 표3.3.1)

υ_a = 80.0 MPa (☞ 도.설 해 3.3.2.1 표3.3.5)

∴ ②에 허용응력 값이 ①에 허용응력 값보다 작은 경우에는 허용 휨 압축응력에 대한 허용응력을 사용한다

f_{ca} = 112.7 MPa , f_{ta} = 140.0 MPa (하부 플랜지) (☞ 도.설 해 3.3.2.1 표3.3.1)

υ_a = 80.0 MPa (☞ 도.설 해 3.3.2.1 표3.3.5)

▪ 응 력 검 토

$\upsilon = V_u / A_w$ = 314,104.9 / (900.0 × 10.0)

υ = 34.901 MPa ≤ υ_a = 80.0 MPa ····· O.K !!

$f_u = M_u \cdot y_{su} / I_{33}$ = 333,794,760.4 × 460.0 / 1,849,700,000.0

f_u = 83.011 MPa ≤ f_{ca} = 112.7 MPa (상부 플랜지 압축인 경우) ····· O.K !!

f_u = 83.011 MPa ≤ f_{ta} = 140.0 MPa (상부 플랜지 인장인 경우) ····· O.K !!

$f_l = M_u \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 333,794,760.4 × 460.0 / 1,849,700,000.0

f_l = 83.011 MPa ≤ f_{ta} = 140.0 MPa (하부 플랜지 인장인 경우) ····· O.K !!

f_l = 83.011 MPa ≤ f_{ca} = 112.7 MPa (하부 플랜지 압축인 경우) ····· O.K !!

▪ 합성응력 검토

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 \le 1.2$$ ····· O.K !!

[상부 플랜지 인장, 하부 플랜지 압축]

$(\frac{83.011}{112.675})^2 + (\frac{34.901}{80.000})^2$ = 0.543 + 0.190 = 0.733 ≤ 1.2 ····· O.K !!

[상부 플랜지 압축, 하부 플랜지 인장]

$(\frac{83.011}{112.675})^2 + (\frac{34.901}{80.000})^2$ = 0.543 + 0.190 = 0.733 ≤ 1.2 ····· O.K !!

[수직보강재를 생략할 수 있는 플랜지 순간격의 최대치] (☞ 도.설 해 3.8.5.1 표3.8.5)

71 t_w = 710.0 mm < h_w = 900.0 mm **수직보강재 필요**

5) 수직 보강재의 설계 (SM400B 사용)

수평 보강재 사용 단수 : n = 0

복부판의 연섬유 압축응력 : f = 83.011 MPa

복부판의 전단응력 : υ = 34.901 MPa

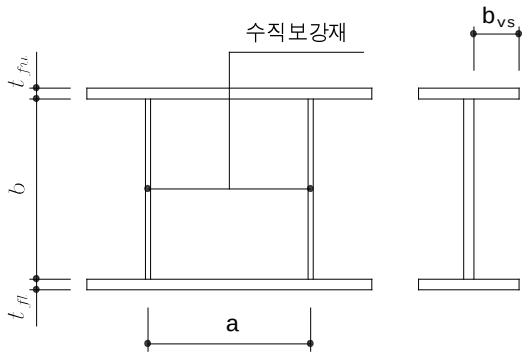
사용 수직 보강재의 폭 : b_{vs} = 130.0 mm

사용 수직 보강재의 두께 : t_{vs} = 12.0 mm

사용 수직 보강재의 간격 : a = 1,220.0 mm

상·하 양 플랜지의 순간격 : b = 900.0 mm

복부판의 두께 : t = 10.0 mm



- 수직보강재 간격 검토

a / b = 1,220.0 / 900.0 = 1.356 ≤ 3.000 ····· O.K !!

- 수평 보강재를 사용하지 않을 경우

a / b > 1.00 $[b/100 \cdot t]^4[\{f/365\}^2+\{\upsilon/(81+61(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b ≤ 1.00 $[b/100 \cdot t]^4[\{f/365\}^2+\{\upsilon/(61+81(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b > 1.00 이므로 ⇒ 0.095 ≤ 1 ····· O.K !!

- 수직 보강재의 강도검토 (☞ 도.설.해 3.8.5.2)

· 필요 강도

$I_{(req)} = b \cdot t^3 \cdot r / 10.92$ = 900.0 × 10.0^3 × 4.354 / 10.92 = 3.588E+05 mm^4

· 수직 보강재의 소요강비

$r = 8.0[b/a]^2$ $= 8.0 \times (900.0 / 1,220.0)^2$ $= 4.354$

· 사용 강도

$I_{(use)} = \frac{1}{3} \times 12.0 \times 130.0^3 \times 2ea$ $= 1.758E+07\ mm^4$

$I_{(use)} = 1.758E+07\ mm^4 \geq I_{(req)} = 3.588E+05\ mm^4$ ····· O.K !!

- 수직보강재 최소 폭 및 두께 검토 (☞ 도.설.해 3.8.5.2)

$b_{vs(req)} = 900.0 / 30 + 50mm = 80.000\ mm \leq b_{vs(use)} = 130.000\ mm$ ····· O.K !!

$t_{vs(req)} = 130.0 / 13 = 10.000\ mm \leq t_{vs(use)} = 12.000\ mm$ ····· O.K !!

▪ 공통 입력 사항

사용강재	단 위 중 량 (kN/m³)			강재할증	차륜하중 (kN)		차륜하중제원(mm)	
	콘크리트	포장	강재		P_r	P_f	L_1	B_1
SM400B	25.00	23.50	78.50	1.32442	96.00	24.00	4,200	1,800

▪ 단면 제원 (단위:mm)

구 분	b_{fu}	b_{fu}'	b_{fl}	b_{fl}'	h_w	t_{fu}	t_w	t_{fl}	I_{33}	y_{su}	y_{sl}
1STR01	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR02	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR03	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR04	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR05	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR06	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR07	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR08	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR09	I.P 거더로 대체										
1STR10	I.P 거더로 대체										
1STR11	I.P 거더로 대체										
1STR12	I.P 거더로 대체										
1STR13	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR14	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR15	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR16	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR17	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR18	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR19	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR20	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR21	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR22	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR23	I.P 거더로 대체										
1STR24	I.P 거더로 대체										
1STR25	I.P 거더로 대체										
1STR26	I.P 거더로 대체										
1STR27	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR28	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR29	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR30	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR31	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR32	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR33	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0
1STR34	300.0	145.0	300.0	145.0	900.0	10.0	10.0	10.0	1.850E+09	460.0	460.0

▪ 기타 제원 (단위:mm)

구 분	바닥판두께 t_s	포장두께 t_p	가로보 간격		가로보지간 L	비 고
			B_f	B_r		
1STR01	280.0	50.0	4,431.6	-	5,800.0	
1STR02	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR03	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR04	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR05	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR06	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR07	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR08	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR09	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR10	280.0	50.0	5,000.8	-	5,800.0	
1STR11	280.0	50.0	4,999.2	-	5,800.0	
1STR12	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR13	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR14	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR15	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR16	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR17	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR18	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR19	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR20	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR21	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR22	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR23	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR24	280.0	50.0	5,000.8	-	5,800.0	
1STR25	280.0	50.0	4,999.2	-	5,800.0	
1STR26	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR27	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR28	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR29	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR30	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR31	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR32	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR33	280.0	50.0	5,000.0	-	5,800.0	
1STR34	280.0	50.0	4,433.2	-	5,800.0	

▪ 부재 검토 (단위:mm)

구 분	복부판 두께 검토			상판 두께 검토			하판 두께 검토		
	필 요	사용	판정	필 요	사용	판정	필 요	사용	판정
1STR01	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR02	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR03	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR04	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR05	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR06	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR07	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR08	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR09	I.P 거더로 대체								
1STR10	I.P 거더로 대체								
1STR11	I.P 거더로 대체								
1STR12	I.P 거더로 대체								
1STR13	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR14	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR15	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR16	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR17	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR18	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR19	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR20	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR21	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR22	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR23	I.P 거더로 대체								
1STR24	I.P 거더로 대체								
1STR25	I.P 거더로 대체								
1STR26	I.P 거더로 대체								
1STR27	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR28	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR29	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR30	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR31	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR32	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR33	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K
1STR34	h_w / 150 = 6.0	10.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.1	10.0	O.K

1) 관 용 해 석

▪ 작용 하중 산정

구 분	고 정 하 중 (kN/m)					활 하 중 (kN)			
	슬래브	포 장	강재자중	영향선면적	W_d	하중수	종 거	P_r	충격계수
1STR01	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR02	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR03	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR04	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR05	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR06	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR07	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR08	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR09	I.P 거더로 대체								
1STR10	I.P 거더로 대체								
1STR11	I.P 거더로 대체								
1STR12	I.P 거더로 대체								
1STR13	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR14	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR15	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR16	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR17	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR18	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR19	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR20	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR21	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR22	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR23	I.P 거더로 대체								
1STR24	I.P 거더로 대체								
1STR25	I.P 거더로 대체								
1STR26	I.P 거더로 대체								
1STR27	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR28	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR29	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR30	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR31	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR32	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR33	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300
1STR34	7.000	1.175	1.560	2.900	25.267	3.0	1.966	188.690	0.300

▪ 관용해석에 의한 전단력 산정 (단위:kN)

구 분	단위	고정하중 재하시	활하중 재하시	탱크하중 재하시	트레일러하중 재하시	V_t	비 고
1STR01	kN	55.987	258.118	0.000	0.000	314.105	
1STR02	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR03	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR04	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR05	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR06	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR07	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR08	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR09	I.P 거더로 대체						
1STR10	I.P 거더로 대체						
1STR11	I.P 거더로 대체						
1STR12	I.P 거더로 대체						
1STR13	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR14	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR15	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR16	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR17	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR18	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR19	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR20	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR21	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR22	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR23	I.P 거더로 대체						
1STR24	I.P 거더로 대체						
1STR25	I.P 거더로 대체						
1STR26	I.P 거더로 대체						
1STR27	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR28	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR29	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR30	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR31	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR32	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR33	kN	63.168	284.544	0.000	0.000	347.712	
1STR34	kN	56.007	258.199	0.000	0.000	314.205	

▪ 관용해석에 의한 모멘트 산정 (단위:kN·m)

구 분	단위	고정하중 재하시	활하중 재하시	탱크하중 재하시	트레일러하중 재하시	M_t	비 고
1STR01	kN·m	62.029	271.766	0.000	0.000	333.795	
1STR02	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR03	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR04	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR05	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR06	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR07	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR08	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR09	I.P 거더로 대체						
1STR10	I.P 거더로 대체						
1STR11	I.P 거더로 대체						
1STR12	I.P 거더로 대체						
1STR13	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR14	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR15	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR16	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR17	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR18	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR19	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR20	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR21	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR22	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR23	I.P 거더로 대체						
1STR24	I.P 거더로 대체						
1STR25	I.P 거더로 대체						
1STR26	I.P 거더로 대체						
1STR27	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR28	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR29	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR30	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR31	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR32	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR33	kN·m	78.959	306.621	0.000	0.000	385.580	
1STR34	kN·m	62.072	271.861	0.000	0.000	333.932	

2) 격 자 해 석

▪ 격자해석에 의한 전단력 해석결과 (단위:kN)

구 분	단위	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	지점침하	V_t	부재 번호
		강재자중	슬래브 자중					
1STR01	kN	-6.577	-68.514	-11.738	-218.637	-0.144	305.610	139
1STR02	kN	-6.116	-59.456	-15.413	-236.282	-0.142	317.410	140
1STR03	kN	-4.876	-54.072	-14.621	-236.507	-0.140	310.216	141
1STR04	kN	4.193	52.169	14.197	234.957	0.089	305.605	142
1STR05	kN	5.561	56.111	14.935	235.695	0.084	312.385	143
1STR06	kN	7.097	60.321	15.772	236.833	0.052	320.075	144
1STR07	kN	7.637	62.191	15.932	236.850	0.026	322.636	145
1STR08	kN	6.475	57.248	15.048	237.265	0.010	316.046	146
1STR09	kN	167.339	445.192	104.068	323.062	8.037	1,047.697	147
1STR10	kN	240.071	630.614	77.041	506.930	6.469	1,461.125	148
1STR11	kN	-253.960	-657.560	-83.507	-528.604	-9.083	1,532.713	149
1STR12	kN	-163.750	-439.137	-102.547	-313.669	-7.627	1,026.730	150
1STR13	kN	-6.970	-58.109	-15.155	-237.269	-0.034	317.537	151
1STR14	kN	-8.386	-63.519	-16.395	-237.785	-0.087	326.172	152
1STR15	kN	-7.383	-60.536	-15.905	-236.686	-0.172	320.683	153
1STR16	kN	-5.047	-54.468	-14.483	-234.849	-0.151	308.998	154
1STR17	kN	-4.425	-52.832	-14.338	-235.396	-0.137	307.128	155
1STR18	kN	4.418	52.817	14.341	235.400	0.135	307.111	156
1STR19	kN	5.041	54.453	14.479	234.847	0.149	308.969	157
1STR20	kN	7.377	60.518	15.905	236.675	0.172	320.646	158
1STR21	kN	8.371	63.481	16.391	237.748	0.084	326.075	159
1STR22	kN	7.000	58.163	15.172	237.321	0.043	317.699	160
1STR23	kN	163.464	438.545	102.426	313.210	7.560	1,025.205	161
1STR24	kN	249.599	648.598	81.390	520.424	7.896	1,507.907	162
1STR25	kN	-244.442	-639.607	-79.219	-510.427	-7.205	1,480.900	163
1STR26	kN	-167.595	-445.726	-104.170	-323.451	-8.098	1,049.040	164
1STR27	kN	-6.450	-57.194	-15.039	-237.309	-0.009	316.001	165
1STR28	kN	-7.648	-62.211	-15.937	-236.814	-0.023	322.633	166
1STR29	kN	-7.101	-60.339	-15.771	-236.857	-0.052	320.121	167
1STR30	kN	-5.568	-56.137	-14.934	-235.714	-0.085	312.438	168
1STR31	kN	-4.200	-52.195	-14.195	-234.976	-0.090	305.655	169
1STR32	kN	4.869	54.053	14.618	236.505	0.139	310.183	170
1STR33	kN	6.113	59.456	15.411	236.295	0.141	317.417	171
1STR34	kN	6.570	68.510	11.739	218.668	0.143	305.630	172

▪ 격자해석에 의한 모멘트 해석결과 (단위:kN·m)

구 분	단위	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	지점침하	M_t	부재 번호
		강재자중	슬래브 자중					
1STR01	kN·m	10.403	63.509	11.830	203.413	0.274	289.429	139
1STR02	kN·m	23.616	82.406	17.138	209.294	0.871	333.325	140
1STR03	kN·m	31.560	108.361	21.735	221.396	1.504	384.555	141
1STR04	kN·m	33.174	112.815	22.750	227.668	2.136	398.543	142
1STR05	kN·m	28.159	99.333	20.315	228.483	2.755	379.045	143
1STR06	kN·m	16.125	66.153	14.093	224.115	3.244	323.730	144
1STR07	kN·m	-14.853	-70.655	-16.240	-150.735	-2.412	254.895	145
1STR08	kN·m	-27.571	-98.986	-20.973	-133.622	-2.413	283.565	146
1STR09	kN·m	-772.662	-2,017.561	-459.451	-852.122	-41.591	4,143.386	147
1STR10	kN·m	-1,830.636	-4,839.667	-766.273	-2,392.652	-70.818	9,900.046	148
1STR11	kN·m	-1,875.178	-4,931.001	-788.060	-2,490.702	-83.092	10,168.033	149
1STR12	kN·m	-749.911	-1,978.455	-449.895	-789.930	-38.900	4,007.091	150
1STR13	kN·m	-22.624	-90.108	-18.984	-129.766	-1.849	263.331	151
1STR14	kN·m	8.116	34.266	9.035	212.045	3.314	266.775	152
1STR15	kN·m	27.568	85.572	19.095	222.867	2.887	357.989	153
1STR16	kN·m	38.944	114.980	24.513	225.558	1.984	405.979	154
1STR17	kN·m	43.193	125.839	26.160	225.060	1.188	421.440	155
1STR18	kN·m	43.198	125.855	26.172	225.080	1.187	421.493	156
1STR19	kN·m	38.957	115.006	24.515	225.581	1.983	406.042	157
1STR20	kN·m	27.585	85.613	19.098	222.892	2.886	358.074	158
1STR21	kN·m	8.153	34.345	9.049	212.098	3.315	266.959	159
1STR22	kN·m	-22.723	-90.298	-19.048	-129.630	-1.821	263.519	160
1STR23	kN·m	-748.645	-1,975.843	-449.369	-788.361	-38.611	4,000.829	161
1STR24	kN·m	-1,852.910	-4,885.376	-777.292	-2,441.603	-77.037	10,034.218	162
1STR25	kN·m	-1,852.790	-4,885.134	-777.234	-2,441.384	-76.989	10,033.531	163
1STR26	kN·m	-773.757	-2,019.843	-459.868	-854.114	-41.854	4,149.436	164
1STR27	kN·m	-27.486	-98.812	-20.935	-133.419	-2.382	283.035	165
1STR28	kN·m	-14.911	-70.766	-16.266	-150.720	-2.423	255.085	166
1STR29	kN·m	16.109	66.122	14.088	224.140	3.245	323.703	167
1STR30	kN·m	28.144	99.300	20.311	228.510	2.755	379.021	168
1STR31	kN·m	33.164	112.798	22.746	227.691	2.136	398.536	169
1STR32	kN·m	31.553	108.339	21.740	221.399	1.504	384.536	170
1STR33	kN·m	23.618	82.418	17.135	209.329	0.871	333.371	171
1STR34	kN·m	10.404	63.533	11.840	203.456	0.274	289.506	172

3) 단 면 검 토

▪ 자유돌출판의 압축부 국부좌굴에 대한 허용응력

구 분	상부 플랜지 (f_{ca})	하부 플랜지 (f_{ca})
1STR01	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR02	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR03	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR04	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR05	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR06	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR07	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR08	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR09	I.P 거더로 대체	
1STR10	I.P 거더로 대체	
1STR11	I.P 거더로 대체	
1STR12	I.P 거더로 대체	
1STR13	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR14	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR15	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR16	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR17	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR18	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR19	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR20	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR21	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR22	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR23	I.P 거더로 대체	
1STR24	I.P 거더로 대체	
1STR25	I.P 거더로 대체	
1STR26	I.P 거더로 대체	
1STR27	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR28	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR29	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR30	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR31	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR32	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR33	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa
1STR34	bfu'/16.0 ≤ tfu < bfu' = 114.150 MPa	bfl'/16.0 ≤ tfl < bfl' = 114.150 MPa

▪ 허용 휨 압축응력

구 분	상 부 플 랜 지					비 고
	A_w	A_c	A_w/A_c	K	f_{ca}	
1STR01	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 112.675 MPa	
1STR02	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR03	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR04	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR05	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR06	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR07	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR08	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR09	I.P 거더로 대체					
1STR10	I.P 거더로 대체					
1STR11	I.P 거더로 대체					
1STR12	I.P 거더로 대체					
1STR13	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR14	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR15	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR16	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR17	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR18	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR19	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR20	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR21	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR22	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR23	I.P 거더로 대체					
1STR24	I.P 거더로 대체					
1STR25	I.P 거더로 대체					
1STR26	I.P 거더로 대체					
1STR27	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR28	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR29	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR30	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR31	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR32	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR33	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR34	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfu ≤ 30 = 112.661 MPa	

구 분	하 부 플 랜 지					비 고
	A_w	A_c	A_w/A_c	K	f_{ca}	
1STR01	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 112.675 MPa	
1STR02	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR03	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR04	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR05	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR06	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR07	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR08	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR09	I.P 거더로 대체					
1STR10	I.P 거더로 대체					
1STR11	I.P 거더로 대체					
1STR12	I.P 거더로 대체					
1STR13	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR14	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR15	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR16	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR17	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR18	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR19	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR20	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR21	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR22	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR23	I.P 거더로 대체					
1STR24	I.P 거더로 대체					
1STR25	I.P 거더로 대체					
1STR26	I.P 거더로 대체					
1STR27	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR28	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR29	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR30	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR31	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR32	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR33	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 107.691 MPa	
1STR34	9,000.0	3,000.0	3.000	2.121	9.3/K < Bf/bfl ≤ 30 = 112.661 MPa	

▪ 계산 적용 부재력 및 허용응력

구 분	V_{umax} (kN)	M_{umax} (kN·m)	상부 플랜지 (MPa)			하부 플랜지 (MPa)			비 고
			f_{ca}	f_{ta}	υ_a	f_{ca}	f_{ta}	υ_a	
1STR01	314.10	333.79	112.67	140.00	80.00	112.67	140.00	80.00	
1STR02	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR03	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR04	347.71	398.54	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR05	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR06	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR07	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR08	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR09	1,047.70	4,143.39	I.P 거더로 대체						
1STR10	1,461.12	9,900.05	I.P 거더로 대체						
1STR11	1,532.71	10,168.03	I.P 거더로 대체						
1STR12	1,026.73	4,007.09	I.P 거더로 대체						
1STR13	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR14	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR15	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR16	347.71	405.98	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR17	347.71	421.44	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR18	347.71	421.49	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR19	347.71	406.04	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR20	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR21	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR22	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR23	1,025.20	4,000.83	I.P 거더로 대체						
1STR24	1,507.91	10,034.22	I.P 거더로 대체						
1STR25	1,480.90	10,033.53	I.P 거더로 대체						
1STR26	1,049.04	4,149.44	I.P 거더로 대체						
1STR27	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR28	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR29	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR30	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR31	347.71	398.54	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR32	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR33	347.71	385.58	107.69	140.00	80.00	107.69	140.00	80.00	
1STR34	314.21	333.93	112.66	140.00	80.00	112.66	140.00	80.00	

▪ 응 력 검 토

구 분	전단응력 (MPa)			상부 플랜지 (MPa)				하부 플랜지 (MPa)			
	υ	υ_a	판정	f_u	f_{ca}	f_{ta}	판정	f_l	f_{ca}	f_{ta}	판정
1STR01	34.90	80.00	O.K	83.01	112.67	140.00	O.K	83.01	112.67	140.00	O.K
1STR02	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR03	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR04	38.63	80.00	O.K	99.11	107.69	140.00	O.K	99.11	107.69	140.00	O.K
1STR05	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR06	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR07	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR08	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR09	I.P 거더로 대체										
1STR10	I.P 거더로 대체										
1STR11	I.P 거더로 대체										
1STR12	I.P 거더로 대체										
1STR13	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR14	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR15	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR16	38.63	80.00	O.K	100.96	107.69	140.00	O.K	100.96	107.69	140.00	O.K
1STR17	38.63	80.00	O.K	104.81	107.69	140.00	O.K	104.81	107.69	140.00	O.K
1STR18	38.63	80.00	O.K	104.82	107.69	140.00	O.K	104.82	107.69	140.00	O.K
1STR19	38.63	80.00	O.K	100.98	107.69	140.00	O.K	100.98	107.69	140.00	O.K
1STR20	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR21	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR22	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR23	I.P 거더로 대체										
1STR24	I.P 거더로 대체										
1STR25	I.P 거더로 대체										
1STR26	I.P 거더로 대체										
1STR27	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR28	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR29	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR30	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR31	38.63	80.00	O.K	99.11	107.69	140.00	O.K	99.11	107.69	140.00	O.K
1STR32	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR33	38.63	80.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K	95.89	107.69	140.00	O.K
1STR34	34.91	80.00	O.K	83.05	112.66	140.00	O.K	83.05	112.66	140.00	O.K

▪ 합성 응력 검토

구 분	상부 플랜지 인장 하부 플랜지 압축인 경우					상부 플랜지 압축 하부 플랜지 인장인 경우				
	인장	전단	합성응력	허용	판별	인장	전단	합성응력	허용	판별
1STR01	0.543	0.190	0.733	1.2	O.K	0.543	0.190	0.733	1.2	O.K
1STR02	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR03	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR04	0.847	0.233	1.080	1.2	O.K	0.847	0.233	1.080	1.2	O.K
1STR05	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR06	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR07	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR08	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR09	I.P 거더로 대체									
1STR10	I.P 거더로 대체									
1STR11	I.P 거더로 대체									
1STR12	I.P 거더로 대체									
1STR13	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR14	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR15	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR16	0.879	0.233	1.112	1.2	O.K	0.879	0.233	1.112	1.2	O.K
1STR17	0.947	0.233	1.180	1.2	O.K	0.947	0.233	1.180	1.2	O.K
1STR18	0.947	0.233	1.181	1.2	O.K	0.947	0.233	1.181	1.2	O.K
1STR19	0.879	0.233	1.112	1.2	O.K	0.879	0.233	1.112	1.2	O.K
1STR20	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR21	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR22	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR23	I.P 거더로 대체									
1STR24	I.P 거더로 대체									
1STR25	I.P 거더로 대체									
1STR26	I.P 거더로 대체									
1STR27	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR28	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR29	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR30	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR31	0.847	0.233	1.080	1.2	O.K	0.847	0.233	1.080	1.2	O.K
1STR32	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR33	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K	0.793	0.233	1.026	1.2	O.K
1STR34	0.543	0.190	0.734	1.2	O.K	0.543	0.190	0.734	1.2	O.K

4) 수직 보강재의 설계 (SM400B 사용)

▪ 수직 보강재 설치 검토 및 단면 제원

구 분	설치 검토 (mm)			n	f (MPa)	U (MPa)	b_{vs} (mm)	t_{vs} (mm)	a (mm)	b (mm)	t (mm)
	순간격	허용값	판 정								
1STR01	900.0	710.0	필 요	0	83.011	34.901	130.0	12.0	1,220.0	900.0	10.0
1STR02	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR03	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR04	900.0	710.0	필 요	0	99.113	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR05	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR06	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR07	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR08	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR09	I.P 거더로 대체										
1STR10	I.P 거더로 대체										
1STR11	I.P 거더로 대체										
1STR12	I.P 거더로 대체										
1STR13	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR14	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR15	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR16	900.0	710.0	필 요	0	100.962	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR17	900.0	710.0	필 요	0	104.808	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR18	900.0	710.0	필 요	0	104.821	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR19	900.0	710.0	필 요	0	100.978	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR20	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR21	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR22	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR23	I.P 거더로 대체										
1STR24	I.P 거더로 대체										
1STR25	I.P 거더로 대체										
1STR26	I.P 거더로 대체										
1STR27	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR28	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR29	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR30	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR31	900.0	710.0	필 요	0	99.111	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR32	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR33	900.0	710.0	필 요	0	95.890	38.635	140.0	12.0	1,398.0	900.0	10.0
1STR34	900.0	710.0	필 요	0	83.045	34.912	140.0	12.0	1,220.0	900.0	10.0

▪ 수직보강재 간격 검토

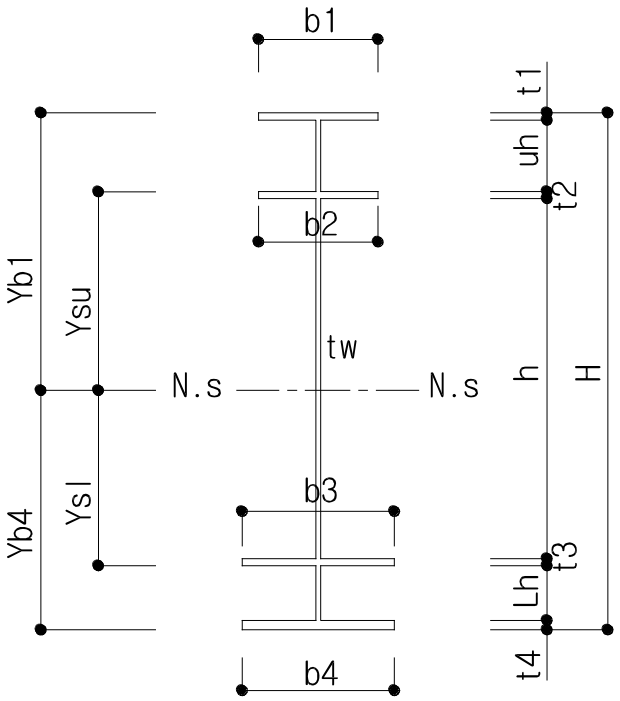
구 분	간격 검토						수직보강재 강도검토 (mm^4)			비 고
	a/b	허용값	판정	n = 0	허용값	판정	$I_{(req)}$	$I_{(use)}$	판정	
1STR01	1.356	3.000	O.K	0.095	1.000	O.K	3.588E+05	1.758E+07	O.K	
1STR02	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR03	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR04	1.553	3.000	O.K	0.135	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR05	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR06	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR07	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR08	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR09	I.P 거더로 대체									
1STR10	I.P 거더로 대체									
1STR11	I.P 거더로 대체									
1STR12	I.P 거더로 대체									
1STR13	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR14	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR15	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR16	1.553	3.000	O.K	0.137	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR17	1.553	3.000	O.K	0.141	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR18	1.553	3.000	O.K	0.141	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR19	1.553	3.000	O.K	0.137	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR20	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR21	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR22	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR23	I.P 거더로 대체									
1STR24	I.P 거더로 대체									
1STR25	I.P 거더로 대체									
1STR26	I.P 거더로 대체									
1STR27	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR28	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR29	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR30	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR31	1.553	3.000	O.K	0.135	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR32	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR33	1.553	3.000	O.K	0.132	1.000	O.K	2.733E+05	2.195E+07	O.K	
1STR34	1.356	3.000	O.K	0.095	1.000	O.K	3.588E+05	2.195E+07	O.K	

▪ 수직보강재 최소 폭 및 두께 검토 (단위:mm)

구 분	최소 폭 검토			최소 폭 검토			비 고
	$b_{vs(req)}$	$b_{vs(use)}$	판정	$t_{vs(req)}$	$t_{vs(use)}$	판정	
1STR01	80.000	130.000	O.K	10.000	12.000	O.K	
1STR02	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR03	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR04	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR05	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR06	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR07	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR08	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR09	I.P 거더로 대체						
1STR10	I.P 거더로 대체						
1STR11	I.P 거더로 대체						
1STR12	I.P 거더로 대체						
1STR13	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR14	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR15	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR16	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR17	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR18	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR19	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR20	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR21	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR22	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR23	I.P 거더로 대체						
1STR24	I.P 거더로 대체						
1STR25	I.P 거더로 대체						
1STR26	I.P 거더로 대체						
1STR27	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR28	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR29	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR30	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR31	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR32	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR33	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	
1STR34	80.000	140.000	O.K	10.769	12.000	O.K	

7.1 세로보의 설계

[1STR9, 1STR12, 1STR23, 1STR26]



사용강재 : SM400B

b1	=	400	mm
b2	=	400	mm
b3	=	300	mm
b4	=	600	mm
t1	=	24	mm
t2	=	24	mm
t3	=	12	mm
t4	=	24	mm
uh	=	142	mm
Lh	=	150	mm
h	=	1655	mm
H	=	2031	mm
tw	=	20	mm

- 위치 1STR26

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-2793.600
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-459.868
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	0
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	-895.968
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-278.131
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-104.170
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	0
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-331.549
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	0.000
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	0.000
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	0
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	0.000
G : 전단 탄성계수		79,000
L : 가로보 간격		5,000
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

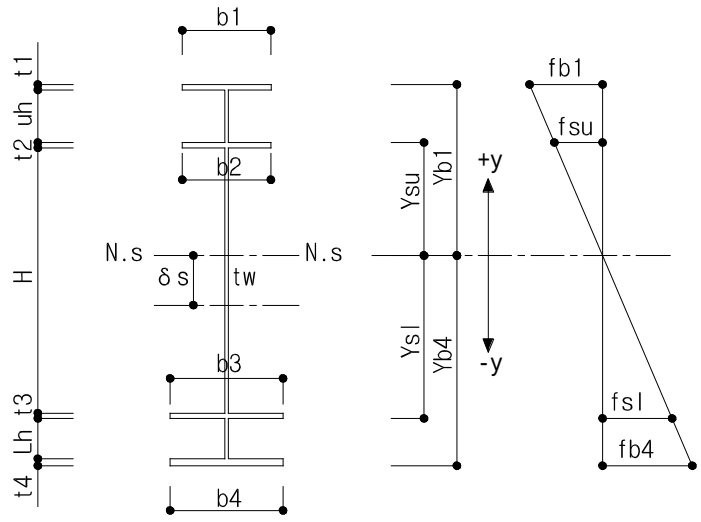
① 합성전/후 단면(각 부재별 y좌표는 내측복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격	As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
T FL.	1 ; 400 X 24	9600	1005.5	9652800	9705890400	460800
T WEB	1 ; 142 X 20	2840	922.5	2619900	2416857750	4772146.667
T WEB	1 ; -50 X 20	-1000	892.5	-892500	-796556250	-208333.3333
UPPER FL.	1 ; 400 X 24	9600	839.5	8059200	6765698400	460800
WEB	1 ; 1655 X 20	33100	0	0	0	7555143958
Lower FL.	1 ; 300 X 12	3600	-833.5	-3000600	2501000100	43200
⊥ WEB	1 ; 150 X 20	3000	-914.5	-2743500	2508930750	5625000
⊥ FL.	1 ; 600 X 24	14400	-1001.5	-14421600	14443232400	691200
TOTAL		75140		-726300	37545053550	7566988772

② 부재 검토 ---- 도.설 3.8.4.1

상판(b1) 두께 검토			상판(b2) 두께 검토			복부판 두께 검토		
필 요	사용	판정	필 요	사용	판정	필 요	사용	판정
b_{fu}'/ 16 = 11.9	24	O.K	b_{fl}'/ 16 = 11.9	24	O.K	h_w/ 150 = 11.0	20	O.K
하판(b3) 두께 검토			**하판(b4) 두께 검토**					
필 요	사용	판정	필 요	사용	판정			
b_{fu}'/ 16 = 8.8	12	O.K	h_w/ 16 = 18.1	24	O.K			

③ 응력검토



Is' = ∑AsY² + ∑ Io

= 37545053550 + 7566988772 = 45112042322 mm^4

δs = ∑AsY / ∑As

= -726300 / 75140 = -9.666 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ

= 45112042322 - 75140 x -9.666 ² = 45105021937 mm^4

Yb1 = Ysu + (uh + t1) = 861.166 + 166 = 1027.166 mm

Ysu = H/2 + t1 - δs = 1655 / 2 + 24 - -9.666 = 861.166 mm

Ysl = Ysu - (H + t1 + t3) = 861.166 - (1655 + 24 + 12) = -829.834 mm

Yb4 = Ysu - (H+t1+t3+t4+Lh) = 861.166 - 1865 = -1003.834 mm

K = ∑ (b x t^3) / 3 = 11816000 mm^4

Mt = Ms + Msc + Mw + Mv = -2793.6 + -459.868 + 0

+ -895.968 = -4149.436 mm

fb1 = Mt · Yb1 / I33 = -94.494 Mpa : b1

fsu = Mt · Ysu / I33 = -79.223 Mpa : b2

fsl = Mt · Ysl / I33 = 76.341 Mpa : b3

fb4 = Mt · Yb4 / I33 = 92.348 Mpa : b4

④ 전단 및 비틀림

Mt = Mst + Msct + Mvt : 순수비틀림모멘트

= 0 + 0 + 0 = 0 Nmm

Wn = H · Bu/4 : 뒴좌표

= 1865 x 400 / 4 = 186500 mm^2

Iw = { H^2 · (t2 · $b2^3$ x t4 · $b4^3$) } / { 12 · (t2 · $b2^3$ + t4 · $b4^3$) : 뒴비틀림상수

= { 2007 ^{2} x (24 x 400 ^{3} x 24 x 600 ^{3}) /

{ 12 x (24 x 400 ^{3} + 24 x 600 ^{3}) } = 3.97741E+14 mm^6

a = L · √ { (G · K) / (Es · Iw) } : 비틀림 상수비

= 5,000 x √{ (79,000 x 11816000) / (205000

x 397,741,066,971,429) } = 0.5350

Mwa = { (Mt / L) / (a / L)^2 } · { (2 x sinh(a/2)) / sinh(a) } : 뒴모멘트

= { (0 / 5,000) / (0.53 / 5,000)^2 }x

{ (2 x 0.2706939) / 0.5608723 - 1 } = 0.00 Nmm^2

Twa = - (Mt / L) / (a / L) x { (1 - cosh(a)) / sinh(a) } : 뒴비틀림모멘트

- { 0 / 5,000) / (0.53 / 5,000)} x

{ (1 - 1.1465504) / 0.5608723 } = 0.00 Nmm

Swa = = 2572500000.00 mm^4

υ = (Ss + Ssc + Sv) / As(Web)

= (-278130.8 + -104170 + -331549.3) / 36100 = -19.77 MPa

υt = (Mst + Msct + Mvt) x Tw / K : 순수비틀림에 의한 전단응력

= (0 + 0 + 0) x 20 / 11816000 = 0.0 MPa

fw = Mwa x Wn / Iw : 뒴비틀림에 의한 수직응력

= 0.00 x 186500 / 3.97741E+14 = 0.0 MPa

υw = Twa x Swa / (Iw x t2)

= 0.00 x 2572500000 / (3.97741E+14 x 24) = 0.0 MPa

υmax = -19.77 MPa < υa = 80 MPa O.K.!

⑤ 조합응력 검토

- 강재 허용응력

fta = : 인장(t1,t2)플랜지의 허용응력 = 140.000 MPa

* 강재 SM400 사용

① = b / 12.9 = 140 / 12.9 = 10.85 mm

② = b / 16 = 140 / 16 = 8.75 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 140.00 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = $24000 \times (t3/b)^2$ = 176.33 MPa

t3 = 12 mm : 사용된 플랜지 두께(t3)

fca = : 압축(t3)플랜지의 허용응력 = 140.000 MPa

① = b / 12.9 = 290 / 12.9 = 22.48 mm

② = b / 16 = 290 / 16 = 18.13 mm

ㄱ. t4 ≥ ① 이면,

fca = = 140.00 MPa

ㄴ. ② ≤ t4 < ① 이면,

fca = $24000 \times (t4/b)^2$ = 164.38 MPa

t4 = 24 mm : 사용된 플랜지 두께(t4)

fca = : 압축(t3,t4)플랜지의 허용응력 = 140.000 MPa

- 철근 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* SD 400 사용

fta = = 160.000 MPa

fca = = 180.000 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Steel							
	작용응력(MPa)				허용응력(MPa)			
	상연(b1)	상연(b2)	하연(b3)	하연(b4)	상연(b1)	상연(b2)	하연(b3)	하연(b4)
1	-94.494	-79.223	76.341	92.348	140.000	140.000	140.000	140.000

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Steel							
	작용응력/허용응력				검 토			
	상연(b1)	상연(b2)	하연(b3)	하연(b4)	상연(b1)	상연(b2)	하연(b3)	하연(b4)
1	67.5%	56.6%	54.5%	66.0%	OK	OK	OK	OK

⑥ 합성응력 검토

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-79.223}{140.000}\right)^2 + \left(\frac{-19.774}{80.000}\right)^2$$

$$= 0.320 + 0.061 = 0.381 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{92.348}{140.000}\right)^2 + \left(\frac{-19.774}{80.000}\right)^2$$

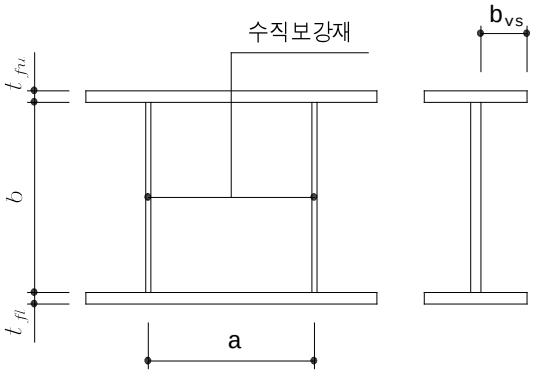
$$= 0.435 + 0.061 = 0.496 < 1.2 \quad O.K.!$$

[수직보강재를 생략할 수 있는 플랜지 순간격의 최대치] ---- 도.설 3.8.5.1 표3.8.5

71 t_w = 1,420.0 mm < h_w = 1,655.0 mm **수직보강재 필요**

⑦ 수직 보강재의 설계 (SM400B 사용)

수평 보강재 사용 단수	:	n =	0	
복부판의 연섬유 압축응력	:	f =	79.223	MPa
복부판의 전단응력	:	υ =	19.774	MPa
사용 수직 보강재의 폭	:	b_{vs} =	150.0	mm
사용 수직 보강재의 두께	:	t_{vs} =	12.0	mm
사용 수직 보강재의 간격	:	a =	2,500.0	mm
상·하 양 플랜지의 순간격	:	b =	1,655.0	mm
복부판의 두께	:	t =	20.0	mm



- 수직보강재 간격 검토

a / b = 2,500.0 / 1,655.0 = 1.511 ≤ 3.000 O.K.!

- 수평 보강재를 사용하지 않을 경우

a / b > 1.00 $[b/100\cdot t]^4 [\{f/365\}^2 + \{\upsilon/(81+61(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b ≤ 1.00 $[b/100\cdot t]^4 [\{f/365\}^2 + \{\upsilon/(61+81(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b > 1.00 이므로 ⇒ 0.038 ≤ 1 O.K.!

- 수직 보강재의 강도검토 ---- 도.설 3.8.5.2

· 필요 강도

$I_{(req)} = b\cdot t^3\cdot r / 10.92 = 1,655.0 \times 20.0^3 \times 3.506 / 10.92 = 4.251E+06\ mm^4$

· 수직 보강재의 소요강비

$r = 8.0[b/a]^2 = 8.0 \times (1,655.0 / 2,500.0)^2 = 3.506$

· 사용 강도

$I_{(use)} = \frac{1}{3} \times 12.0 \times 150.0^3 \times 2ea = 2.700E+07\ mm^4$

$I_{(use)}$ = 2.700E+07 mm^4 ≥ $I_{(req)}$ = 4.251E+06 mm^4 O.K.!

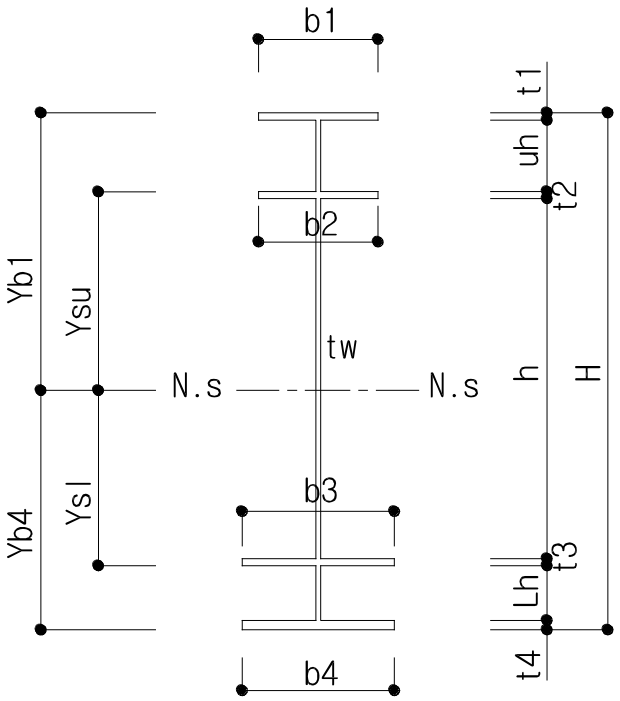
- 수직보강재 최소 폭 및 두께 검토 ---- 도.설 3.8.5.2

$b_{vs(req)}$ = 1,655.0 / 30 + 50mm = 105.167 mm ≤ $b_{vs(use)}$ = 150.000 mm O.K.!

$t_{vs(req)}$ = 150.0 / 13 = 11.538 mm ≤ $t_{vs(use)}$ = 12.000 mm O.K.!

7.1 세로보의 설계

[1STR10, 1STR11, 1STR24, 1STR25]



사용강재 : SM400B

b1	=	400	mm
b2	=	400	mm
b3	=	300	mm
b4	=	600	mm
t1	=	24	mm
t2	=	24	mm
t3	=	12	mm
t4	=	24	mm
uh	=	142	mm
Lh	=	150	mm
h	=	2638	mm
H	=	3014	mm
tw	=	20	mm

- 위치 1STR11

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-6806.179
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-788.060
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	0
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	-2573.794
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-403.600
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-83.507
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	0
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-537.686
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	0.000
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	0.000
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	0
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	0.000
G : 전단 탄성계수		79,000
L : 가로보 간격		5,000
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

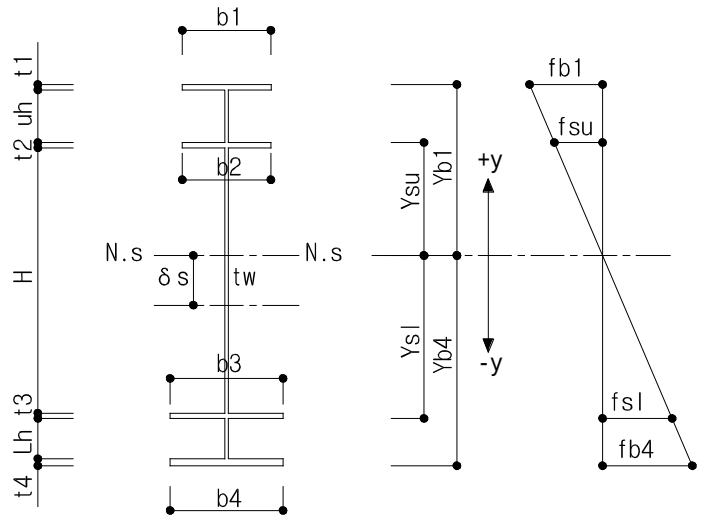
① 합성전/후 단면(각 부재별 y좌표는 내측복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격	As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
T FL.	1 ; 400 X 24	9600	1497	14371200	21513686400	460800
T WEB	1 ; 142 X 20	2840	1414	4015760	5678284640	4772146.667
T WEB	1 ; -50 X 20	-1000	1384	-1384000	-1915456000	-208333.3333
UPPER FL.	1 ; 400 X 24	9600	1331	12777600	17006985600	460800
WEB	1 ; 2638 X 20	52760	0	0	0	30596596787
Lower FL.	1 ; 300 X 12	3600	-1325	-4770000	6320250000	43200
⊥ WEB	1 ; 150 X 20	3000	-1406	-4218000	5930508000	5625000
⊥ FL.	1 ; 600 X 24	14400	-1493	-21499200	32098305600	691200
TOTAL		94800		-706640	86632564240	30608441600

② 부재 검토 ---- 도.설 3.8.4.1

상판(b1) 두께 검토			상판(b2) 두께 검토			복부판 두께 검토		
필 요	사용	판정	필 요	사용	판정	필 요	사용	판정
b_{fu}'/ 16 = 11.9	24	O.K	b_{fl}'/ 16 = 11.9	24	O.K	h_w/ 150 = 17.6	20	O.K
하판(b3) 두께 검토			하판(b4) 두께 검토					
필 요	사용	판정	필 요	사용	판정			
b_{fu}'/ 16 = 8.8	12	O.K	h_w/ 16 = 18.1	24	O.K			

③ 응력검토



Is' = ∑AsY² + ∑ Io

= 86632564240 + 30608441600 = 117241005840 mm^4

δs = ∑AsY / ∑As

= -706640 / 94800 = -7.454 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ

= 117241005840 - 94800 x -7.454 ² = 117235738539 mm^4

Yb1 = Ysu + (uh + t1) = 1350.454 + 166 = 1516.454 mm

Ysu = H/2 + t1 - δs = 2638 / 2 + 24 - -7.454 = 1350.454 mm

Ysl = Ysu - (H + t1 + t3) = 1350.454 - (2638 + 24 + 12) = -1323.546 mm

Yb4 = Ysu - (H+t1+t3+t4+Lh) = 1350.454 - 2848 = -1497.546 mm

K = ∑ (b x t^3) / 3 = 14437333 mm^4

Mt = Ms + Msc + Mw + Mv = -6806.2 + -788.060 + 0

+ -2573.794 = -10168.033 mm

fb1 = Mt · Yb1 / I33 = -131.524 Mpa : b1

fsu = Mt · Ysu / I33 = -117.127 Mpa : b2

fsl = Mt · Ysl / I33 = 114.793 Mpa : b3

fb4 = Mt · Yb4 / I33 = 129.884 Mpa : b4

④ 전단 및 비틀림

Mt = Mst + Msct + Mvt : 순수비틀림모멘트

= 0 + 0 + 0 = 0 Nmm

Wn = H · Bu/4 : 뒴좌표

= 2848 x 400 / 4 = 284800 mm^2

Iw = { H^2 · (t2 · $b2^3$ x t4 · $b4^3$) } / { 12 · (t2 · $b2^3$ + t4 · $b4^3$) : 뒴비틀림상수

= { 2990 ^{2} x (24 x 400 ^{3} x 24 x 600 ^{3}) /

{ 12 x (24 x 400 ^{3} + 24 x 600 ^{3}) } = 8.82771E+14 mm^6

a = L · √ { (G · K) / (Es · Iw) } : 비틀림 상수비

= 5,000 x √{ (79,000 x 14437333) / (205000

x 882,771,017,142,857) } = 0.3969

Mwa = { (Mt / L) / (a / L)^2 } · { (2 x sinh(a/2)) / sinh(a) } : 뒴모멘트

= { (0 / 5,000) / (0.40 / 5,000)^2 }x

{ (2 x 0.1997761) / 0.4074474 - 1 } = 0.00 Nmm^2

Twa = - (Mt / L) / (a / L) x { (1 - cosh(a)) / sinh(a) } : 뒴비틀림모멘트

- { 0 / 5,000) / (0.40 / 5,000)} x

{ (1 - 1.079821) / 0.4074474 } = 0.00 Nmm

Swa = = 2572500000.00 mm^4

υ = (Ss + Ssc + Sv) / As(Web)

= (-403600.2 + -83506.76 + -537686.2) / 55760 = -18.38 MPa

υt = (Mst + Msct + Mvt) x Tw / K : 순수비틀림에 의한 전단응력

= (0 + 0 + 0) x 20 / 14437333 = 0.0 MPa

fw = Mwa x Wn / Iw : 뒴비틀림에 의한 수직응력

= 0.00 x 284800 / 8.82771E+14 = 0.0 MPa

υw = Twa x Swa / (Iw x t2)

= 0.00 x 2572500000 / (8.82771E+14 x 24) = 0.0 MPa

υmax = -18.38 MPa < υa = 80 MPa O.K.!

⑤ 조합응력 검토

- 강재 허용응력

fta = : 인장(t1,t2)플랜지의 허용응력 = 140.000 MPa

* 강재 SM400 사용

① = b / 12.9 = 140 / 12.9 = 10.85 mm

② = b / 16 = 140 / 16 = 8.75 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 140.00 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = $24000 \times (t3/b)^2$ = 176.33 MPa

t3 = 12 mm : 사용된 플랜지 두께(t3)

fca = : 압축(t3)플랜지의 허용응력 = 140.000 MPa

① = b / 12.9 = 290 / 12.9 = 22.48 mm

② = b / 16 = 290 / 16 = 18.13 mm

ㄱ. t4 ≥ ① 이면,

fca = = 140.00 MPa

ㄴ. ② ≤ t4 < ① 이면,

fca = $24000 \times (t4/b)^2$ = 164.38 MPa

t4 = 24 mm : 사용된 플랜지 두께(t4)

fca = : 압축(t3,t4)플랜지의 허용응력 = 140.000 MPa

- 철근 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* SD 400 사용

fta = = 160.000 MPa

fca = = 180.000 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Steel							
	작용응력(MPa)				허용응력(MPa)			
	상연(b1)	상연(b2)	하연(b3)	하연(b4)	상연(b1)	상연(b2)	하연(b3)	하연(b4)
1	-131.524	-117.127	114.793	129.884	140.000	140.000	140.000	140.000

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Steel							
	작용응력/허용응력				검 토			
	상연(b1)	상연(b2)	하연(b3)	하연(b4)	상연(b1)	상연(b2)	하연(b3)	하연(b4)
1	93.9%	83.7%	82.0%	92.8%	OK	OK	OK	OK

⑥ 합성응력 검토

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-117.127}{140.000}\right)^2 + \left(\frac{-18.379}{80.000}\right)^2$$

$$= 0.700 + 0.053 = 0.753 < 1.2 \quad O.K.!$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{129.884}{140.000}\right)^2 + \left(\frac{-18.379}{80.000}\right)^2$$

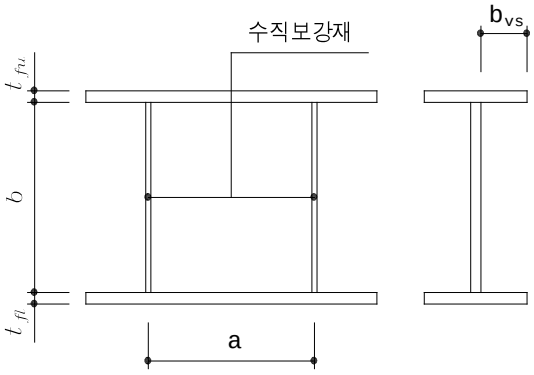
$$= 0.861 + 0.053 = 0.913 < 1.2 \quad O.K.!$$

[수직보강재를 생략할 수 있는 플랜지 순간격의 최대치] ---- 도.설 3.8.5.1 표3.8.5

71 t_w = 1,420.0 mm < h_w = 2,638.0 mm **수직보강재 필요**

⑦ 수직 보강재의 설계 (SM400B 사용)

수평 보강재 사용 단수	:	n =	0	
복부판의 연섬유 압축응력	:	f =	117.127	MPa
복부판의 전단응력	:	υ =	18.379	MPa
사용 수직 보강재의 폭	:	b_{vs} =	150.0	mm
사용 수직 보강재의 두께	:	t_{vs} =	12.0	mm
사용 수직 보강재의 간격	:	a =	2,500.0	mm
상·하 양 플랜지의 순간격	:	b =	2,638.0	mm
복부판의 두께	:	t =	20.0	mm



- 수직보강재 간격 검토

a / b = 2,500.0 / 2,638.0 = 0.948 ≤ 3.000 O.K.!

- 수평 보강재를 사용하지 않을 경우

a / b > 1.00 $[b/100\cdot t]^4 [\{f/365\}^2 + \{\upsilon/(81+61(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b ≤ 1.00 $[b/100\cdot t]^4 [\{f/365\}^2 + \{\upsilon/(61+81(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b ≤ 1.00 이므로 ⇒ 0.356 ≤ 1 O.K.!

- 수직 보강재의 강도검토 ---- 도.설 3.8.5.2

· 필요 강도

$I_{(req)} = b\cdot t^3\cdot r / 10.92 = 2,638.0 \times 20.0^3 \times 8.908 / 10.92 = 1.721E+07\ mm^4$

· 수직 보강재의 소요강비

$r = 8.0[b/a]^2 = 8.0 \times (2,638.0 / 2,500.0)^2 = 8.908$

· 사용 강도

$I_{(use)} = \frac{1}{3} \times 12.0 \times 150.0^3 \times 2ea = 2.700E+07\ mm^4$

$I_{(use)}$ = 2.700E+07 mm^4 ≥ $I_{(req)}$ = 1.721E+07 mm^4 O.K.!

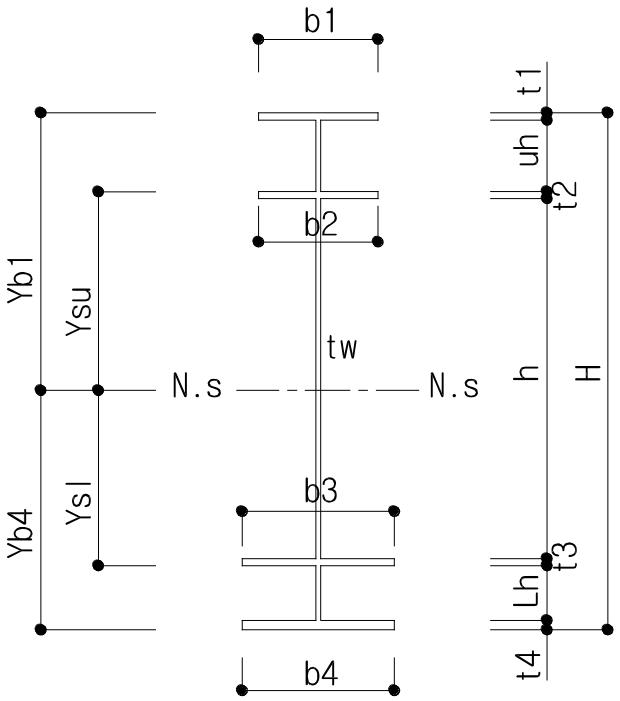
- 수직보강재 최소 폭 및 두께 검토 ---- 도.설 3.8.5.2

$b_{vs(req)}$ = 2,638.0 / 30 + 50mm = 137.933 mm ≤ $b_{vs(use)}$ = 150.000 mm O.K.!

$t_{vs(req)}$ = 150.0 / 13 = 11.538 mm ≤ $t_{vs(use)}$ = 12.000 mm O.K.!

7.1 세로보의 설계

[1STR9, 1STR12, 1STR23, 1STR26]



사용강재 : SM400B

b1	=	400	mm
b2	=	400	mm
b3	=	300	mm
b4	=	600	mm
t1	=	24	mm
t2	=	24	mm
t3	=	12	mm
t4	=	24	mm
uh	=	142	mm
Lh	=	150	mm
h	=	1450	mm
H	=	1826	mm
tw	=	20	mm

- 위치 1STR15

구 분	단 위	Input Data
Es : 강재의 탄성계수	MPa	205000
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-2793.600
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN-m	-459.868
Mw : 풍하중에 의한 모멘트	kN-m	0
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN-m	-895.968
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-278.131
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-104.170
Sw : 풍하중에 의한 전단력	kN	0
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-331.549
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	0.000
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	0.000
Mwt : 풍하중에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	0
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN-m	0.000
G : 전단 탄성계수		79,000
L : 가로보 간격		5,000
tcu , tcl : 교축방향 철근의 피복 두께	mm	60 , 40

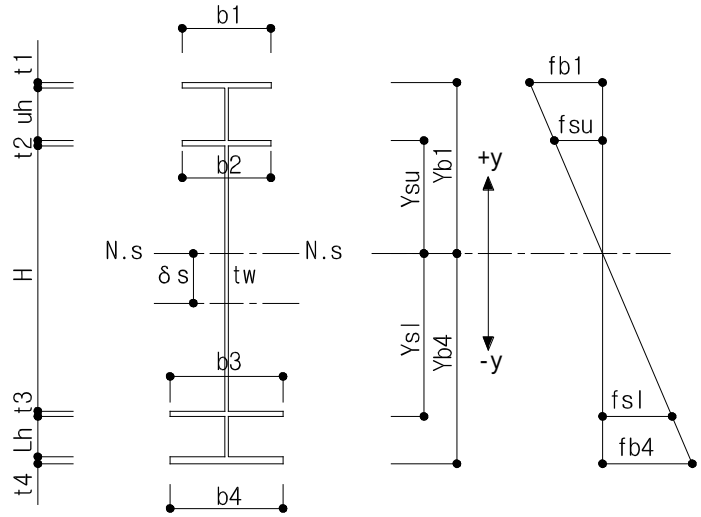
① 합성전/후 단면(각 부재별 y좌표는 내측복부의 중심을 기준으로 기술함)

부재구분	규 격	As(mm^2)	y(mm)	As*y(mm^3)	As*y^2(mm^4)	Io(mm^4)
T FL.	1 ; 400 X 24	9600	903	8668800	7827926400	460800
T WEB	1 ; 142 X 20	2840	820	2328800	1909616000	4772146.667
T WEB	1 ; -50 X 20	-1000	790	-790000	-624100000	-208333.3333
UPPER FL.	1 ; 400 X 24	9600	737	7075200	5214422400	460800
WEB	1 ; 1450 X 20	29000	0	0	0	5081041667
Lower FL.	1 ; 300 X 12	3600	-731	-2631600	1923699600	43200
⊥ WEB	1 ; 150 X 20	3000	-812	-2436000	1978032000	5625000
⊥ FL.	1 ; 600 X 24	14400	-899	-12945600	11638094400	691200
TOTAL		71040		-730400	29867690800	5092886480

② 부재 검토 ---- 도.설 3.8.4.1

상판(b1) 두께 검토			상판(b2) 두께 검토			복부판 두께 검토		
필 요	사용	판정	필 요	사용	판정	필 요	사용	판정
b_{fu}'/ 16 = 11.9	24	O.K	b_{fl}'/ 16 = 11.9	24	O.K	h_w / 150 = 9.7	20	O.K
하판(b3) 두께 검토			하판(b4) 두께 검토					
필 요	사용	판정	필 요	사용	판정			
b_{fu}'/ 16 = 8.8	12	O.K	h_w / 16 = 18.1	24	O.K			

③ 응력검토



Is' = ∑AsY² + ∑ Io

= 29867690800 + 5092886480 = 34960577280 mm^4

δ s = ∑AsY / ∑As

= -730400 / 71040 = -10.282 mm

I33 = Is´ - ∑As x δ

= 34960577280 - 71040 x -10.282 ² = 34953067649 mm^4

Yb1 = Ysu + (uh + t1) = 759.282 + 166 = 925.282 mm

Ysu = H/2 + t1 - δs = 1450 / 2 + 24 - -10.282 = 759.282 mm

Ysl = Ysu - (H + t1 + t3) = 759.282 - (1450 + 24 + 12) = -726.718 mm

Yb4 = Ysu - (H+t1+t3+t4+Lh) = 759.282 - 1660 = -900.718 mm

K = ∑ (b x t^3) / 3 = 11269333 mm^4

Mt = Ms + Msc + Mw + Mv = -2793.6 + -459.868 + 0

+ -895.968 = -4149.436 mm

fb1 = Mt · Yb1 / I33 = -109.844 Mpa : b1

fsu = Mt · Ysu / I33 = -90.138 Mpa : b2

fsl = Mt · Ysl / I33 = 86.272 Mpa : b3

fb4 = Mt · Yb4 / I33 = 106.928 Mpa : b4

④ 전단 및 비틀림

Mt = Mst + Msct + Mvt : 순수비틀림모멘트

= 0 + 0 + 0 = 0 Nmm

Wn = H · Bu/4 : 뒴좌표

= 1660 x 400 / 4 = 166000 mm^2

Iw = { H^2 · (t2 · $b2^3$ x t4 · $b4^3$) } / { 12 · (t2 · $b2^3$ + t4 · $b4^3$) : 뒴비틀림상수

= { 1802 ^{2} x (24 x 400 ^{3} x 24 x 600 ^{3}) /

{ 12 x (24 x 400 ^{3} + 24 x 600 ^{3}) } = 3.20638E+14 mm^6

a = L · √ { (G · K) / (Es · Iw) } : 비틀림 상수비

= 5,000 x √{ (79,000 x 11269333) / (205000

x 320,638,200,685,714) } = 0.5819

Mwa = { (Mt / L) / (a / L)^2 } · { (2 x sinh(a/2)) / sinh(a) } : 뒴모멘트

= { (0 / 5,000) / (0.58 / 5,000)^2 }x

{ (2 x 0.2950721) / 0.6152994 - 1 } = 0.00 Nmm^2

Twa = - (Mt / L) / (a / L) x { (1 - cosh(a)) / sinh(a) } : 뒴비틀림모멘트

- { 0 / 5,000) / (0.58 / 5,000)} x

{ (1 - 1.1741351) / 0.6152994 } = 0.00 Nmm

Swa = = 2572500000.00 mm^4

υ = (Ss + Ssc + Sv) / As(Web)

= (-278130.8 + -104170 + -331549.3) / 32000 = -22.31 MPa

υt = (Mst + Msct + Mvt) x Tw / K : 순수비틀림에 의한 전단응력

= (0 + 0 + 0) x 20 / 11269333 = 0.0 MPa

fw = Mwa x Wn / Iw : 뒴비틀림에 의한 수직응력

= 0.00 x 166000 / 3.20638E+14 = 0.0 MPa

υw = Twa x Swa / (Iw x t2)

= 0.00 x 2572500000 / (3.20638E+14 x 24) = 0.0 MPa

υmax = -22.31 MPa < υa = 80 MPa O.K.!

⑤ 조합응력 검토

- 강재 허용응력

fta = : 인장(t1,t2)플랜지의 허용응력 = 140.000 MPa

* 강재 SM400 사용

① = b / 12.9 = 140 / 12.9 = 10.85 mm

② = b / 16 = 140 / 16 = 8.75 mm

ㄱ. t3 ≥ ① 이면,

fca = = 140.00 MPa

ㄴ. ② ≤ t3 < ① 이면,

fca = $24000 \times (t3/b)^2$ = 176.33 MPa

t3 = 12 mm : 사용된 플랜지 두께(t3)

fca = : 압축(t3)플랜지의 허용응력 = 140.000 MPa

① = b / 12.9 = 290 / 12.9 = 22.48 mm

② = b / 16 = 290 / 16 = 18.13 mm

ㄱ. t4 ≥ ① 이면,

fca = = 140.00 MPa

ㄴ. ② ≤ t4 < ① 이면,

fca = $24000 \times (t4/b)^2$ = 164.38 MPa

t4 = 24 mm : 사용된 플랜지 두께(t4)

fca = : 압축(t3,t4)플랜지의 허용응력 = 140.000 MPa

- 철근 허용응력 ---- 도.설 3.9.3

* SD 400 사용

fta = = 160.000 MPa

fca = = 180.000 MPa

: 허용응력의 할증 ----도.설 3.9.3.1

하중조합	Steel							
	작용응력(MPa)				허용응력(MPa)			
	상연(b1)	상연(b2)	하연(b3)	하연(b4)	상연(b1)	상연(b2)	하연(b3)	하연(b4)
1	-109.844	-90.138	86.272	106.928	140.000	140.000	140.000	140.000

*** 주1) 1. 합성전 고정하중에 의한 응력 / 3. 활하중에 의한 응력 /

*** 주2) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- 안전율 검토

하중조합	Steel							
	작용응력/허용응력				검 토			
	상연(b1)	상연(b2)	하연(b3)	하연(b4)	상연(b1)	상연(b2)	하연(b3)	하연(b4)
1	78.5%	64.4%	61.6%	76.4%	OK	OK	OK	OK

⑥ 합성응력 검토

- 상 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{-90.138}{140.000}\right)^2 + \left(\frac{-22.308}{80.000}\right)^2$$

$$= 0.415 + 0.078 = 0.492 < 1.2 \quad \text{O.K.!}$$

- 하 연

$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon a}\right)^2 = \left(\frac{106.928}{140.000}\right)^2 + \left(\frac{-22.308}{80.000}\right)^2$$

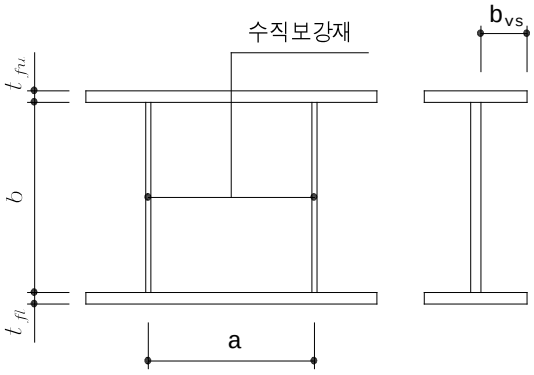
$$= 0.583 + 0.078 = 0.661 < 1.2 \quad \text{O.K.!}$$

[수직보강재를 생략할 수 있는 플랜지 순간격의 최대치] ---- 도.설 3.8.5.1 표3.8.5

71 t_w = 1,420.0 mm < h_w = 1,450.0 mm **수직보강재 필요**

⑦ 수직 보강재의 설계 (SM400B 사용)

수평 보강재 사용 단수	:	n =	0	
복부판의 연섬유 압축응력	:	f =	90.138	MPa
복부판의 전단응력	:	υ =	22.308	MPa
사용 수직 보강재의 폭	:	b_{vs} =	150.0	mm
사용 수직 보강재의 두께	:	t_{vs} =	12.0	mm
사용 수직 보강재의 간격	:	a =	2,500.0	mm
상·하 양 플랜지의 순간격	:	b =	1,450.0	mm
복부판의 두께	:	t =	20.0	mm



- 수직보강재 간격 검토

a / b = 2,500.0 / 1,450.0 = 1.724 ≤ 3.000 O.K.!

- 수평 보강재를 사용하지 않을 경우

a / b > 1.00 $[b/100\cdot t]^4 [\{f/365\}^2 + \{\upsilon/(81+61(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b ≤ 1.00 $[b/100\cdot t]^4 [\{f/365\}^2 + \{\upsilon/(61+81(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b > 1.00 이므로 ⇒ 0.030 ≤ 1 O.K.!

- 수직 보강재의 강도검토 ---- 도.설 3.8.5.2

· 필요 강도

$I_{(req)} = b\cdot t^3\cdot r / 10.92 = 1{,}450.0 \times 20.0^3 \times 2.691 / 10.92 =$ 2.859E+06 mm^4

· 수직 보강재의 소요강비

$r = 8.0[b/a]^2 = 8.0 \times (1{,}450.0 / 2{,}500.0)^2 =$ 2.691

· 사용 강도

$I_{(use)} = \frac{1}{3} \times 12.0 \times 150.0^3 \times 2ea =$ 2.700E+07 mm^4

$I_{(use)}$ = 2.700E+07 mm^4 ≥ $I_{(req)}$ = 2.859E+06 mm^4 O.K.!

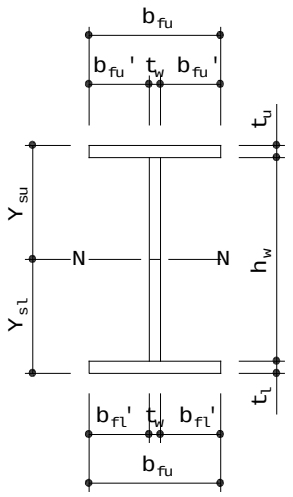
- 수직보강재 최소 폭 및 두께 검토 ---- 도.설 3.8.5.2

$b_{vs(req)}$ = 1,450.0 / 30 + 50mm = 98.333 mm ≤ $b_{vs(use)}$ = 150.000 mm O.K.!

$t_{vs(req)}$ = 150.0 / 13 = 11.538 mm ≤ $t_{vs(use)}$ = 12.000 mm O.K.!

7.2 가로보의 설계

[1CR01]



▪ 단 면 제 원 (단위:mm)

사용강재	b_{fu}	b_{fu}'	b_{fl}	b_{fl}'	h_w	t_{fu}	t_w	t_{fl}
SM400B	300.0	144.0	300.0	144.0	1,400.0	14.0	12.0	14.0

가로보간격(전) : B_f = 0.0 mm 가로보지간 : L = 5,800.0 mm

가로보간격(후) : B_r = 4,431.6 mm

▪ 부재 검토 (☞ 도.설.해 3.8.4.1) (단위:mm)

복부판 두께 검토			상판 두께 검토			하판 두께 검토		
필 요	사용	판정	필 요	사용	판정	필 요	사용	판정
h_w/ 150 = 9.3	12	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	14	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	14	O.K

▪ 하중 관련

강 재 (kN/m^3)	강재 할증	차륜하중(kN)			탱크하중		트레일러		
		P_r(kN/m)	P_f(kN/m)	L_1(mm)	P_{tk}(kN/m)	L_2(mm)	P_1(kN/m)	P_2(kN/m)	P_3(kN/m)
78.50	1.3244	96.00	24.00	4,200.0	0.000	0.0	0.000	0.000	0.000

▪ 도심 산정

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 14.0	4,200.0	707.0	2.969E+06	2.099E+09	6.860E+04
WEB	1 - 1,400.0 × 12.0	16,800.0	-	-	-	2.744E+09
LOWER FL.	1 - 300.0 × 14.0	4,200.0	-707.0	-2.969E+06	2.099E+09	6.860E+04
합 계		25,200.0	-	0.000E+00	4.199E+09	2.744E+09

$I_x' = \sum A_s \cdot Y^2 + \sum I_{xo}$ = 4,198,731,600.0 + 2,744,137,200.0 = 6.943E+09 mm^4

$\delta_y = \sum A_s \cdot Y / \sum A_s$ = 0.0 / 25,200.0 = 0.000 mm

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 6,942,868,800.0 - 25,200.0 × 0.0^2 = 6.943E+09 mm^4

$y_{su} = h_w / 2 + t_{fu} - \delta_y$ = 1,400.0/2+14.00-0.0 = 714.000 mm

$y_{sl} = h_w / 2 + t_{fl} + \delta_y$ = 1,400.0/2+14.00-0.0 = 714.000 mm

1) 관 용 해 석

(1) 작용 하중 산정

① 고 정 하 중

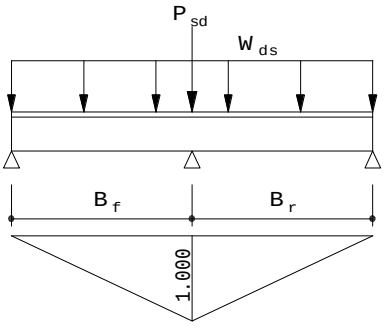
고 정 하 중 : W_d = 25.267 kN/m [세로보 고정하중 참조]

영향선 면적 : (0.000+4.432)×1.00/2 = 2.216 m^2

∴ P_{sd} = 25.267 × 2.216 = 55.987 kN

강재 자중 : 0.025 × 78.5 = 1.978 kN/m

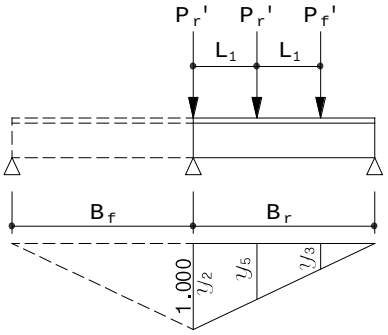
강재 할증 : W_{ds} = 1.978 × 1.3244 = 2.620 kN/m



② 활 하 중

⇒ 차륜하중 (DB-24) 재하시

활하중 작용점과 세로보 중심간의 거리 및 영향선 종거



x_1 =	0.0 mm	⇒	y_1 =	0.000
x_4 =	0.0 mm	⇒	y_4 =	0.000
x_2 =	0.0 mm	⇒	y_2 =	1.000
x_5 =	0.0 mm	⇒	y_5 =	0.000
x_3 =	231.6 mm	⇒	y_3 =	0.052
			$\sum y$ =	1.052

∴ P_{sl} = 24.000×0.052 + 96.000×(1.000+0.000)

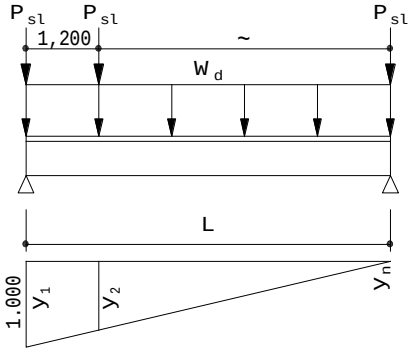
= 97.254 kN

충격 계수

i = 15 / (40 + 4.432) = 0.338 > 0.300 ∴ i = 0.300

(2) 전단력 산정

⇒ 차륜하중 (DB-24) 재하시



▪ 최대 재하가능한 윤하중 수 n = 4

▪ 가로보 지간장 : A = 5.800 × 1.000 / 2 = 2.900 m^2

▪ 고정하중에 의한 전단력

$V_d = W_{ds}L/2+P_{sd}/2$ = 2.620×2.900+27.994 = 35.592 kN

▪ 가로보 끝단에서 윤하중까지의 거리 및 종거

x_1 =	0.0 mm	⇒	y_1 =	1.000
x_2 =	1,200.0 mm	⇒	y_2 =	0.793
x_3 =	3,000.0 mm	⇒	y_3 =	0.483
x_4 =	4,200.0 mm	⇒	y_4 =	0.276
x_5 =	- mm	⇒	y_5 =	-
			$\sum y$ =	2.552

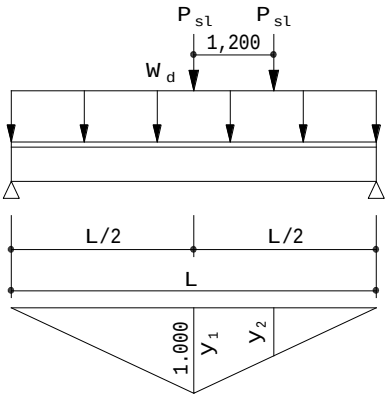
▪ 활하중에 의한 전단력(충격계수 포함)

$V_{Li} = P_{sl}\times(1+i)\times\sum y$ = 97.254 × (1 + 0.300) × 2.552 = 322.618 kN

∴ $V_t = V_d + V_{Li}$ = 35.592 + 322.618 = 358.209 kN

(3) 모멘트 산정

⇒ 차륜하중 (DB-24) 재하시



▪ 최대 재하가능한 윤하중 수 n = 3

▪ 영향선 면적 : A = 5.800 × 1.000 / 2 = 2.900 m^2

▪ 고정하중에 의한 모멘트

$M_d = W_{ds}\times A\times L/4 + P_{sd}\times L/4$

= 2.620×2.900×L/4 + 55.987×L/4 = 92.199 kN·m

▪ 가로보 중앙에서 윤하중까지의 거리 및 종거

x_1 =	0.0 mm	⇒	y_1 =	1.000
x_2 =	1,200.0 mm	⇒	y_2 =	0.586
x_3 =	1,800.0 mm	⇒	y_3 =	0.379
			$\sum y$ =	1.966

▪ 활하중에 의한 모멘트(충격계수 포함)

$M_{Li} = P_{sl} \times (1+i) \times \sum y \times L/4$ = 97.254×(1+0.300)×1.966×5.800/4 = 360.332 kN·m

∴ $M_t = M_d + M_{Li}$ = 92.199 + 360.332 = 452.531 kN·m

2) 격 자 해 석

[3D Frame 해석결과]

구 분	단위	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	지점침하	합 계
		강재자중	슬래브 자중				
모 멘 트	kN·m	-60.227	-108.874	-168.457	-598.316	-7.112	-942.986
전 단 력	kN	-36.453	-106.449	-35.071	-306.481	-2.480	-486.934

Frame 해석결과 : V_{max} = 486.934 kN , M_{max} = 942.986 kN·m (OutPut 참조)- 부재번호 69

3) 결 과 비 교

관용해석에서 나온 부재력과 Frame 해석에서 나온 부재력 중 불리한 값을 설계에 적용함.

계산적용부재력 : V_{max} = 486.934 kN , M_{max} = 942.986 kN·m

4) 단 면 검 토

▪ 자유돌출판의 압축부 국부좌굴에 대한 허용응력 (☞ 도.설 해 3.4.2.2 표3.4.4)

- 상부 플랜지

$b_{fu}' / 12.9$ = 11.2 mm ≤ t_{fu} = 14.0 mm

⇒① f_{ca} = 140.0 MPa

$b_{fu}' / 16.0$ = 9.0 mm ≤ t_{fu} = 14.0 mm ≥ $b_{fu}' / 12.9$ = 11.2 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000 \, (t_{fu}/b_{fu}')^2$ = 226.9 MPa

- 하부 플랜지

$b_{fl}' / 12.9$ = 11.2 mm ≤ t_{fl} = 14.0 mm

⇒① f_{ca} = 140.0 MPa

$b_{fl}' / 16.0$ = 9.0 mm ≤ t_{fl} = 14.0 mm ≥ $b_{fl}' / 12.9$ = 11.2 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000 \, (t_{fl}/b_{fl}')^2$ = 226.9 MPa

▪ 허용 휨 압축응력 (☞ 도.설 해 3.3.2.1 표3.3.4)

- 상부 플랜지

A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2)	⇒	16,800.0 mm^2	A_w/A_c = 4.000 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,200.0 mm^2	
L : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	5,800.0 mm	
b_{fu} : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	300.0 mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.236	

9.3/K = 4.2 < L / b_{fu} = 5,800.0 / 300.0 = 19.3

⇒② f_{ca} = 140.0 MPa

9.3/K = 4.2 < L / b_{fu} = 5,800.0 / 300.0 = 19.3 ≤ 30.0

⇒② $f_{ca} = 140.0 - 1.24 \, (K \cdot L/b_{fu} - 9.3)$ = 140.0-1.24×(2.236×5,800.0/300.0-9.3) = 97.9 MPa

- 하부 플랜지

A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2)	⇒	16,800.0	mm^2	A_w/A_c = 4.000 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,200.0	mm^2	
L : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	5,800.0	mm	
b_{fl} : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	300.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.236		

9.3/K = 4.2 < L / b_{fl} = 5,800.0 / 300.0 = 19.3

⇒② f_{ca} = 140.0 MPa

9.3/K = 4.2 < L / b_{fl} = 5,800.0 / 300.0 = 19.3 ≤ 30.0

⇒② f_{ca} = 140.0 - 1.24 $(K \cdot L/b_{fl} - 9.3)$ = 140.0-1.24×(2.236×5,800.0/300.0-9.3) = 97.9 MPa

∴ ②에 허용응력 값이 ①에 허용응력 값보다 작은 경우에는 허용 휨 압축응력에 대한 허용응력을 사용한다

f_{ca} = 97.9 MPa , f_{ta} = 140.0 MPa (상부 플랜지) (☞ 도.설 해 3.3.2.1 표3.3.1)

υ_a = 80.0 MPa (☞ 도.설 해 3.3.2.1 표3.3.5)

∴ ②에 허용응력 값이 ①에 허용응력 값보다 작은 경우에는 허용 휨 압축응력에 대한 허용응력을 사용한다

f_{ca} = 97.9 MPa , f_{ta} = 140.0 MPa (하부 플랜지) (☞ 도.설 해 3.3.2.1 표3.3.1)

υ_a = 80.0 MPa (☞ 도.설 해 3.3.2.1 표3.3.5)

▪ 응 력 검 토

$\upsilon = V_u / A_w$ = 486,934.5 / (1,400.0 × 12.0)

υ = 28.984 MPa ≤ υ_a = 80.0 MPa ····· O.K !!

$f_u = M_u \cdot y_{su} / I_{33}$ = 942,986,400.0 × 714.0 / 6,942,868,800.0

f_u = 96.976 MPa ≤ f_{ca} = 97.9 MPa (상부 플랜지 압축인 경우) ····· O.K !!

f_u = 96.976 MPa ≤ f_{ta} = 140.0 MPa (상부 플랜지 인장인 경우) ····· O.K !!

$f_l = M_u \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 942,986,400.0 × 714.0 / 6,942,868,800.0

f_l = 96.976 MPa ≤ f_{ta} = 140.0 MPa (하부 플랜지 인장인 경우) ····· O.K !!

f_l = 96.976 MPa ≤ f_{ca} = 97.9 MPa (하부 플랜지 압축인 경우) ····· O.K !!

▪ 합성응력 검토

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 \le 1.2$$ ····· O.K !!

[상부 플랜지 인장, 하부 플랜지 압축]

$(\frac{96.976}{97.926})^2 + (\frac{28.984}{80.000})^2$ = 0.981 + 0.131 = 1.112 ≤ 1.2 ····· O.K !!

[상부 플랜지 압축, 하부 플랜지 인장]

$(\frac{96.976}{97.926})^2 + (\frac{28.984}{80.000})^2$ = 0.981 + 0.131 = 1.112 ≤ 1.2 ····· O.K !!

[수직보강재를 생략할 수 있는 플랜지 순간격의 최대치] (☞ 도.설 해 3.8.5.1 표3.8.5)

71 t_w = 852.0 mm < h_w = 1,400.0 mm **수직보강재 필요**

5) 수직 보강재의 설계 (SM400B 사용)

수평 보강재 사용 단수 : n = 0

복부판의 연섬유 압축응력 : f = 96.976 MPa

복부판의 전단응력 : υ = 28.984 MPa

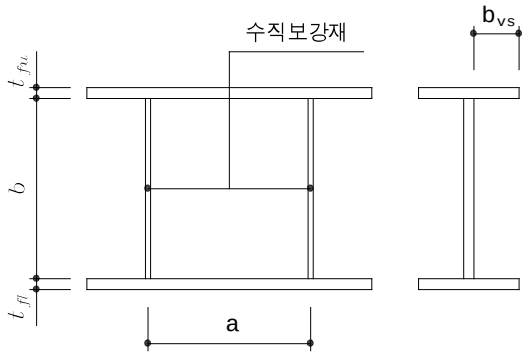
사용 수직 보강재의 폭 : b_{vs} = 120.0 mm

사용 수직 보강재의 두께 : t_{vs} = 10.0 mm

사용 수직 보강재의 간격 : a = 1,324.0 mm

상·하 양 플랜지의 순간격 : b = 1,400.0 mm

복부판의 두께 : t = 12.0 mm



- 세로보로 복부판의 좌굴이 구속되므로 세로보를 포함한 수직보강재의 간격을 검토

- 수직보강재 간격 검토

a / b = 1,324.0 / 1,400.0 = 0.946 ≤ 1.500 ····· O.K !!

- 수평 보강재를 사용하지 않을 경우

a / b > 1.00 $[b/100\cdot t]^4[\{f/365\}^2+\{\upsilon/(81+61(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b ≤ 1.00 $[b/100\cdot t]^4[\{f/365\}^2+\{\upsilon/(61+81(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b ≤ 1.00 이므로 ⇒ 0.199 ≤ 1 ····· O.K !!

- 수직 보강재의 강도검토 (☞ 도.설.해 3.8.5.2)

· 필요 강도

$I_{(req)} = b\cdot t^3\cdot r / 10.92$ = 1,400.0 × 12.0³ × 8.945 / 10.92 = 1.982E+06 mm⁴

· 수직 보강재의 소요강비

$r = 8.0[b/a]^2$ = 8.0 × (1,400.0 / 1,324.0)² = 8.945

· 사용 강도

$I_{(use)}$ = ⅓ × 10.0 × 120.0³ × 2ea = 1.152E+07 mm⁴

$I_{(use)}$ = 1.152E+07 mm⁴ ≥ $I_{(req)}$ = 1.982E+06 mm⁴ ····· O.K !!

- 수직보강재 최소 폭 및 두께 검토 (☞ 도.설.해 3.8.5.2)

$b_{vs(req)}$ = 1,400.0 / 30 + 50mm = 96.667 mm ≤ $b_{vs(use)}$ = 120.000 mm ····· O.K !!

$t_{vs(req)}$ = 120.0 / 13 = 9.231 mm ≤ $t_{vs(use)}$ = 10.000 mm ····· O.K !!

▪ 공통 입력 사항

사용강재	단 위 중 량 (kN/m³)			강재할증	차륜하중 (kN)		차륜하중제원(mm)	
	콘크리트	포장	강재		P_r	P_f	L_1	B_1
SM400B	25.00	23.50	78.50	1.32442	96.00	24.00	4,200	1,800

▪ 단면 제원 (단위:mm)

구 분	b_{fu}	b_{fu}'	b_{fl}	b_{fl}'	h_w	t_{fu}	t_w	t_{fl}	I_{33}	y_{su}	y_{sl}
1CR01	300.0	144.0	300.0	144.0	1,400.0	14.0	12.0	14.0	6.943E+09	714.0	714.0
1CR02	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR03	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR04	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR05	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR06	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR07	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR08	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR09	300.0	144.0	300.0	144.0	1,400.0	12.0	12.0	12.0	6.333E+09	712.0	712.0
1CR10	300.0	144.0	300.0	144.0	1,500.0	12.0	12.0	12.0	7.490E+09	762.0	762.0
1CR11	300.0	144.0	300.0	144.0	1,800.0	14.0	12.0	14.0	1.274E+10	914.0	914.0
1CR12	300.0	144.0	300.0	144.0	1,500.0	12.0	12.0	12.0	7.490E+09	762.0	762.0
1CR13	300.0	144.0	300.0	144.0	1,400.0	12.0	12.0	12.0	6.333E+09	712.0	712.0
1CR14	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR15	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR16	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR17	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR18	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR19	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR20	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR21	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR22	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR23	300.0	144.0	300.0	144.0	1,400.0	12.0	12.0	12.0	6.333E+09	712.0	712.0
1CR24	300.0	144.0	300.0	144.0	1,500.0	12.0	12.0	12.0	7.490E+09	762.0	762.0
1CR25	300.0	144.0	300.0	144.0	1,800.0	14.0	12.0	14.0	1.274E+10	914.0	914.0
1CR26	300.0	144.0	300.0	144.0	1,500.0	12.0	12.0	12.0	7.490E+09	762.0	762.0
1CR27	300.0	144.0	300.0	144.0	1,400.0	12.0	12.0	12.0	6.333E+09	712.0	712.0
1CR28	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR29	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR30	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR31	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR32	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR33	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR34	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR35	300.0	144.0	300.0	144.0	1,400.0	14.0	12.0	14.0	6.943E+09	714.0	714.0

▪ 기타 제원 (단위:mm)

구 분	바닥판두께 t_s	포장두께 t_p	가로보 간격		가로보지간 L	비 고
			B_f	B_r		
1CR01	280.0	50.0	0.0	4,431.6	5,800.0	
1CR02	280.0	50.0	4,431.6	5,000.0	5,800.0	
1CR03	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR04	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR05	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR06	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR07	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR08	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR09	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR10	280.0	50.0	5,000.0	5,000.8	5,800.0	
1CR11	280.0	50.0	5,000.8	4,999.2	5,800.0	
1CR12	280.0	50.0	4,999.2	5,000.0	5,800.0	
1CR13	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR14	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR15	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR16	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR17	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR18	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR19	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR20	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR21	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR22	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR23	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR24	280.0	50.0	5,000.0	5,000.8	5,800.0	
1CR25	280.0	50.0	5,000.8	4,999.2	5,800.0	
1CR26	280.0	50.0	4,999.2	5,000.0	5,800.0	
1CR27	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR28	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR29	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR30	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR31	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR32	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR33	280.0	50.0	5,000.0	5,000.0	5,800.0	
1CR34	280.0	50.0	5,000.0	4,433.2	5,800.0	
1CR35	280.0	50.0	4,433.2	0.0	5,800.0	

▪ 부재 검토 (단위:mm)

구 분	복부판 두께 검토			상판 두께 검토			하판 두께 검토		
	필 요	사용	판정	필 요	사용	판정	필 요	사용	판정
1CR01	h_w / 150 = 9.3	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	14.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	14.0	O.K
1CR02	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR03	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR04	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR05	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR06	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR07	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR08	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR09	h_w / 150 = 9.3	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR10	h_w / 150 = 10.0	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR11	h_w / 150 = 12.0	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	14.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	14.0	O.K
1CR12	h_w / 150 = 10.0	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR13	h_w / 150 = 9.3	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR14	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR15	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR16	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR17	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR18	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR19	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR20	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR21	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR22	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR23	h_w / 150 = 9.3	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR24	h_w / 150 = 10.0	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR25	h_w / 150 = 12.0	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	14.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	14.0	O.K
1CR26	h_w / 150 = 10.0	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR27	h_w / 150 = 9.3	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR28	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR29	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR30	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR31	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR32	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR33	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR34	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR35	h_w / 150 = 9.3	12.0	O.K	b_{fu}'/ 16 = 9.0	14.0	O.K	b_{fl}'/ 16 = 9.0	14.0	O.K

1) 관 용 해 석

▪ 작용 하중 산정

구 분	활하중 작용점과 세로보 중심간 거리					활하중 작용점 영향선 종거					비 고
	x_1	x_4	x_2	x_5	x_3	y_1	y_4	y_2	y_5	y_3	
1CR01	0.0	0.0	0.0	0.0	231.6	0.000	0.000	1.000	0.000	0.052	
1CR02	231.6	0.0	0.0	0.0	800.0	0.052	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR03	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR04	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR05	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR06	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR07	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR08	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR09	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR10	800.0	0.0	0.0	0.0	800.8	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR11	800.8	0.0	0.0	0.0	799.2	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR12	799.2	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR13	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR14	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR15	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR16	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR17	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR18	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR19	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR20	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR21	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR22	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR23	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR24	800.0	0.0	0.0	0.0	800.8	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR25	800.8	0.0	0.0	0.0	799.2	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR26	799.2	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR27	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR28	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR29	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR30	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR31	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR32	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR33	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR34	800.0	0.0	0.0	0.0	233.2	0.160	0.000	1.000	0.000	0.053	
1CR35	233.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.053	0.000	1.000	0.000	0.000	

구 분	고 정 하 중 (kN/m)					활 하 중 (kN)			
	W_d	영향선면적	P_{sd}	강재자중	W_{ds}	P_f'	P_r'	충격계수	P_{sl}
1CR01	25.267	2.216	55.987	1.978	2.620	24.000	96.000	0.300	97.254
1CR02	25.267	4.716	119.155	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	112.614
1CR03	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR04	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR05	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR06	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR07	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR08	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR09	26.204	5.000	131.020	1.884	2.495	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR10	26.205	5.000	131.036	1.978	2.620	24.000	96.000	0.300	115.212
1CR11	26.206	5.000	131.032	2.355	3.119	24.000	96.000	0.300	115.191
1CR12	26.208	5.000	131.028	1.978	2.620	24.000	96.000	0.300	115.197
1CR13	25.267	5.000	126.335	1.884	2.495	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR14	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR15	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR16	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR17	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR18	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR19	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR20	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR21	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR22	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR23	26.204	5.000	131.020	1.884	2.495	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR24	26.205	5.000	131.036	1.978	2.620	24.000	96.000	0.300	115.212
1CR25	26.206	5.000	131.032	2.355	3.119	24.000	96.000	0.300	115.191
1CR26	26.208	5.000	131.028	1.978	2.620	24.000	96.000	0.300	115.197
1CR27	25.267	5.000	126.335	1.884	2.495	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR28	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR29	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR30	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR31	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR32	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR33	25.267	5.000	126.335	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR34	25.267	4.717	119.174	1.790	2.370	24.000	96.000	0.300	104.889
1CR35	25.267	2.217	56.007	1.978	2.620	24.000	96.000	0.300	97.262

▪ 관용해석에 의한 전단력 산정 (단위:kN)

구 분	가로보 끝단에서 윤하중까지의 거리					활하중 작용점 영향선 종거					비 고
	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	y_1	y_2	y_3	y_4	y_5	
1CR01	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR02	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR03	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR04	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR05	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR06	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR07	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR08	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR09	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR10	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR11	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR12	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR13	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR14	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR15	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR16	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR17	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR18	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR19	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR20	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR21	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR22	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR23	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR24	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR25	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR26	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR27	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR28	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR29	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR30	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR31	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR32	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR33	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR34	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	
1CR35	0.0	1,200.0	3,000.0	4,200.0	-	1.000	0.793	0.483	0.276	-	

구 분	윤하중 하중수 n	영향선면적 A	종거합 ∑y	고정하중 V_d	활하중 V_{Li}	V_t	비 고
1CR01	4.0	2.900	2.552	35.592	322.618	358.209	
1CR02	4.0	2.900	2.552	66.452	373.569	440.021	
1CR03	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR04	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR05	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR06	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR07	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR08	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR09	4.0	2.900	2.552	72.746	382.146	454.892	
1CR10	4.0	2.900	2.552	73.116	382.187	455.303	
1CR11	4.0	2.900	2.552	74.561	382.115	456.677	
1CR12	4.0	2.900	2.552	73.112	382.136	455.248	
1CR13	4.0	2.900	2.552	70.404	382.146	452.550	
1CR14	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR15	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR16	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR17	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR18	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR19	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR20	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR21	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR22	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR23	4.0	2.900	2.552	72.746	382.146	454.892	
1CR24	4.0	2.900	2.552	73.116	382.187	455.303	
1CR25	4.0	2.900	2.552	74.561	382.115	456.677	
1CR26	4.0	2.900	2.552	73.112	382.136	455.248	
1CR27	4.0	2.900	2.552	70.404	382.146	452.550	
1CR28	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR29	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR30	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR31	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR32	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR33	4.0	2.900	2.552	70.042	382.146	452.188	
1CR34	4.0	2.900	2.552	66.461	347.943	414.405	
1CR35	4.0	2.900	2.552	35.601	322.644	358.245	

▪ 관용해석에 의한 모멘트 산정

(단위:kN·m)

구 분	가로보 끝단에서 윤하중까지의 거리					활하중 작용점 영향선 종거					비 고
	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	y_1	y_2	y_3	y_4	y_5	
1CR01	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR02	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR03	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR04	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR05	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR06	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR07	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR08	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR09	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR10	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR11	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR12	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR13	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR14	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR15	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR16	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR17	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR18	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR19	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR20	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR21	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR22	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR23	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR24	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR25	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR26	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR27	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR28	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR29	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR30	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR31	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR32	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR33	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR34	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	
1CR35	0.0	1,200.0	1,800.0	-	-	1.000	0.586	0.379	-	-	

구 분	n	영향선면적 A	종거합 ∑y	고정하중 M_d	활하중 M_{bi}	M_t	비 고
1CR01	3.0	2.900	1.966	92.199	360.332	452.531	
1CR02	3.0	2.900	1.966	182.742	417.237	599.978	
1CR03	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR04	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR05	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR06	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR07	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR08	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR09	3.0	2.900	1.966	200.471	426.816	627.287	
1CR10	3.0	2.900	1.966	201.019	426.862	627.881	
1CR11	3.0	2.900	1.966	203.112	426.781	629.894	
1CR12	3.0	2.900	1.966	201.008	426.805	627.813	
1CR13	3.0	2.900	1.966	193.678	426.816	620.494	
1CR14	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR15	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR16	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR17	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR18	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR19	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR20	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR21	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR22	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR23	3.0	2.900	1.966	200.471	426.816	627.287	
1CR24	3.0	2.900	1.966	201.019	426.862	627.881	
1CR25	3.0	2.900	1.966	203.112	426.781	629.894	
1CR26	3.0	2.900	1.966	201.008	426.805	627.813	
1CR27	3.0	2.900	1.966	193.678	426.816	620.494	
1CR28	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR29	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR30	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR31	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR32	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR33	3.0	2.900	1.966	193.154	426.816	619.970	
1CR34	3.0	2.900	1.966	182.770	388.615	571.385	
1CR35	3.0	2.900	1.966	92.227	360.362	452.589	

2) 격 자 해 석

▪ 격자해석에 의한 전단력 해석결과 (단위:kN)

구 분	단위	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	지점침하	V_t	부재 번호
		강재자중	슬래브 자중					
1CR01	kN	-36.453	-106.449	-35.071	-306.481	-2.480	486.934	69
1CR02	kN	-16.614	-74.659	-22.734	-190.463	-0.833	305.303	71
1CR03	kN	-9.810	-48.546	-14.893	-194.393	-0.204	267.846	73
1CR04	kN	-7.627	-43.380	-12.524	-208.023	-0.169	271.723	75
1CR05	kN	-7.507	-42.680	-12.205	-210.103	-0.467	272.962	77
1CR06	kN	-7.877	-43.796	-12.498	-206.591	-0.991	271.753	79
1CR07	kN	-8.552	-45.452	-12.813	-199.813	-1.861	268.491	81
1CR08	kN	-8.173	-45.237	-11.960	-188.366	-2.895	256.630	83
1CR09	kN	73.301	155.374	35.440	142.386	6.517	413.018	85
1CR10	kN	26.083	73.093	-16.095	160.817	4.339	248.236	87
1CR11	kN	-14.989	50.299	-152.659	-119.131	-6.307	242.788	89
1CR12	kN	36.936	93.891	-10.379	170.187	4.903	295.537	91
1CR13	kN	72.837	154.943	35.836	137.506	6.396	407.518	93
1CR14	kN	-7.814	-44.636	-11.903	-186.056	-2.955	253.363	95
1CR15	kN	-8.694	-45.781	-13.415	-198.936	-1.749	268.575	97
1CR16	kN	-8.444	-45.470	-13.811	-205.151	-1.009	273.885	99
1CR17	kN	-9.066	-47.321	-14.430	-208.429	-0.520	279.766	101
1CR18	kN	-8.523	-46.080	-14.018	-208.646	-0.106	277.373	103
1CR19	kN	-9.083	-47.367	-14.448	-208.493	-0.521	279.911	105
1CR20	kN	-8.460	-45.512	-13.823	-205.182	-1.009	273.987	107
1CR21	kN	-8.719	-45.843	-13.431	-199.021	-1.749	268.764	109
1CR22	kN	-7.831	-44.685	-11.912	-186.164	-2.954	253.546	111
1CR23	kN	72.635	154.504	35.758	137.526	6.346	406.769	113
1CR24	kN	34.760	89.345	-11.433	166.815	4.321	283.808	115
1CR25	kN	-14.972	50.344	-152.640	-119.115	-6.292	242.675	117
1CR26	kN	28.170	77.414	-15.083	162.427	3.774	256.702	119
1CR27	kN	73.483	155.785	35.504	142.802	6.556	414.131	121
1CR28	kN	-8.161	-45.187	-11.953	-188.479	-2.898	256.678	123
1CR29	kN	-8.542	-45.435	-12.805	-199.904	-1.863	268.550	125
1CR30	kN	-7.883	-43.811	-12.497	-206.634	-0.994	271.819	127
1CR31	kN	-7.514	-42.695	-12.204	-210.127	-0.470	273.010	129
1CR32	kN	-7.635	-43.398	-12.527	-208.042	-0.172	271.774	131
1CR33	kN	-9.823	-48.582	-14.898	-194.455	-0.200	267.958	133
1CR34	kN	-16.633	-74.728	-22.737	-190.543	-0.826	305.466	135
1CR35	kN	-36.495	-106.574	-35.084	-306.963	-2.464	487.579	137

▪ 격자해석에 의한 모멘트 해석결과 (단위:kN·m)

구 분	단위	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	지점침하	M_t	부재 번호
		강재자중	슬래브 자중					
1CR01	kN·m	-60.227	-108.874	-168.457	-598.316	-7.112	942.986	69
1CR02	kN·m	27.186	199.532	-40.756	371.545	0.049	557.556	71
1CR03	kN·m	25.957	187.772	-44.931	346.587	0.069	515.454	73
1CR04	kN·m	24.076	184.440	-46.220	331.413	0.156	493.865	75
1CR05	kN·m	21.612	175.486	-45.853	320.359	0.300	471.904	77
1CR06	kN·m	17.951	161.594	-43.816	310.553	0.518	446.801	79
1CR07	kN·m	13.473	142.308	-39.487	300.034	0.888	417.217	81
1CR08	kN·m	-6.783	-16.230	-67.935	-283.949	-7.047	381.942	83
1CR09	kN·m	91.138	241.649	2.413	336.328	11.797	683.325	85
1CR10	kN·m	25.038	116.390	-57.930	396.913	10.917	491.327	87
1CR11	kN·m	-14.487	101.352	-247.641	598.182	14.552	451.958	89
1CR12	kN·m	42.308	149.491	-47.853	403.924	11.360	559.229	91
1CR13	kN·m	91.507	242.547	4.032	327.342	11.597	677.024	93
1CR14	kN·m	-7.263	-18.614	-68.348	-283.234	-7.216	384.675	95
1CR15	kN·m	10.428	133.875	-40.817	292.448	0.751	396.684	97
1CR16	kN·m	13.581	149.291	-45.602	299.664	0.474	417.408	99
1CR17	kN·m	17.031	161.988	-47.044	304.937	0.262	437.175	101
1CR18	kN·m	17.308	163.967	-48.071	305.287	0.009	438.500	103
1CR19	kN·m	17.083	162.111	-47.013	305.077	0.259	437.516	105
1CR20	kN·m	13.678	149.511	-45.550	299.853	0.474	417.967	107
1CR21	kN·m	10.575	134.199	-40.740	292.725	0.755	397.515	109
1CR22	kN·m	-7.148	-18.413	-68.296	-283.478	-7.205	384.539	111
1CR23	kN·m	91.415	242.275	4.014	327.758	11.722	677.184	113
1CR24	kN·m	39.495	143.566	-49.223	401.216	11.085	546.139	115
1CR25	kN·m	-14.563	101.176	-247.729	598.153	14.550	451.588	117
1CR26	kN·m	27.748	122.067	-56.635	399.397	10.126	502.702	119
1CR27	kN·m	91.196	241.856	2.406	337.021	11.800	684.279	121
1CR28	kN·m	-6.900	-16.423	-67.992	-284.003	-7.059	382.377	123
1CR29	kN·m	13.347	142.036	-39.562	300.261	0.886	416.966	125
1CR30	kN·m	17.868	161.415	-43.870	310.700	0.518	446.631	127
1CR31	kN·m	21.562	175.382	-45.891	320.449	0.302	471.803	129
1CR32	kN·m	24.055	184.402	-46.239	331.472	0.160	493.850	131
1CR33	kN·m	25.965	187.816	-44.946	346.631	0.074	515.541	133
1CR34	kN·m	27.208	199.635	-40.758	371.562	0.061	557.708	135
1CR35	kN·m	-60.340	-109.171	-168.537	-599.189	-7.044	944.281	137

3) 단 면 검 토

▪ 자유돌출판의 압축부 국부좌굴에 대한 허용응력

구 분	상부 플랜지 (f_{ca})				하부 플랜지 (f_{ca})			
1CR01	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR02	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR03	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR04	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR05	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR06	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR07	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR08	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR09	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR10	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR11	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR12	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR13	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR14	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR15	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR16	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR17	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR18	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR19	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR20	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR21	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR22	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR23	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR24	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR25	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR26	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR27	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR28	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR29	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR30	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR31	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR32	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR33	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR34	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa
1CR35	bfu'/12.9 ≤ tfu	=	140.000	MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl	=	140.000	MPa

▪ 허용 휨 압축응력

구 분	상 부 플 랜 지					비 고
	A_w	A_c	A_w/A_c	K	f_{ca}	
1CR01	16,800.0	4,200.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.926 MPa	
1CR02	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR03	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR04	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR05	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR06	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR07	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR08	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR09	16,800.0	3,600.0	4.667	2.309	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 96.168 MPa	
1CR10	18,000.0	3,600.0	5.000	2.345	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 95.310 MPa	
1CR11	21,600.0	4,200.0	5.143	2.360	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 94.946 MPa	
1CR12	18,000.0	3,600.0	5.000	2.345	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 95.310 MPa	
1CR13	16,800.0	3,600.0	4.667	2.309	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 96.168 MPa	
1CR14	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR15	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR16	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR17	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR18	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR19	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR20	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR21	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR22	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR23	16,800.0	3,600.0	4.667	2.309	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 96.168 MPa	
1CR24	18,000.0	3,600.0	5.000	2.345	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 95.310 MPa	
1CR25	21,600.0	4,200.0	5.143	2.360	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 94.946 MPa	
1CR26	18,000.0	3,600.0	5.000	2.345	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 95.310 MPa	
1CR27	16,800.0	3,600.0	4.667	2.309	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 96.168 MPa	
1CR28	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR29	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR30	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR31	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR32	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR33	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR34	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR35	16,800.0	4,200.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 97.926 MPa	

구 분	하 부 플 랜 지					비 고
	A_w	A_c	A_w/A_c	K	f_{ca}	
1CR01	16,800.0	4,200.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.926 MPa	
1CR02	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR03	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR04	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR05	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR06	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR07	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR08	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR09	16,800.0	3,600.0	4.667	2.309	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 96.168 MPa	
1CR10	18,000.0	3,600.0	5.000	2.345	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 95.310 MPa	
1CR11	21,600.0	4,200.0	5.143	2.360	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 94.946 MPa	
1CR12	18,000.0	3,600.0	5.000	2.345	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 95.310 MPa	
1CR13	16,800.0	3,600.0	4.667	2.309	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 96.168 MPa	
1CR14	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR15	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR16	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR17	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR18	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR19	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR20	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR21	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR22	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR23	16,800.0	3,600.0	4.667	2.309	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 96.168 MPa	
1CR24	18,000.0	3,600.0	5.000	2.345	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 95.310 MPa	
1CR25	21,600.0	4,200.0	5.143	2.360	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 94.946 MPa	
1CR26	18,000.0	3,600.0	5.000	2.345	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 95.310 MPa	
1CR27	16,800.0	3,600.0	4.667	2.309	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 96.168 MPa	
1CR28	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR29	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR30	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR31	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR32	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR33	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR34	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.040 MPa	
1CR35	16,800.0	4,200.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 97.926 MPa	

▪ 계산 적용 부재력 및 허용응력

구 분	V_{umax} (kN)	M_{umax} (kN·m)	상부 플랜지 (MPa)			하부 플랜지 (MPa)			비 고
			f_{ca}	f_{ta}	υ_a	f_{ca}	f_{ta}	υ_a	
1CR01	486.93	942.99	97.93	140.00	80.00	97.93	140.00	80.00	
1CR02	440.02	599.98	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR03	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR04	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR05	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR06	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR07	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR08	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR09	454.89	683.33	96.17	140.00	80.00	96.17	140.00	80.00	
1CR10	455.30	627.88	95.31	140.00	80.00	95.31	140.00	80.00	
1CR11	456.68	629.89	94.95	140.00	80.00	94.95	140.00	80.00	
1CR12	455.25	627.81	95.31	140.00	80.00	95.31	140.00	80.00	
1CR13	452.55	677.02	96.17	140.00	80.00	96.17	140.00	80.00	
1CR14	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR15	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR16	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR17	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR18	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR19	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR20	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR21	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR22	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR23	454.89	677.18	96.17	140.00	80.00	96.17	140.00	80.00	
1CR24	455.30	627.88	95.31	140.00	80.00	95.31	140.00	80.00	
1CR25	456.68	629.89	94.95	140.00	80.00	94.95	140.00	80.00	
1CR26	455.25	627.81	95.31	140.00	80.00	95.31	140.00	80.00	
1CR27	452.55	684.28	96.17	140.00	80.00	96.17	140.00	80.00	
1CR28	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR29	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR30	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR31	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR32	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR33	452.19	619.97	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR34	414.40	571.39	97.04	140.00	80.00	97.04	140.00	80.00	
1CR35	487.58	944.28	97.93	140.00	80.00	97.93	140.00	80.00	

▪ 응 력 검 토

구 분	전단응력 (MPa)			상부 플랜지 (MPa)				하부 플랜지 (MPa)			
	υ	υ_a	판정	f_u	f_{ca}	f_{ta}	판정	f_l	f_{ca}	f_{ta}	판정
1CR01	28.98	80.00	O.K	96.98	97.93	140.00	O.K	96.98	97.93	140.00	O.K
1CR02	28.21	80.00	O.K	75.00	97.04	140.00	O.K	75.00	97.04	140.00	O.K
1CR03	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR04	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR05	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR06	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR07	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR08	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR09	27.08	80.00	O.K	76.83	96.17	140.00	O.K	76.83	96.17	140.00	O.K
1CR10	25.29	80.00	O.K	63.88	95.31	140.00	O.K	63.88	95.31	140.00	O.K
1CR11	21.14	80.00	O.K	45.18	94.95	140.00	O.K	45.18	94.95	140.00	O.K
1CR12	25.29	80.00	O.K	63.87	95.31	140.00	O.K	63.87	95.31	140.00	O.K
1CR13	26.94	80.00	O.K	76.12	96.17	140.00	O.K	76.12	96.17	140.00	O.K
1CR14	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR15	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR16	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR17	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR18	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR19	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR20	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR21	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR22	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR23	27.08	80.00	O.K	76.14	96.17	140.00	O.K	76.14	96.17	140.00	O.K
1CR24	25.29	80.00	O.K	63.88	95.31	140.00	O.K	63.88	95.31	140.00	O.K
1CR25	21.14	80.00	O.K	45.18	94.95	140.00	O.K	45.18	94.95	140.00	O.K
1CR26	25.29	80.00	O.K	63.87	95.31	140.00	O.K	63.87	95.31	140.00	O.K
1CR27	26.94	80.00	O.K	76.93	96.17	140.00	O.K	76.93	96.17	140.00	O.K
1CR28	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR29	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR30	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR31	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR32	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR33	28.99	80.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K	77.50	97.04	140.00	O.K
1CR34	26.56	80.00	O.K	71.43	97.04	140.00	O.K	71.43	97.04	140.00	O.K
1CR35	29.02	80.00	O.K	97.11	97.93	140.00	O.K	97.11	97.93	140.00	O.K

▪ 합성 응력 검토

구 분	상부 플랜지 인장 하부 플랜지 압축인 경우					상부 플랜지 압축 하부 플랜지 인장인 경우				
	인장	전단	합성응력	허용	판별	인장	전단	합성응력	허용	판별
1CR01	0.981	0.131	1.112	1.2	O.K	0.981	0.131	1.112	1.2	O.K
1CR02	0.597	0.124	0.722	1.2	O.K	0.597	0.124	0.722	1.2	O.K
1CR03	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR04	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR05	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR06	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR07	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR08	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR09	0.638	0.115	0.753	1.2	O.K	0.638	0.115	0.753	1.2	O.K
1CR10	0.449	0.100	0.549	1.2	O.K	0.449	0.100	0.549	1.2	O.K
1CR11	0.226	0.070	0.296	1.2	O.K	0.226	0.070	0.296	1.2	O.K
1CR12	0.449	0.100	0.549	1.2	O.K	0.449	0.100	0.549	1.2	O.K
1CR13	0.626	0.113	0.740	1.2	O.K	0.626	0.113	0.740	1.2	O.K
1CR14	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR15	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR16	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR17	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR18	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR19	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR20	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR21	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR22	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR23	0.627	0.115	0.741	1.2	O.K	0.627	0.115	0.741	1.2	O.K
1CR24	0.449	0.100	0.549	1.2	O.K	0.449	0.100	0.549	1.2	O.K
1CR25	0.226	0.070	0.296	1.2	O.K	0.226	0.070	0.296	1.2	O.K
1CR26	0.449	0.100	0.549	1.2	O.K	0.449	0.100	0.549	1.2	O.K
1CR27	0.640	0.113	0.753	1.2	O.K	0.640	0.113	0.753	1.2	O.K
1CR28	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR29	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR30	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR31	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR32	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR33	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K	0.638	0.131	0.769	1.2	O.K
1CR34	0.542	0.110	0.652	1.2	O.K	0.542	0.110	0.652	1.2	O.K
1CR35	0.983	0.132	1.115	1.2	O.K	0.983	0.132	1.115	1.2	O.K

4) 수직 보강재의 설계 (SM400B 사용)

▪ 수직 보강재 설치 검토 및 단면 제원

구 분	설치 검토 (mm)			n	f (MPa)	U (MPa)	b_{vs} (mm)	t_{vs} (mm)	a (mm)	b (mm)	t (mm)
	순간격	허용값	판 정								
1CR01	1,400.0	852.0	필 요	0	96.976	28.984	120.0	10.0	1,324.0	1,400.0	12.0
1CR02	1,300.0	852.0	필 요	0	75.004	28.206	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR03	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR04	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR05	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR06	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR07	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR08	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR09	1,400.0	852.0	필 요	0	76.826	27.077	120.0	10.0	1,324.0	1,400.0	12.0
1CR10	1,500.0	852.0	필 요	0	63.877	25.295	120.0	10.0	1,324.0	1,500.0	12.0
1CR11	1,800.0	852.0	필 요	0	45.182	21.142	120.0	10.0	1,324.0	1,800.0	12.0
1CR12	1,500.0	852.0	필 요	0	63.870	25.292	120.0	10.0	1,324.0	1,500.0	12.0
1CR13	1,400.0	852.0	필 요	0	76.118	26.937	120.0	10.0	1,324.0	1,400.0	12.0
1CR14	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR15	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR16	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR17	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR18	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR19	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR20	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR21	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR22	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR23	1,400.0	852.0	필 요	0	76.136	27.077	120.0	10.0	1,324.0	1,400.0	12.0
1CR24	1,500.0	852.0	필 요	0	63.877	25.295	120.0	10.0	1,324.0	1,500.0	12.0
1CR25	1,800.0	852.0	필 요	0	45.182	21.142	120.0	10.0	1,324.0	1,800.0	12.0
1CR26	1,500.0	852.0	필 요	0	63.870	25.292	120.0	10.0	1,324.0	1,500.0	12.0
1CR27	1,400.0	852.0	필 요	0	76.934	26.937	120.0	10.0	1,324.0	1,400.0	12.0
1CR28	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR29	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR30	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR31	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR32	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR33	1,300.0	852.0	필 요	0	77.503	28.986	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR34	1,300.0	852.0	필 요	0	71.430	26.564	120.0	10.0	1,324.0	1,300.0	12.0
1CR35	1,400.0	852.0	필 요	0	97.109	29.023	120.0	10.0	1,324.0	1,400.0	12.0

▪ 수직보강재 간격 검토

구 분	간격 검토						수직보강재 강도검토 (mm^4)			비 고
	a/b	허용값	판정	n = 0	허용값	판정	$I_{(req)}$	$I_{(use)}$	판정	
1CR01	0.946	1.500	O.K	0.199	1.000	O.K	1.982E+06	1.152E+07	O.K	
1CR02	1.018	3.000	O.K	0.137	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR03	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR04	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR05	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR06	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR07	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR08	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR09	0.946	3.000	O.K	0.155	1.000	O.K	1.982E+06	1.152E+07	O.K	
1CR10	0.883	3.000	O.K	0.161	1.000	O.K	2.437E+06	1.152E+07	O.K	
1CR11	0.736	1.500	O.K	0.159	1.000	O.K	4.212E+06	1.152E+07	O.K	
1CR12	0.883	3.000	O.K	0.161	1.000	O.K	2.437E+06	1.152E+07	O.K	
1CR13	0.946	3.000	O.K	0.153	1.000	O.K	1.982E+06	1.152E+07	O.K	
1CR14	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR15	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR16	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR17	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR18	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR19	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR20	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR21	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR22	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR23	0.946	3.000	O.K	0.155	1.000	O.K	1.982E+06	1.152E+07	O.K	
1CR24	0.883	3.000	O.K	0.161	1.000	O.K	2.437E+06	1.152E+07	O.K	
1CR25	0.736	1.500	O.K	0.159	1.000	O.K	4.212E+06	1.152E+07	O.K	
1CR26	0.883	3.000	O.K	0.161	1.000	O.K	2.437E+06	1.152E+07	O.K	
1CR27	0.946	3.000	O.K	0.153	1.000	O.K	1.982E+06	1.152E+07	O.K	
1CR28	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR29	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR30	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR31	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR32	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR33	1.018	3.000	O.K	0.146	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR34	1.018	3.000	O.K	0.123	1.000	O.K	1.587E+06	1.152E+07	O.K	
1CR35	0.946	1.500	O.K	0.199	1.000	O.K	1.982E+06	1.152E+07	O.K	

▪ 수직보강재 최소 폭 및 두께 검토 (단위:mm)

구 분	최소 폭 검토			최소 폭 검토			비 고
	$b_{vs(req)}$	$b_{vs(use)}$	판정	$t_{vs(req)}$	$t_{vs(use)}$	판정	
1CR01	96.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR02	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR03	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR04	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR05	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR06	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR07	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR08	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR09	96.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR10	100.000	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR11	110.000	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR12	100.000	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR13	96.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR14	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR15	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR16	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR17	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR18	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR19	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR20	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR21	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR22	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR23	96.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR24	100.000	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR25	110.000	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR26	100.000	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR27	96.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR28	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR29	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR30	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR31	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR32	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR33	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR34	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR35	96.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	

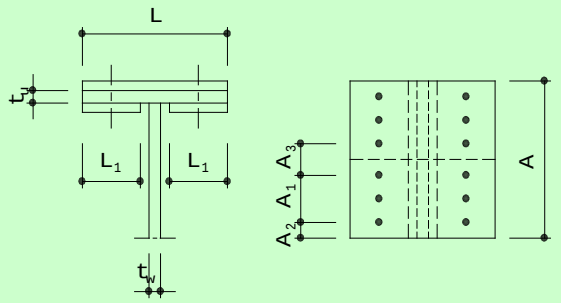
7.3 세로보의 연결

[1STR01]

(강종 : SM400B) (세로보 계산 참조)

모멘트 M (kN)	전단력 V (kN)	상부FL.응력 f_u (MPa)		하부FL.응력 f_l (MPa)		허용휨인장응력 f_{sa} (MPa)	단면2차모멘트 I(mm^4)
		인장	압축	압축	인장		
333.79	314.10	83.011	83.011	83.011	83.011	140.00	1.850E+09

사용BOLT : H.T.B (M22 F 10T) ρ_{sa} = 48,000 × 2 면 = 96,000 N (☞도.설.해3.3.2.3)



t_u = 10.0 mm
t_w = 10.0 mm
L = 300.0 mm
L_1 = 124.0 mm
A = 505.0 mm
A_1 = 2 @ 85 mm
= 170.0 mm
A_2 = 40.0 mm
A_3 = 85.0 mm

1) 상부 플랜지 이음 (압축부) (☞ 도.설 해 3.4.2.2 표3.4.4)

▪ 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 83.0 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 140.0 = 105.0 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (f_u) f_s' = 105.0 MPa 적용

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 3,000.0 × 105.0 / 96,000.0 = 3.3ea ⇒ n_t = 6.0ea ····· O.K !!

② 이음판의 결정

▪ 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 3,000.0 = 3,000.0 mm^2

▪ 사용 이음판 전단면적

A_{use} = 1 PL - 300.0 × 10.0 × 505.0 = 3,000.0

2 PL - 124.0 × 10.0 × 505.0 = 2,480.0

∑ = 5,480.0 mm^2 ≥ A_{req} ····· O.K !!

▪ 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_{use}$ = 3,000.0 × 105.0 / 5,480.0 = 57.5 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

③ BOLT의 응력검토

▪ 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 3,000.0 × 105.0 / 6.0 = 52,500.0 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q = 300.0 × 10.0 × (460.0 - 5.0) = 1.365E+06 mm^3

I = 1.850E+09 mm^4 [총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트]

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT수 = 300.0 / 2.0ea = 150.0 mm [볼트의 피치]

n = 3.0ea [접합선의 직각방향의 볼트의 수]

ρ_h = V·Q/I × p/n

= 314.105×1,365,000.0/1,849,700,000.0×150.0/3.0 = 11,589.8 N/ea

▪ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 2.756E+09 + 1.343E+08 = 53,764.1 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

2) 상부 플랜지 이음 (인장부) (☞ 도.설 해 3.4.2.2 표3.4.4)

▪ 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 83.0 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 140.0 = 105.0 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (f_u) f_s' = 105.0 MPa 적용

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 3,000.0 × 105.0 / 96,000.0 = 3.3ea ⇒ n_t = 6.0ea ····· O.K !!

② 이음판의 결정

▪ 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 3,000.0 = 3,000.0 mm^2

▪ 사용 이음판 전단면적

A_{use} = 1 PL - 300.0 × 10.0 × 505.0 = 3,000.0

2 PL - 124.0 × 10.0 × 505.0 = 2,480.0

∑ = 5,480.0 mm^2

▪ 이음판의 순단면적 (인장부의 순단면적은 BOLT 지름 공제)

A_n = 5,480.0 - 25.0 × 10.0 × 2.0열 × 2.0ea = 4,480.0 mm^2 ≥ A_{req} ····· O.K !!

▪ 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_n$ = 3,000.0 × 105.0 / 4,480.0 = 70.3 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

③ BOLT의 응력검토

▪ 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 3,000.0 × 105.0 / 6.0 = 52,500.0 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q = 300.0 × 10.0 × (460.0 - 5.0) = 1.365E+06 mm^3

I = 1.850E+09 mm^4 [총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트]

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT수 = 300.0 / 2.0ea = 150.0 mm [볼트의 피치]

n = 3.0ea [접합선의 직각방향의 볼트의 수]

ρ_h = V·Q/I × p/n

= 314.105³ ×1,365,000.0/1,849,700,000.0×150.0/3.0 = 11,589.8 N/ea

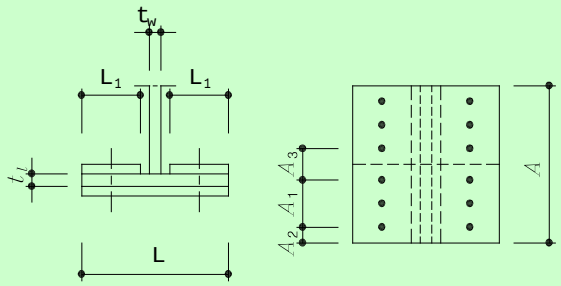
▪ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 2.756E+09 + 1.343E+08 = 53,764.1 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

④ 모재의 응력검토

A_{sn} = 10.0 × (300.0 - 25.0 × 2.0) = 2,500.0 mm^2

$f_u = A_s \times f_s' / A_{sn}$ = 3,000.0 × 105.0 / 2,500.0 = 126.0 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!



t_l = 10.0 mm
t_w = 10.0 mm
L = 300.0 mm
L_1 = 124.0 mm
A = 505.0 mm
A_1 = 2 @ 85 mm
= 170.0 mm
A_2 = 40.0 mm
A_3 = 85.0 mm

3) 하부 플랜지 이음 (압축부) (☞ 도.설 해 3.4.2.2 표3.4.4)

▪ 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 83.0 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 140.0 = 105.0 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (f_l) f_s' = 105.0 MPa 적용

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 3,000.0 × 105.0 / 96,000.0 = 3.3ea ⇒ n_t = 6.0ea ····· O.K !!

② 이음판의 결정

▪ 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 3,000.0 = 3,000.0 mm^2

▪ 사용 이음판 전단면적

A_{use} = 1 PL - 300.0 × 10.0 × 505.0 = 3,000.0
2 PL - 124.0 × 10.0 × 505.0 = 2,480.0
∑ = 5,480.0 mm^2 ≥ A_{req} ····· O.K !!

▪ 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_{use}$ = 3,000.0 × 105.0 / 5,480.0 = 57.5 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

③ BOLT의 응력검토

▪ 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 3,000.0 × 105.0 / 6.0 = 52,500.0 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q = 300.0 × 10.0 × (460.0 - 5.0) = 1.365E+06 mm^3

I = 1.850E+09 mm^4 [총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트]

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT수 = 300.0 / 2.0ea = 150.0 mm [볼트의 피치]

n = 3.0ea [접합선의 직각방향의 볼트의 수]

$\rho_h = V \cdot Q/I \times p/n$

= 314.105^3 ×1,365,000.0/1,849,700,000.0×150.0/3.0 = 11,589.8 N/ea

▪ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 2.756E+09 + 1.343E+08 = 53,764.1 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

4) 하부 플랜지 이음 (인장부) (☞ 도.설 해 3.4.2.2 표3.4.4)

▪ 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 83.0 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 140.0 = 105.0 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (f_l) f_s' = 105.0 MPa 적용

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 3,000.0 × 105.0 / 96,000.0 = 3.3ea ⇒ n_t = 6.0ea ····· O.K !!

② 이음판의 결정

▪ 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 3,000.0 = 3,000.0 mm^2

▪ 사용 이음판 전단면적

A_{use} = 1 PL - 300.0 × 10.0 × 505.0 = 3,000.0

2 PL - 124.0 × 10.0 × 505.0 = 2,480.0

∑ = 5,480.0 mm^2

▪ 이음판의 순단면적 (인장부의 순단면적은 BOLT 지름 공제)

A_n = 5,480.0 - 25.0 × 10.0 × 2.0열 × 2.0ea = 4,480.0 mm^2 ≥ A_{req} ····· O.K !!

▪ 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_n$ = 3,000.0 × 105.0 / 4,480.0 = 70.3 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

③ BOLT의 응력검토

▪ 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 3,000.0 × 105.0 / 6.0 = 52,500.0 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q = 300.0 × 10.0 × (460.0 - 5.0) = 1.365E+06 mm^3

I = 1.850E+09 mm^4 [총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트]

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT수 = 300.0 / 2.0ea = 150.0 mm [볼트의 피치]

n = 3.0ea [접합선의 직각방향의 볼트의 수]

$\rho_h = V \cdot Q / I \times p/n$

$= 314.105^3 \times 1{,}365{,}000.0 / 1{,}849{,}700{,}000.0 \times 150.0 / 3.0$ = 11,589.8 N/ea

▪ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 2.756E+09 + 1.343E+08 = 53,764.1 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

④ 모재의 응력검토

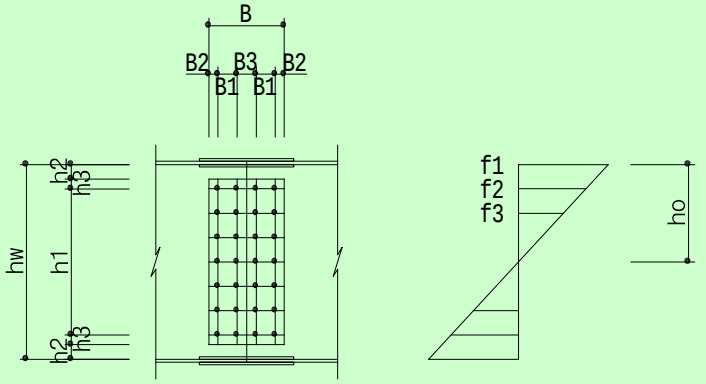
A_{sn} = 10.0 × (300.0 - 25.0 × 2.0) = 2,500.0 mm^2

$f_l = A_s \times f_s' / A_{sn}$ = 3,000.0 × 105.0 / 2,500.0 = 126.0 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

5) WEB 연결부의 계산

① BOLT의 응력계산

▪ 휨에 의한 BOLT의 응력



h_w = 900.0 mm

t_w = 10.0 mm

중립축~연단까지 거리

h_o = 450.0 mm

B = 335.0 mm

h_1 = 7 @ 100 mm = 700.0 mm

h_2 = 60.0 mm

h_3 = 40.0 mm

B_1 = 1 @ 85 mm = 85.0 mm

B_2 = 40.0 mm

B_3 = 85.0 mm

f_1 = 105.000 MPa

$f_2 = f_1 \cdot (h_o - 150) / h_o$ = 70.000 MPa

$f_3 = f_1 \cdot (h_o - 250) / h_o$ = 46.667 MPa

$f_4 = f_1 \cdot (h_o - 350) / h_o$ = 23.333 MPa

제1열 ρ_p = (105.00 + 70.000)/2 × 150.0 × 10.0 / 2 = 6.56E+04 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 전단력에 의한 볼트의 응력

ρ_s = 314.105 / 16.0ea = 1.96E+04 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 합성 응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_s^2)}$ = √ 4.307E+09 + 3.854E+08 = 6.85E+04 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

② 이음판의 응력계산

▪ 복부판의 단면2차 모멘트

I_w = 10.0 × 900.0³ / 12 = 6.08E+08 mm^4

▪ 세로보 중립축에서 이음판 상연까지의 거리

y_{su} = 900.0 / 2 - 60.0 = 390.0 mm

▪ 세로보 이음판의 단면2차모멘트

규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
2 - 780.0 × 12.0	18,720.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	9.491E+08
합 계	18,720.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	9.491E+08

$I_s = I_{xo} + AY^2$ = 949,104,000.0 + 0.0 = 9.49E+08 mm^4

▪ 세로보 복부판이 담당하는 휨모멘트

$M_w = M \cdot I_w / I$ = 333.795 × 0.000608 / 0.001850 = 109.629 kN·m

▪ 세로보 이음판의 응력검토

$f_w = M_w \cdot y_{su} / I_s$ = 109.629×390.0 / 949,104,000.0 = 45.048 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

▪ 공통 입력 사항 (강종 및 사용 BOLT 제원)

사용강재	볼 트 제 원	볼트 허용 응력 (N)
SM400B	H.T.B M22 F 10T	96,000.0

▪ 작용 단면력 및 응력

구 분	모멘트 M (kN)	전단력 V (kN)	상부FL.응력 f_u (MPa)		하부FL.응력 f_l (MPa)		f_{sa} (MPa)	I (mm^4)
			인장	압축	압축	인장		
1STR01	333.79	314.10	83.011	83.011	83.011	83.011	140.00	1.850E+09
1STR02	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR03	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR04	398.54	347.71	99.113	99.113	99.113	99.113	140.00	1.850E+09
1STR05	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR06	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR07	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR08	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR09	4,143.39	1,047.70	465.362	465.362	465.362	465.362	140.00	6.344E+09
1STR10	9,900.05	1,461.12	1,110.776	1,110.776	1,110.776	1,110.776	140.00	6.355E+09
1STR11	10,168.03	1,532.71	1,139.672	1,139.672	1,139.672	1,139.672	140.00	6.366E+09
1STR12	4,007.09	1,026.73	448.669	448.669	448.669	448.669	140.00	6.377E+09
1STR13	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR14	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR15	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR16	405.98	347.71	100.962	100.962	100.962	100.962	140.00	1.850E+09
1STR17	421.44	347.71	104.808	104.808	104.808	104.808	140.00	1.850E+09
1STR18	421.49	347.71	104.821	104.821	104.821	104.821	140.00	1.850E+09
1STR19	406.04	347.71	100.978	100.978	100.978	100.978	140.00	1.850E+09
1STR20	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR21	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR22	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR23	4,000.83	1,025.20	449.351	449.351	449.351	449.351	140.00	6.344E+09
1STR24	10,034.22	1,507.91	1,125.830	1,125.830	1,125.830	1,125.830	140.00	6.355E+09
1STR25	10,033.53	1,480.90	1,124.597	1,124.597	1,124.597	1,124.597	140.00	6.366E+09
1STR26	4,149.44	1,049.04	464.608	464.608	464.608	464.608	140.00	6.377E+09
1STR27	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR28	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR29	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR30	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR31	398.54	347.71	99.111	99.111	99.111	99.111	140.00	1.850E+09
1STR32	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR33	385.58	347.71	95.890	95.890	95.890	95.890	140.00	1.850E+09
1STR34	333.93	314.21	83.045	83.045	83.045	83.045	140.00	1.850E+09

1) 상부 플랜지 이음 검토

▪ 상부 플랜지 이음 제원 (단위:mm)

구 분	t_u	t_w	L	L_1	A	A_1	A_2	A_3
1STR01	10.0	10.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR02	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR03	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR04	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR05	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR06	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR07	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR08	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR09	I.P 거더로 대체							
1STR10	I.P 거더로 대체							
1STR11	I.P 거더로 대체							
1STR12	I.P 거더로 대체							
1STR13	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR14	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR15	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR16	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR17	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR18	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR19	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR20	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR21	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR22	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR23	I.P 거더로 대체							
1STR24	I.P 거더로 대체							
1STR25	I.P 거더로 대체							
1STR26	I.P 거더로 대체							
1STR27	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR28	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR29	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR30	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR31	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR32	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR33	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR34	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0

(1) 상부 플랜지 (압축부)

구 분	이음부의 설계응력 (MPa)			이음판 응력검토 (MPa)					비 고
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	A_{req}	A_{use}	f_{sa}	f_s	판정	
1STR01	83.0	105.0	105.0	3,000.0	5,480.0	140.0	57.5	O.K	
1STR02	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR03	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR04	99.1	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR05	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR06	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR07	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR08	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR09	I.P 거더로 대체								
1STR10	I.P 거더로 대체								
1STR11	I.P 거더로 대체								
1STR12	I.P 거더로 대체								
1STR13	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR14	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR15	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR16	101.0	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR17	104.8	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR18	104.8	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR19	101.0	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR20	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR21	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR22	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR23	I.P 거더로 대체								
1STR24	I.P 거더로 대체								
1STR25	I.P 거더로 대체								
1STR26	I.P 거더로 대체								
1STR27	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR28	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR29	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR30	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR31	99.1	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR32	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR33	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR34	83.0	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	

구 분	BOLT 응력검토 (N/ea)										
	Q	p	n	n_{req}	n_t	판정	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정
1STR01	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	11,589.8	53,764.1	O.K
1STR02	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR03	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR04	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR05	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR06	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR07	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR08	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR09	I.P 거더로 대체										
1STR10	I.P 거더로 대체										
1STR11	I.P 거더로 대체										
1STR12	I.P 거더로 대체										
1STR13	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR14	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR15	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR16	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR17	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR18	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR19	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR20	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR21	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR22	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR23	I.P 거더로 대체										
1STR24	I.P 거더로 대체										
1STR25	I.P 거더로 대체										
1STR26	I.P 거더로 대체										
1STR27	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR28	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR29	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR30	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR31	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR32	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR33	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR34	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	11,593.5	53,764.9	O.K

(2) 상부 플랜지 (인장부)

구 분	이음부 설계응력 (MPa)			이음판 응력검토 (MPa)							
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	A_{sn}	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	f_u	판정
1STR01	83.0	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,480.0	O.K	140.0	70.3	126.0	O.K
1STR02	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR03	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR04	99.1	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR05	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR06	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR07	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR08	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR09	I.P 거더로 대체										
1STR10	I.P 거더로 대체										
1STR11	I.P 거더로 대체										
1STR12	I.P 거더로 대체										
1STR13	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR14	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR15	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR16	101.0	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR17	104.8	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR18	104.8	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR19	101.0	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR20	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR21	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR22	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR23	I.P 거더로 대체										
1STR24	I.P 거더로 대체										
1STR25	I.P 거더로 대체										
1STR26	I.P 거더로 대체										
1STR27	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR28	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR29	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR30	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR31	99.1	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR32	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR33	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR34	83.0	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K

구 분	BOLT 응력검토 (N/ea)										
	Q	p	n	n_{req}	n_t	판정	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정
1STR01	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	11,589.8	53,764.1	O.K
1STR02	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR03	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR04	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR05	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR06	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR07	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR08	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR09	I.P 거더로 대체										
1STR10	I.P 거더로 대체										
1STR11	I.P 거더로 대체										
1STR12	I.P 거더로 대체										
1STR13	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR14	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR15	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR16	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR17	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR18	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR19	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR20	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR21	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR22	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR23	I.P 거더로 대체										
1STR24	I.P 거더로 대체										
1STR25	I.P 거더로 대체										
1STR26	I.P 거더로 대체										
1STR27	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR28	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR29	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR30	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR31	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR32	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR33	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR34	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	11,593.5	53,764.9	O.K

2) 하부 플랜지 이음 검토

▪ 하부 플랜지 이음 제원 (단위:mm)

구 분	t_l	t_w	L	L_1	A	A_1	A_2	A_3
1STR01	10.0	10.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR02	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR03	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR04	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR05	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR06	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR07	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR08	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR09	I.P 거더로 대체							
1STR10	I.P 거더로 대체							
1STR11	I.P 거더로 대체							
1STR12	I.P 거더로 대체							
1STR13	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR14	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR15	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR16	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR17	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR18	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR19	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR20	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR21	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR22	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR23	I.P 거더로 대체							
1STR24	I.P 거더로 대체							
1STR25	I.P 거더로 대체							
1STR26	I.P 거더로 대체							
1STR27	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR28	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR29	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR30	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR31	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR32	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR33	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1STR34	10.0	10.0	300.0	125.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0

(1) 하부 플랜지 (압축부)

구 분	이음부의 설계응력 (MPa)			이음판 응력검토 (MPa)					비 고
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	A_{req}	A_{use}	f_{sa}	f_s	판정	
1STR01	83.0	105.0	105.0	3,000.0	5,480.0	140.0	57.5	O.K	
1STR02	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR03	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR04	99.1	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR05	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR06	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR07	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR08	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR09	I.P 거더로 대체								
1STR10	I.P 거더로 대체								
1STR11	I.P 거더로 대체								
1STR12	I.P 거더로 대체								
1STR13	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR14	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR15	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR16	101.0	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR17	104.8	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR18	104.8	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR19	101.0	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR20	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR21	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR22	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR23	I.P 거더로 대체								
1STR24	I.P 거더로 대체								
1STR25	I.P 거더로 대체								
1STR26	I.P 거더로 대체								
1STR27	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR28	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR29	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR30	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR31	99.1	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR32	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR33	95.9	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	
1STR34	83.0	105.0	105.0	3,000.0	5,500.0	140.0	57.3	O.K	

구 분	BOLT 응력검토 (N/ea)										
	Q	p	n	n_{req}	n_t	판정	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정
1STR01	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	11,589.8	53,764.1	O.K
1STR02	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR03	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR04	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR05	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR06	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR07	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR08	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR09	I.P 거더로 대체										
1STR10	I.P 거더로 대체										
1STR11	I.P 거더로 대체										
1STR12	I.P 거더로 대체										
1STR13	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR14	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR15	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR16	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR17	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR18	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR19	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR20	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR21	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR22	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR23	I.P 거더로 대체										
1STR24	I.P 거더로 대체										
1STR25	I.P 거더로 대체										
1STR26	I.P 거더로 대체										
1STR27	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR28	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR29	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR30	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR31	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR32	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR33	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR34	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	11,593.5	53,764.9	O.K

(2) 하부 플랜지 (인장부)

구 분	이음부 설계응력 (MPa)			이음판 응력검토 (MPa)							
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	A_{sn}	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	f_l	판정
1STR01	83.0	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,480.0	O.K	140.0	70.3	126.0	O.K
1STR02	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR03	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR04	99.1	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR05	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR06	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR07	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR08	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR09	I.P 거더로 대체										
1STR10	I.P 거더로 대체										
1STR11	I.P 거더로 대체										
1STR12	I.P 거더로 대체										
1STR13	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR14	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR15	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR16	101.0	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR17	104.8	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR18	104.8	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR19	101.0	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR20	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR21	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR22	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR23	I.P 거더로 대체										
1STR24	I.P 거더로 대체										
1STR25	I.P 거더로 대체										
1STR26	I.P 거더로 대체										
1STR27	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR28	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR29	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR30	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR31	99.1	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR32	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR33	95.9	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K
1STR34	83.0	105.0	105.0	2,500.0	3,000.0	4,500.0	O.K	140.0	70.0	126.0	O.K

구 분	BOLT 응력검토 (N/ea)										
	Q	p	n	n_{req}	n_t	판정	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정
1STR01	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	11,589.8	53,764.1	O.K
1STR02	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR03	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR04	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR05	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR06	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR07	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR08	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR09	I.P 거더로 대체										
1STR10	I.P 거더로 대체										
1STR11	I.P 거더로 대체										
1STR12	I.P 거더로 대체										
1STR13	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR14	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR15	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR16	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR17	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR18	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR19	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR20	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR21	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR22	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR23	I.P 거더로 대체										
1STR24	I.P 거더로 대체										
1STR25	I.P 거더로 대체										
1STR26	I.P 거더로 대체										
1STR27	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR28	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR29	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR30	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR31	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR32	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR33	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	12,829.8	54,044.9	O.K
1STR34	1.365E+06	150.0	3.0	3.3	6.0	O.K	96,000.0	52,500.0	11,593.5	53,764.9	O.K

3) WEB 연결부 검토

▪ WEB 이음 제원

구 분	h_w (mm)	t_w (mm)	t_{ws} (mm)	h_o (mm)	I_w (mm^4)	y_s (mm)	I_s (mm^4)	f_{sa} (MPa)	f_w (MPa)	판정
1STR01	900.0	10.0	12.0	450.0	6.08E+08	390.0	9.49E+08	140.0	45.0	O.K
1STR02	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR03	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR04	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	64.5	O.K
1STR05	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR06	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR07	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR08	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR09	I.P 거더로 대체									
1STR10	I.P 거더로 대체									
1STR11	I.P 거더로 대체									
1STR12	I.P 거더로 대체									
1STR13	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR14	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR15	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR16	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	65.7	O.K
1STR17	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	68.3	O.K
1STR18	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	68.3	O.K
1STR19	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	65.8	O.K
1STR20	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR21	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR22	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR23	I.P 거더로 대체									
1STR24	I.P 거더로 대체									
1STR25	I.P 거더로 대체									
1STR26	I.P 거더로 대체									
1STR27	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR28	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR29	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR30	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR31	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	64.5	O.K
1STR32	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR33	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	62.4	O.K
1STR34	900.0	10.0	10.0	450.0	6.08E+08	390.0	7.91E+08	140.0	54.1	O.K

구 분	h_1 (mm)	h_2 (mm)	h_3 (mm)	B_1 (mm)	B_2 (mm)	B_3 (mm)	비 고
1STR01	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR02	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR03	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR04	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR05	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR06	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR07	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR08	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR09	I.P 거더로 대체						
1STR10	I.P 거더로 대체						
1STR11	I.P 거더로 대체						
1STR12	I.P 거더로 대체						
1STR13	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR14	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR15	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR16	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR17	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR18	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR19	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR20	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR21	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR22	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR23	I.P 거더로 대체						
1STR24	I.P 거더로 대체						
1STR25	I.P 거더로 대체						
1STR26	I.P 거더로 대체						
1STR27	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR28	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR29	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR30	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR31	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR32	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR33	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1STR34	7 @ 100 = 700.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	

구 분	f_1 (MPa)	f_2 (MPa)	f_3 (MPa)	f_4 (MPa)	ρ_{sa} (N/ea)	제1열 ρ_p (N/ea)	ρ_s (N/ea)	ρ (N/ea)	판정
1STR01	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	1.96E+04	6.85E+04	O.K
1STR02	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR03	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR04	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR05	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR06	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR07	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR08	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR09	I.P 거더로 대체								
1STR10	I.P 거더로 대체								
1STR11	I.P 거더로 대체								
1STR12	I.P 거더로 대체								
1STR13	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR14	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR15	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR16	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR17	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR18	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR19	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR20	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR21	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR22	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR23	I.P 거더로 대체								
1STR24	I.P 거더로 대체								
1STR25	I.P 거더로 대체								
1STR26	I.P 거더로 대체								
1STR27	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR28	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR29	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR30	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR31	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR32	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR33	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	2.17E+04	6.91E+04	O.K
1STR34	105.0	70.0	46.7	23.3	9.60E+04	6.56E+04	1.96E+04	6.85E+04	O.K

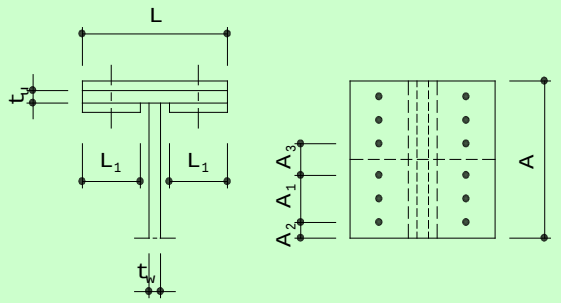
7.4 가로보의 연결

[1CR01]

(강종 : SM400B) (가로보 계산 참조)

모멘트 M (kN)	전단력 V (kN)	상부FL.응력 f_u (MPa)		하부FL.응력 f_l (MPa)		허용휨인장응력 f_{sa} (MPa)	단면2차모멘트 I(mm^4)
		인장	압축	압축	인장		
942.99	486.93	96.976	96.976	96.976	96.976	140.00	6.943E+09

사용BOLT : H.T.B (M22 F 10T) ρ_{sa} = 48,000 × 2 면 = 96,000 N (☞도.설.해3.3.2.3)



t_u = 14.0 mm
t_w = 12.0 mm
L = 300.0 mm
L_1 = 124.0 mm
A = 505.0 mm
A_1 = 2 @ 85 mm
= 170.0 mm
A_2 = 40.0 mm
A_3 = 85.0 mm

1) 상부 플랜지 이음 (압축부) (☞ 도.설 해 3.4.2.2 표3.4.4)

▪ 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 97.0 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 140.0 = 105.0 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (f_u) f_s' = 105.0 MPa 적용

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 4,200.0 × 105.0 / 96,000.0 = 4.6ea ⇒ n_t = 6.0ea ····· O.K !!

② 이음판의 결정

▪ 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 4,200.0 = 4,200.0 mm^2

▪ 사용 이음판 전단면적

A_{use} = 1 PL - 300.0 × 10.0 × 505.0 = 3,000.0

2 PL - 124.0 × 10.0 × 505.0 = 2,480.0

∑ = 5,480.0 mm^2 ≥ A_{req} ····· O.K !!

▪ 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_{use}$ = 4,200.0 × 105.0 / 5,480.0 = 80.5 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

③ BOLT의 응력검토

▪ 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 4,200.0 × 105.0 / 6.0 = 73,500.0 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q = 300.0 × 14.0 × (714.0 - 7.0) = 2.969E+06 mm^3

I = 6.943E+09 mm^4 [총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트]

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT수 = 300.0 / 2.0ea = 150.0 mm [볼트의 피치]

n = 3.0ea [접합선의 직각방향의 볼트의 수]

ρ_h = V·Q/I × p/n

= 486.934³ ×2,969,400.0/6,942,868,800.0×150.0/3.0 = 10,412.9 N/ea

▪ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

ρ = √(ρ_p^2 + ρ_h^2) = √ 5.402E+09 + 1.084E+08 = 74,233.9 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

2) 상부 플랜지 이음 (인장부) (☞ 도.설 해 3.4.2.2 표3.4.4)

▪ 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 97.0 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 140.0 = 105.0 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (f_u) f_s' = 105.0 MPa 적용

① 필요 BOLT수의 결정

n_{req} = A_s × f_s' / ρ_{sa} = 4,200.0 × 105.0 / 96,000.0 = 4.6ea ⇒ n_t = 6.0ea ····· O.K !!

② 이음판의 결정

▪ 필요 단면적 산정

A_{req} = A_s × f_s' / f_{sa} = 4,200.0 = 4,200.0 mm²

▪ 사용 이음판 전단면적

A_{use} =	1 PL -	300.0	×	10.0	×	505.0	= 3,000.0
	2 PL -	124.0	×	10.0	×	505.0	= 2,480.0
						∑ =	5,480.0 mm²

▪ 이음판의 순단면적 (인장부의 순단면적은 BOLT 지름 공제)

A_n = 5,480.0 - 25.0 × 10.0 × 2.0열 × 2.0ea = 4,480.0 mm² ≥ A_{req} ····· O.K !!

▪ 이음판의 응력

f_s = A_s × f_s' / A_n = 4,200.0 × 105.0 / 4,480.0 = 98.4 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

③ BOLT의 응력검토

▪ 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

ρ_p = P / n_t = 4,200.0 × 105.0 / 6.0 = 73,500.0 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q = 300.0 × 14.0 × (714.0 - 7.0) = 2.969E+06 mm³

I = 6.943E+09 mm⁴ [총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트]

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT수 = 300.0 / 2.0ea = 150.0 mm [볼트의 피치]

n = 3.0ea [접합선의 직각방향의 볼트의 수]

ρ_h = V·Q/I × p/n

= 486.934³ ×2,969,400.0/6,942,868,800.0×150.0/3.0 = 10,412.9 N/ea

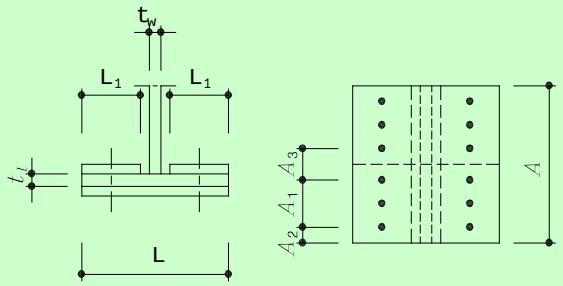
▪ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

ρ = √(ρ_p^2 + ρ_h^2) = √ 5.402E+09 + 1.084E+08 = 74,233.9 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

④ 모재의 응력검토

A_{sn} = 14.0 × (300.0 - 25.0 × 2.0) = 3,500.0 mm²

f_u = A_s×f_s' / A_{sn} = 4,200.0 × 105.0 / 3,500.0 = 126.0 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!



t_l = 14.0 mm
t_w = 12.0 mm
L = 300.0 mm
L_1 = 124.0 mm
A = 505.0 mm
A_1 = 2 @ 85 mm
= 170.0 mm
A_2 = 40.0 mm
A_3 = 85.0 mm

3) 하부 플랜지 이음 (압축부) (☞ 도.설 해 3.4.2.2 표3.4.4)

▪ 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 97.0 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 140.0 = 105.0 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (f_l) f_s' = 105.0 MPa 적용

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 4,200.0 × 105.0 / 96,000.0 = 4.6ea ⇒ n_t = **6.0ea** ····· O.K !!

② 이음판의 결정

▪ 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 4,200.0 = 4,200.0 mm^2

▪ 사용 이음판 전단면적

A_{use} = 1 PL - 300.0 × 10.0 × 505.0 = 3,000.0
2 PL - 124.0 × 10.0 × 505.0 = 2,480.0
∑ = 5,480.0 mm^2 ≥ A_{req} ····· O.K !!

▪ 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_{use}$ = 4,200.0 × 105.0 / 5,480.0 = 80.5 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

③ BOLT의 응력검토

▪ 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 4,200.0 × 105.0 / 6.0 = 73,500.0 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q = 300.0 × 14.0 × (714.0 - 7.0) = 2.969E+06 mm^3

I = 6.943E+09 mm^4 [총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트]

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT수 = 300.0 / 2.0ea = 150.0 mm [볼트의 피치]

n = 3.0ea [접합선의 직각방향의 볼트의 수]

$\rho_h = V \cdot Q/I \times p/n$

= 486.934^3 ×2,969,400.0/6,942,868,800.0×150.0/3.0 = 10,412.9 N/ea

▪ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 5.402E+09 + 1.084E+08 = 74,233.9 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

4) 하부 플랜지 이음 (인장부) (☞ 도.설 해 3.4.2.2 표3.4.4)

▪ 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 97.0 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 140.0 = 105.0 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (f_1) f_s' = 105.0 MPa 적용

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 4,200.0 × 105.0 / 96,000.0 = 4.6ea ⇒ n_t = **6.0ea** ····· O.K !!

② 이음판의 결정

▪ 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 4,200.0 × 105.0 / 140.0 = 3,150.0 mm^2

▪ 사용 이음판 전단면적

A_{use} = 2 PL - 124.0 × 10.0 × 505.0 = 2,480.0

2 PL - 124.0 × 10.0 × 505.0 = 2,480.0

∑ = 4,960.0 mm^2

▪ 이음판의 순단면적 (인장부의 순단면적은 BOLT 지름 공제)

A_n = 4,960.0 - 25.0 × 10.0 × 2.0열 × 2.0ea = 3,960.0 mm^2 ≥ A_{req} ····· O.K !!

▪ 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_n$ = 4,200.0 × 105.0 / 3,960.0 = 111.4 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

③ BOLT의 응력검토

▪ 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 4,200.0 × 105.0 / 6.0 = 73,500.0 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q = 300.0 × 14.0 × (714.0 - 7.0) = 2.969E+06 mm^3

I = 6.943E+09 mm^4 [총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트]

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT수 = 300.0 / 2.0ea = 150.0 mm [볼트의 피치]

n = 3.0ea [접합선의 직각방향의 볼트의 수]

$\rho_h = V \cdot Q / I \times p/n$

= $486.934^3 \times 2{,}969{,}400.0 / 6{,}942{,}868{,}800.0 \times 150.0 / 3.0$ = 10,412.9 N/ea

▪ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = $\sqrt{}$ 5.402E+09 + 1.084E+08 = 74,233.9 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

④ 모재의 응력검토

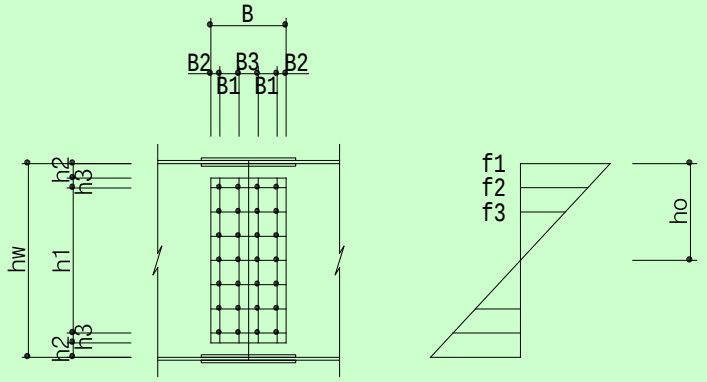
A_{sn} = 14.0 × (300.0 - 25.0 × 2.0) = 3,500.0 mm^2

$f_u = A_s \times f_s' / A_{sn}$ = 4,200.0 × 105.0 / 3,500.0 = 126.0 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

5) WEB 연결부의 계산

① BOLT의 응력계산

▪ 휨에 의한 BOLT의 응력



h_w = 1,400.0 mm

t_w = 12.0 mm

중립축~연단까지 거리

h_o = 700.0 mm

B = 335.0 mm

h_1 = 12 @ 100 mm

= 1,200.0 mm

h_2 = 60.0 mm

h_3 = 40.0 mm

B_1 = 1 @ 85 mm

= 85.0 mm

B_2 = 40.0 mm

B_3 = 85.0 mm

f_1 = 105.000 MPa

f_2 = $f_1 \cdot (h_o - 150) / h_o$ = 82.500 MPa

f_3 = $f_1 \cdot (h_o - 250) / h_o$ = 67.500 MPa

f_4 = $f_1 \cdot (h_o - 350) / h_o$ = 52.500 MPa

제1열 ρ_p = (105.00 + 82.500)/2 × 150.0 × 12.0 / 2 = 8.44E+04 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 전단력에 의한 볼트의 응력

ρ_s = 486.934 / 26.0ea = 1.87E+04 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 합성 응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 7.119E+09 + 3.507E+08 = 8.64E+04 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

② 이음판의 응력계산

▪ 복부판의 단면2차 모멘트

I_w = 12.0 × 1,400.0³ / 12 = 2.74E+09 mm^4

▪ 가로보 중립축에서 이음판 상연까지의 거리

y_{su} = 1,400.0 / 2 - 60.0 = 640.0 mm

▪ 가로보 이음판의 단면2차모멘트

규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
2 - 1,280.0 × 12.0	30,720.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	4.194E+09
합 계	30,720.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	4.194E+09

$I_s = I_{xo} + AY^2$ = 4,194,304,000.0 + 0.0 = 4.19E+09 mm^4

▪ 가로보 복부판이 담당하는 휨모멘트

$M_w = M \cdot I_w / I$ = 942.986 × 0.002744 / 0.006943 = 372.692 kN·m

▪ 가로보 이음판의 응력검토

$f_w = M_w \cdot y_{su} / I_s$ = 372.692×640.0 / 4,194,304,000.0 = 56.868 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

▪ 공통 입력 사항 (강종 및 사용 BOLT 제원)

사용강재	볼 트 제 원	볼트 허용 응력 (N)
SM400B	H.T.B M22 F 10T	96,000.0

▪ 작용 단면력 및 응력

구 분	모멘트 M (kN)	전단력 V (kN)	상부FL.응력 f_u (MPa)		하부FL.응력 f_l (MPa)		f_{sa} (MPa)	I (mm^4)
			인장	압축	압축	인장		
1CR01	942.99	486.93	96.976	96.976	96.976	96.976	140.00	6.943E+09
1CR02	709.78	440.02	88.730	88.730	88.730	88.730	140.00	5.296E+09
1CR03	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR04	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR05	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR06	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR07	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR08	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR09	739.61	454.89	83.154	83.154	83.154	83.154	140.00	6.333E+09
1CR10	740.21	455.30	75.305	75.305	75.305	75.305	140.00	7.490E+09
1CR11	742.20	456.68	53.238	53.238	53.238	53.238	140.00	1.274E+10
1CR12	740.13	455.25	75.296	75.296	75.296	75.296	140.00	7.490E+09
1CR13	732.81	452.55	82.390	82.390	82.390	82.390	140.00	6.333E+09
1CR14	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR15	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR16	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR17	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR18	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR19	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR20	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR21	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR22	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR23	739.61	454.89	83.154	83.154	83.154	83.154	140.00	6.333E+09
1CR24	740.21	455.30	75.305	75.305	75.305	75.305	140.00	7.490E+09
1CR25	742.20	456.68	53.238	53.238	53.238	53.238	140.00	1.274E+10
1CR26	740.13	455.25	75.296	75.296	75.296	75.296	140.00	7.490E+09
1CR27	732.81	452.55	82.390	82.390	82.390	82.390	140.00	6.333E+09
1CR28	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR29	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR30	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR31	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR32	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR33	732.29	452.19	91.545	91.545	91.545	91.545	140.00	5.296E+09
1CR34	673.65	414.40	84.214	84.214	84.214	84.214	140.00	5.296E+09
1CR35	944.28	487.58	97.109	97.109	97.109	97.109	140.00	6.943E+09

1) 상부 플랜지 이음 검토

▪ 상부 플랜지 이음 제원 (단위:mm)

구 분	t_u	t_w	L	L_1	A	A_1	A_2	A_3
1CR01	14.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR02	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR03	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR04	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR05	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR06	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR07	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR08	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR09	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR10	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR11	14.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR12	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR13	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR14	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR15	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR16	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR17	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR18	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR19	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR20	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR21	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR22	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR23	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR24	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR25	14.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR26	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR27	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR28	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR29	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR30	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR31	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR32	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR33	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR34	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR35	14.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0

(1) 상부 플랜지 (압축부)

구 분	이음부의 설계응력 (MPa)			이음판 응력검토 (MPa)					비 고
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	A_{req}	A_{use}	f_{sa}	f_s	판정	
1CR01	97.0	105.0	105.0	4,200.0	5,480.0	140.0	80.5	O.K	
1CR02	88.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR03	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR04	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR05	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR06	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR07	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR08	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR09	83.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR10	75.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR11	53.2	105.0	105.0	4,200.0	5,480.0	140.0	80.5	O.K	
1CR12	75.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR13	82.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR14	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR15	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR16	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR17	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR18	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR19	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR20	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR21	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR22	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR23	83.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR24	75.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR25	53.2	105.0	105.0	4,200.0	5,480.0	140.0	80.5	O.K	
1CR26	75.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR27	82.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR28	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR29	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR30	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR31	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR32	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR33	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR34	84.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR35	97.1	105.0	105.0	4,200.0	5,480.0	140.0	80.5	O.K	

구 분	BOLT 응력검토 (N/ea)										
	Q	p	n	n_{req}	n_t	판정	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정
1CR01	2.969E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	10,412.9	74,233.9	O.K
1CR02	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,811.7	63,759.5	O.K
1CR03	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR04	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR05	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR06	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR07	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR08	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR09	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,128.3	63,657.9	O.K
1CR10	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,271.9	63,540.7	O.K
1CR11	3.809E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	6,826.3	73,816.3	O.K
1CR12	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,270.9	63,540.6	O.K
1CR13	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,081.3	63,651.2	O.K
1CR14	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR15	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR16	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR17	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR18	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR19	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR20	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR21	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR22	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR23	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,128.3	63,657.9	O.K
1CR24	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,271.9	63,540.7	O.K
1CR25	3.809E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	6,826.3	73,816.3	O.K
1CR26	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,270.9	63,540.6	O.K
1CR27	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,081.3	63,651.2	O.K
1CR28	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR29	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR30	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR31	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR32	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR33	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR34	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,240.5	63,674.1	O.K
1CR35	2.969E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	10,426.6	74,235.9	O.K

(2) 상부 플랜지 (인장부)

구 분	이음부 설계응력 (MPa)			이음판 응력검토 (MPa)							
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	A_{sn}	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	f_u	판정
1CR01	97.0	105.0	105.0	3,500.0	4,200.0	4,480.0	O.K	140.0	98.4	126.0	O.K
1CR02	88.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR03	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR04	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR05	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR06	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR07	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR08	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR09	83.2	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR10	75.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR11	53.2	105.0	105.0	3,500.0	4,200.0	4,480.0	O.K	140.0	98.4	126.0	O.K
1CR12	75.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR13	82.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR14	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR15	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR16	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR17	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR18	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR19	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR20	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR21	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR22	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR23	83.2	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR24	75.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR25	53.2	105.0	105.0	3,500.0	4,200.0	4,480.0	O.K	140.0	98.4	126.0	O.K
1CR26	75.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR27	82.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR28	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR29	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR30	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR31	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR32	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR33	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR34	84.2	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR35	97.1	105.0	105.0	3,500.0	4,200.0	4,480.0	O.K	140.0	98.4	126.0	O.K

구 분	BOLT 응력검토 (N/ea)										
	Q	p	n	n_{req}	n_t	판정	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정
1CR01	2.969E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	10,412.9	74,233.9	O.K
1CR02	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,811.7	63,759.5	O.K
1CR03	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR04	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR05	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR06	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR07	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR08	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR09	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,128.3	63,657.9	O.K
1CR10	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,271.9	63,540.7	O.K
1CR11	3.809E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	6,826.3	73,816.3	O.K
1CR12	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,270.9	63,540.6	O.K
1CR13	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,081.3	63,651.2	O.K
1CR14	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR15	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR16	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR17	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR18	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR19	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR20	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR21	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR22	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR23	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,128.3	63,657.9	O.K
1CR24	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,271.9	63,540.7	O.K
1CR25	3.809E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	6,826.3	73,816.3	O.K
1CR26	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,270.9	63,540.6	O.K
1CR27	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,081.3	63,651.2	O.K
1CR28	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR29	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR30	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR31	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR32	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR33	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR34	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,240.5	63,674.1	O.K
1CR35	2.969E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	10,426.6	74,235.9	O.K

2) 하부 플랜지 이음 검토

▪ 하부 플랜지 이음 제원 (단위:mm)

구 분	t_l	t_w	L	L_1	A	A_1	A_2	A_3
1CR01	14.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR02	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR03	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR04	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR05	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR06	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR07	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR08	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR09	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR10	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR11	14.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR12	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR13	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR14	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR15	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR16	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR17	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR18	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR19	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR20	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR21	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR22	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR23	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR24	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR25	14.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR26	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR27	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR28	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR29	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR30	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR31	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR32	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR33	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR34	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR35	14.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0

(1) 하부 플랜지 (압축부)

구 분	이음부의 설계응력 (MPa)			이음판 응력검토 (MPa)					비 고
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	A_{req}	A_{use}	f_{sa}	f_s	판정	
1CR01	97.0	105.0	105.0	4,200.0	5,480.0	140.0	80.5	O.K	
1CR02	88.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR03	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR04	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR05	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR06	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR07	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR08	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR09	83.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR10	75.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR11	53.2	105.0	105.0	4,200.0	5,480.0	140.0	80.5	O.K	
1CR12	75.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR13	82.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR14	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR15	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR16	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR17	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR18	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR19	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR20	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR21	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR22	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR23	83.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR24	75.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR25	53.2	105.0	105.0	4,200.0	5,480.0	140.0	80.5	O.K	
1CR26	75.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR27	82.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR28	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR29	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR30	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR31	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR32	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR33	91.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR34	84.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR35	97.1	105.0	105.0	4,200.0	5,480.0	140.0	80.5	O.K	

구 분	BOLT 응력검토 (N/ea)										
	Q	p	n	n_{req}	n_t	판정	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정
1CR01	2.969E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	10,412.9	74,233.9	O.K
1CR02	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,811.7	63,759.5	O.K
1CR03	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR04	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR05	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR06	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR07	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR08	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR09	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,128.3	63,657.9	O.K
1CR10	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,271.9	63,540.7	O.K
1CR11	3.809E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	6,826.3	73,816.3	O.K
1CR12	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,270.9	63,540.6	O.K
1CR13	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,081.3	63,651.2	O.K
1CR14	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR15	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR16	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR17	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR18	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR19	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR20	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR21	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR22	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR23	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,128.3	63,657.9	O.K
1CR24	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,271.9	63,540.7	O.K
1CR25	3.809E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	6,826.3	73,816.3	O.K
1CR26	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,270.9	63,540.6	O.K
1CR27	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,081.3	63,651.2	O.K
1CR28	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR29	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR30	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR31	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR32	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR33	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR34	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,240.5	63,674.1	O.K
1CR35	2.969E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	10,426.6	74,235.9	O.K

(2) 하부 플랜지 (인장부)

구 분	이음부 설계응력 (MPa)			이음판 응력검토 (MPa)							
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	A_{sn}	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	f_l	판정
1CR01	97.0	105.0	105.0	3,500.0	4,200.0	4,480.0	O.K	140.0	98.4	126.0	O.K
1CR02	88.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR03	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR04	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR05	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR06	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR07	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR08	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR09	83.2	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR10	75.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR11	53.2	105.0	105.0	3,500.0	4,200.0	4,480.0	O.K	140.0	98.4	126.0	O.K
1CR12	75.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR13	82.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR14	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR15	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR16	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR17	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR18	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR19	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR20	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR21	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR22	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR23	83.2	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR24	75.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR25	53.2	105.0	105.0	3,500.0	4,200.0	4,480.0	O.K	140.0	98.4	126.0	O.K
1CR26	75.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR27	82.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR28	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR29	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR30	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR31	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR32	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR33	91.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR34	84.2	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR35	97.1	105.0	105.0	3,500.0	4,200.0	4,480.0	O.K	140.0	98.4	126.0	O.K

구 분	BOLT 응력검토 (N/ea)										
	Q	p	n	n_{req}	n_t	판정	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정
1CR01	2.969E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	10,412.9	74,233.9	O.K
1CR02	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,811.7	63,759.5	O.K
1CR03	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR04	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR05	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR06	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR07	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR08	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR09	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,128.3	63,657.9	O.K
1CR10	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,271.9	63,540.7	O.K
1CR11	3.809E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	6,826.3	73,816.3	O.K
1CR12	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,270.9	63,540.6	O.K
1CR13	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,081.3	63,651.2	O.K
1CR14	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR15	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR16	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR17	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR18	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR19	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR20	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR21	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR22	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR23	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,128.3	63,657.9	O.K
1CR24	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,271.9	63,540.7	O.K
1CR25	3.809E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	6,826.3	73,816.3	O.K
1CR26	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	8,270.9	63,540.6	O.K
1CR27	2.542E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,081.3	63,651.2	O.K
1CR28	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR29	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR30	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR31	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR32	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR33	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,083.0	63,801.8	O.K
1CR34	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,240.5	63,674.1	O.K
1CR35	2.969E+06	150.0	3.0	4.6	6.0	O.K	96,000.0	73,500.0	10,426.6	74,235.9	O.K

3) WEB 연결부 검토

▪ WEB 이음 제원

구 분	h_w (mm)	t_w (mm)	t_{ws} (mm)	h_o (mm)	I_w (mm^4)	y_s (mm)	I_s (mm^4)	f_{sa} (MPa)	f_w (MPa)	판정
1CR01	1,400.0	12.0	12.0	700.0	2.74E+09	640.0	4.19E+09	140.0	56.9	O.K
1CR02	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	52.9	O.K
1CR03	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR04	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR05	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR06	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR07	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR08	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR09	1,400.0	12.0	12.0	700.0	2.74E+09	640.0	4.19E+09	140.0	48.9	O.K
1CR10	1,500.0	12.0	12.0	750.0	3.38E+09	690.0	5.26E+09	140.0	43.8	O.K
1CR11	1,800.0	12.0	12.0	900.0	5.83E+09	840.0	9.48E+09	140.0	30.1	O.K
1CR12	1,500.0	12.0	12.0	750.0	3.38E+09	690.0	5.26E+09	140.0	43.8	O.K
1CR13	1,400.0	12.0	12.0	700.0	2.74E+09	640.0	4.19E+09	140.0	48.5	O.K
1CR14	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR15	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR16	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR17	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR18	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR19	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR20	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR21	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR22	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR23	1,400.0	12.0	12.0	700.0	2.74E+09	640.0	4.19E+09	140.0	48.9	O.K
1CR24	1,500.0	12.0	12.0	750.0	3.38E+09	690.0	5.26E+09	140.0	43.8	O.K
1CR25	1,800.0	12.0	12.0	900.0	5.83E+09	840.0	9.48E+09	140.0	30.1	O.K
1CR26	1,500.0	12.0	12.0	750.0	3.38E+09	690.0	5.26E+09	140.0	43.8	O.K
1CR27	1,400.0	12.0	12.0	700.0	2.74E+09	640.0	4.19E+09	140.0	48.5	O.K
1CR28	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR29	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR30	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR31	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR32	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR33	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	54.5	O.K
1CR34	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	50.2	O.K
1CR35	1,400.0	12.0	12.0	700.0	2.74E+09	640.0	4.19E+09	140.0	56.9	O.K

구 분	h_1 (mm)	h_2 (mm)	h_3 (mm)	B_1 (mm)	B_2 (mm)	B_3 (mm)	비 고
1CR01	12 @ 100 = 1,200.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR02	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR03	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR04	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR05	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR06	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR07	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR08	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR09	12 @ 100 = 1,200.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR10	13 @ 100 = 1,300.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR11	16 @ 100 = 1,600.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR12	13 @ 100 = 1,300.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR13	12 @ 100 = 1,200.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR14	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR15	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR16	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR17	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR18	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR19	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR20	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR21	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR22	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR23	12 @ 100 = 1,200.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR24	13 @ 100 = 1,300.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR25	16 @ 100 = 1,600.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR26	13 @ 100 = 1,300.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR27	12 @ 100 = 1,200.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR28	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR29	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR30	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR31	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR32	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR33	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR34	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR35	12 @ 100 = 1,200.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	

구 분	f_1 (MPa)	f_2 (MPa)	f_3 (MPa)	f_4 (MPa)	ρ_{sa} (N/ea)	제1열 ρ_p (N/ea)	ρ_s (N/ea)	ρ (N/ea)	판정
1CR01	105.0	82.5	67.5	52.5	9.60E+04	8.44E+04	1.87E+04	8.64E+04	O.K
1CR02	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.83E+04	8.56E+04	O.K
1CR03	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR04	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR05	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR06	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR07	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR08	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR09	105.0	82.5	67.5	52.5	9.60E+04	8.44E+04	1.75E+04	8.62E+04	O.K
1CR10	105.0	84.0	70.0	56.0	9.60E+04	8.51E+04	1.63E+04	8.66E+04	O.K
1CR11	105.0	87.5	75.8	64.2	9.60E+04	8.66E+04	1.34E+04	8.77E+04	O.K
1CR12	105.0	84.0	70.0	56.0	9.60E+04	8.51E+04	1.63E+04	8.66E+04	O.K
1CR13	105.0	82.5	67.5	52.5	9.60E+04	8.44E+04	1.74E+04	8.62E+04	O.K
1CR14	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR15	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR16	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR17	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR18	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR19	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR20	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR21	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR22	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR23	105.0	82.5	67.5	52.5	9.60E+04	8.44E+04	1.75E+04	8.62E+04	O.K
1CR24	105.0	84.0	70.0	56.0	9.60E+04	8.51E+04	1.63E+04	8.66E+04	O.K
1CR25	105.0	87.5	75.8	64.2	9.60E+04	8.66E+04	1.34E+04	8.77E+04	O.K
1CR26	105.0	84.0	70.0	56.0	9.60E+04	8.51E+04	1.63E+04	8.66E+04	O.K
1CR27	105.0	82.5	67.5	52.5	9.60E+04	8.44E+04	1.74E+04	8.62E+04	O.K
1CR28	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR29	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR30	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR31	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR32	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR33	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.88E+04	8.57E+04	O.K
1CR34	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.73E+04	8.54E+04	O.K
1CR35	105.0	82.5	67.5	52.5	9.60E+04	8.44E+04	1.88E+04	8.64E+04	O.K

8. DIAPHRAGM의 설계

8.1 중간 DIAPHRAGM (일반부)　　(절점 47)　　(☞ 도.설.해 3.8.9.2)

▪ Diaphragm의 한계간격

L ≤ 50.0m의 경우 : L_D < 6.0m

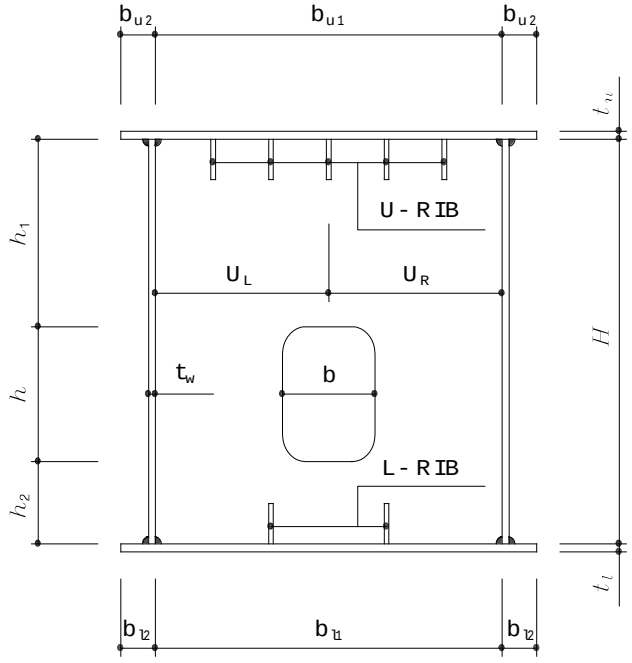
L > 50.0m의 경우 : L_D ≤ (0.14L - 1.0)m

단, L_D ≤ 20.0m

여기서, L_D : 중간 DIAPHRAGM의 간격(m) [4.998 m]

L : 교량의 지간길이(m) [49.450 m]

L = 49.450 m ≤ 50.000 m ⇒ L_D = 4.998 m < L_{Dreq} = 6.000 m ····· O.K !!



b_{u1} =	2,400.0	mm	
b_{u2} =	120.0	mm	
b_{uL} =	0.0	mm	
b_{uR} =	0.0	mm	
U_L =	1,200.0	mm	
U_R =	1,200.0	mm	
b_{l1} =	2,400.0	mm	
b_{l2} =	120.0	mm	
b =	900.0	mm	
H =	2,493.8	mm	
h =	900.0	mm	
h_1 =	1,243.8	mm	
h_2 =	350.0	mm	
Θ_L =	0.000	°	
Θ_L =	0.000	°	

Diaphragm 두께 : t_D = 8.0 mm 강재 탄성계수 : 2.05E+05 MPa 강재전단탄성계수 : 7.90E+04 MPa

구 분	규 격	A_s(mm²)	X(mm)	$A_s \cdot X$(mm³)	$A_s \cdot X^2$(mm⁴)	I_{yo}(mm⁴)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	-	-	-	2.760E+10
보강판	0 - 0.0 × 0.0	0.0	-	-	-	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-	-	-	3.456E+06
L - WEB	1 - 2,493.8 × 12.0	29,925.1	-	-	-	3.591E+05
R - WEB	1 - 2,493.8 × 12.0	29,925.1	-	-	-	3.591E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-	-	-	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 20.0	52,800.0	-	-	-	3.067E+10
합 계		173,550.2	-	-	-	5.829E+10

▪ Diaphragm의 개구율

$\rho = \sqrt{(A' / A)} = \sqrt{[(900.0 \times 900.0) / \{(2,400.0+2,400.0)/2 \times 2,493.8\}]}$ = 0.368

0.4 ≥ ρ = 0.368 ⇒ **충복판 형식 적용**

▪ 상부플랜지의 총단면적

F_u = 47,520.0 + 0.0 + 2,880.0 = 5.040E+04 mm²

▪ 하부플랜지의 총단면적 (리브 포함)

F_l = 10,500.0 + 52,800.0 = 6.330E+04 mm²

▪ 복부 1개의 단면적

F_h = 29,925.1 = 2.993E+04 mm^2

▪ 상부플랜지의 복부판 중심간격

B_u = 2,400.0 + 12.0/2 + 12.0/2 = 2,412.0 mm

▪ 하부플랜지의 복부판 중심간격

B_l = 2,400.0 + 12.0/2 + 12.0/2 = 2,412.0 mm

▪ 상부플랜지의 돌출폭

b_1 = 120.0 - 12.0 = 108.0 mm

▪ 하부플랜지의 돌출폭

b_2 = 120.0 - 12.0 = 108.0 mm

▪ 리브를 포함하는 상부플랜지의 수직축 단면2차모멘트

I_u = 27,599,616,000.0 + 3,456,000 + 460,800,000 = 2.806387E+10 mm^2

▪ 리브를 포함하는 하부플랜지의 수직축 단면2차모멘트

I_l = 30,666,240,000.0 + 9,687,500.00 + 3,360,000,000 = 3.405E+10 mm^2

▪ 변형함수

$\alpha_1 = \{e / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\} \cdot H$

= {32,160,067.5/(32,160,067.5+29,679,945.0}×{(2,412.0+2,412.0)/4}×2,493.8 = 1.564E+06 mm^2

$\alpha_2 = \{f / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\} \cdot H$

= {29,679,945.0/(32,160,067.5+29,679,945.0}×{(2,412.0+2,412.0)/4}×2,493.8 = 1.443E+06 mm^2

여기서, $e = (I_l / B_l) + \{(B_u+2B_l) \cdot F_h / 12\}$

= (34,045,927,500.0/2,412.0) + {(2,412.0+2×2,412.0)×29,925.1/12} = 3.216E+07 mm^3

$f = (I_u / B_u) + \{(2B_u+B_l) \cdot F_h / 12\}$

= (28,063,872,000.0/2,412.0) + {(2×2,412.0+2,412.0)×29,925.1/12} = 2.968E+07 mm^3

▪ 박스거더의 단면형상에 대한 상수

$I_{DW} = 1/3 \cdot \{\alpha_1^2 \cdot F_u \cdot (1+2 \cdot b_1/B_u)^2 + \alpha_2^2 \cdot F_l \cdot (1+2 \cdot b_2/B_l)^2 + 2 \cdot (\alpha_1^2 - \alpha_1 \cdot \alpha_2 + \alpha_2^2) \cdot F_h\}$

$(1/3) \cdot \{1,564,044.8^2 \times 50,400.0 \times (1 + 2 \times 108.0 / 2,412.0)^2 +$

$1,443,428.6^2 \times 63,300.0 \times (1 + 2 \times 108.0 / 2,412.0)^2 + 2 \times (1,564,044.8^2$

$- 1,564,044.8 \times 1,443,428.6 + 1,443,428.6^2) \times 29,925.1\}$ = 1.463E+17 mm^6

▪ Diaphragm의 필요강도

$K_{req} = 20 \cdot E \cdot I_{DW} / L_{Dreq}^3$ = 20×205,000.0×146,304,049,423,780,000.0 / 6,000.0³ = 2.777E+12 N·mm

▪ Diaphragm의 강도 검토

$K_{use} = 4 \cdot G \cdot A \cdot t_D$ = 4×79,000.0×{(2,400.0+2,400.0)/2×2,493.8}×8.0 = 1.513E+13 N·mm

∴ K_{use} = 1.513E+13 N·mm ≥ K_{req} = 2.777E+12 N·mm ····· O.K !!

8. DIAPHRAGM의 설계

8.1 중간 DIAPHRAGM (교대부)　　(절점　1　)　　(☞ 도.설.해 3.8.9.2)

▪ Diaphragm의 한계간격

L ≤ 50.0m의 경우 : L_D < 6.0m

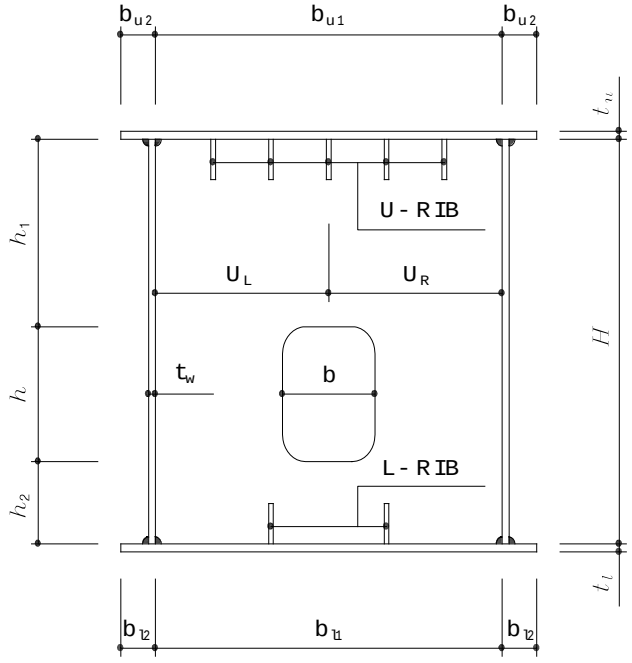
L > 50.0m의 경우 : L_D ≤ (0.14L - 1.0)m

단, L_D ≤ 20.0m

여기서, L_D : 중간 DIAPHRAGM의 간격(m) [4.449 m]

L : 교량의 지간길이(m) [49.450 m]

L = 49.450 m ≤ 50.000 m ⇒ L_D = 4.449 m < L_{Dreq} = 6.000 m ····· O.K !!



b_{u1} =	2,400.0	mm	
b_{u2} =	120.0	mm	
b_{uL} =	0.0	mm	
b_{uR} =	0.0	mm	
U_L =	1,200.0	mm	
U_R =	1,200.0	mm	
b_{l1} =	2,400.0	mm	
b_{l2} =	120.0	mm	
b =	600.0	mm	
H =	2,000.0	mm	
h =	1,000.0	mm	
h_1 =	650.0	mm	
h_2 =	350.0	mm	
Θ_L =	0.000	°	
Θ_L =	0.000	°	

Diaphragm 두께 : t_D = 16.0 mm 강재 탄성계수 : 2.05E+05 MPa 강재전단탄성계수 : 7.90E+04 MPa

구 분	규 격	A_s(mm²)	X (mm)	$A_s \cdot X$ (mm³)	$A_s \cdot X^2$ (mm⁴)	I_{yo}(mm⁴)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 10.0	26,400.0	-	-	-	1.533E+10
보강판	0 - 0.0 × 0.0	0.0	-	-	-	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 120.0 × 12.0	7,200.0	-	-	-	8.640E+06
L - WEB	1 - 2,000.0 × 12.0	24,000.0	-	-	-	2.880E+05
R - WEB	1 - 2,000.0 × 12.0	24,000.0	-	-	-	2.880E+05
LOWER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-	-	-	3.456E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-	-	-	1.840E+10
합 계		116,160.0	-	-	-	3.375E+10

▪ Diaphragm의 개구율

$\rho = \sqrt{(A' / A)} = \sqrt{[(600.0 \times 1,000.0) / \{(2,400.0+2,400.0)/2 \times 2,000.0\}]} = 0.354$

0.4 ≥ ρ = 0.354 ⇒ **충복판 형식 적용**

▪ 상부플랜지의 총단면적

F_u = 26,400.0 + 0.0 + 7,200.0 = 3.360E+04 mm²

▪ 하부플랜지의 총단면적 (리브 포함)

F_l = 2,880.0 + 31,680.0 = 3.456E+04 mm²

▪ 복부 1개의 단면적

F_h = 24,000.0 = 2.400E+04 mm^2

▪ 상부플랜지의 복부판 중심간격

B_u = 2,400.0 + 12.0/2 + 12.0/2 = 2,412.0 mm

▪ 하부플랜지의 복부판 중심간격

B_l = 2,400.0 + 12.0/2 + 12.0/2 = 2,412.0 mm

▪ 상부플랜지의 돌출폭

b_1 = 120.0 - 12.0 = 108.0 mm

▪ 하부플랜지의 돌출폭

b_2 = 120.0 - 12.0 = 108.0 mm

▪ 리브를 포함하는 상부플랜지의 수직축 단면2차모멘트

I_u = 15,333,120,000.0 + 8,640,000 + 2,304,000,000 = 1.764576E+10 mm^2

▪ 리브를 포함하는 하부플랜지의 수직축 단면2차모멘트

I_l = 18,399,744,000.0 + 3,456,000.000 + 460,800,000 = 1.886E+10 mm^2

▪ 변형함수

$\alpha_1 = \{e / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\} \cdot H$

$= \{22,292,895.5/(22,292,895.5+21,787,820.9\} \times \{(2,412.0+2,412.0)/4\} \times 2,000.0$ = 1.220E+06 mm^2

$\alpha_2 = \{f / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\} \cdot H$

$= \{21,787,820.9/(22,292,895.5+21,787,820.9\} \times \{(2,412.0+2,412.0)/4\} \times 2,000.0$ = 1.192E+06 mm^2

여기서, $e = (I_l / B_l) + \{(B_u+2B_l) \cdot F_h / 12\}$

$= (18,864,000,000.0/2,412.0) + \{(2,412.0+2 \times 2,412.0) \times 24,000.0/12\}$ = 2.229E+07 mm^3

$f = (I_u / B_u) + \{(2B_u+B_l) \cdot F_h / 12\}$

$= (17,645,760,000.0/2,412.0) + \{(2 \times 2,412.0+2,412.0) \times 24,000.0/12\}$ = 2.179E+07 mm^3

▪ 박스거더의 단면형상에 대한 상수

$I_{DW} = 1/3 \cdot \{\alpha_1^2 \cdot F_u \cdot (1+2 \cdot b_1/B_u)^2 + \alpha_2^2 \cdot F_l \cdot (1+2 \cdot b_2/B_l)^2 + 2 \cdot (\alpha_1^2 - \alpha_1 \cdot \alpha_2 + \alpha_2^2) \cdot F_h\}$

$(1/3) \cdot \{1,219,818.3^2 \times 33,600.0 \times (1 + 2 \times 108.0 / 2,412.0)^2 +$

$1,192,181.7^2 \times 34,560.0 \times (1 + 2 \times 108.0 / 2,412.0)^2 + 2 \times (1,219,818.3^2$

$- 1,219,818.3 \times 1,192,181.7 + 1,192,181.7^2) \times 24,000.0\}$ = 6.250E+16 mm^6

▪ Diaphragm의 필요강도

$K_{req} = 20 \cdot E \cdot I_{DW} / L_{Dreq}^3 = 20 \times 205,000.0 \times 62,500,891,269,910,200.0 / 6,000.0^3$ = 1.186E+12 N·mm

▪ Diaphragm의 강도 검토

$K_{use} = 4 \cdot G \cdot A \cdot t_D = 4 \times 79,000.0 \times \{(2,400.0+2,400.0)/2 \times 2,000.0\} \times 16.0$ = 2.427E+13 N·mm

$\therefore K_{use}$ = 2.427E+13 N·mm $\geq$ K_{req} = 1.186E+12 N·mm ····· O.K !!

8. DIAPHRAGM의 설계

8.1 중간 DIAPHRAGM (교각부)　　(절점 11)　　(☞ 도.설.해 3.8.9.2)

▪ Diaphragm의 한계간격

L ≤ 50.0m의 경우 : L_D < 6.0m

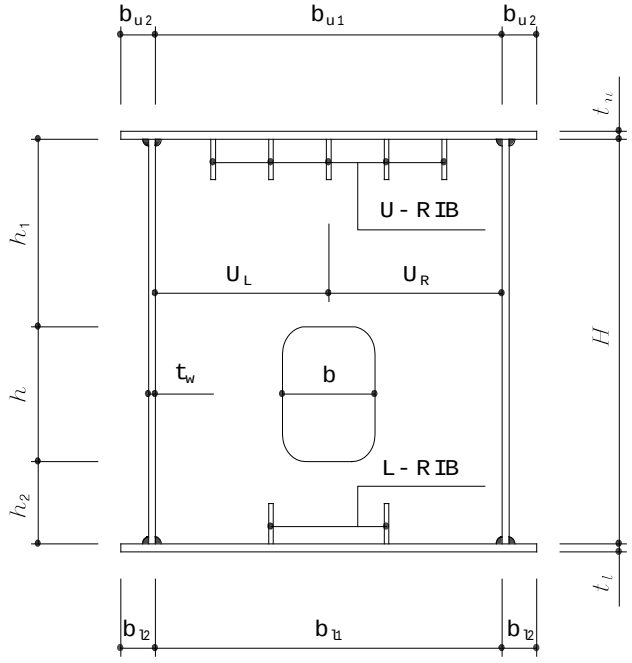
L > 50.0m의 경우 : L_D ≤ (0.14L - 1.0)m

단, L_D ≤ 20.0m

여기서, L_D : 중간 DIAPHRAGM의 간격(m) [5.000 m]

L : 교량의 지간길이(m) [49.450 m]

L = 49.450 m ≤ 50.000 m ⇒ L_D = 5.000 m < L_{Dreq} = 6.000 m ····· O.K !!



b_{u1}	=	2,400.0	mm
b_{u2}	=	120.0	mm
b_{uL}	=	0.0	mm
b_{uR}	=	0.0	mm
U_L	=	1,200.0	mm
U_R	=	1,200.0	mm
b_{l1}	=	2,400.0	mm
b_{l2}	=	120.0	mm
b	=	600.0	mm
H	=	2,800.0	mm
h	=	1,200.0	mm
h_1	=	1,250.0	mm
h_2	=	350.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_L	=	0.000	°

Diaphragm 두께 : t_D = 26.0 mm 강재 탄성계수 : 2.05E+05 MPa 강재전단탄성계수 : 7.90E+04 MPa

구 분	규 격	A_s(mm²)	X(mm)	$A_s \cdot X$(mm³)	$A_s \cdot X^2$(mm⁴)	I_{yo}(mm⁴)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	-	-	-	2.760E+10
보강판	0 - 0.0 × 0.0	0.0	-	-	-	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 120.0 × 12.0	2,880.0	-	-	-	3.456E+06
L - WEB	1 - 2,800.0 × 14.0	39,200.0	-	-	-	6.403E+05
R - WEB	1 - 2,800.0 × 14.0	39,200.0	-	-	-	6.403E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-	-	-	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 28.0	73,920.0	-	-	-	4.293E+10
합 계		213,220.0	-	-	-	7.056E+10

▪ Diaphragm의 개구율

$\rho = \sqrt{(A' / A)} = \sqrt{[(600.0 \times 1,200.0) / \{(2,400.0+2,400.0)/2 \times 2,800.0\}]} = 0.327$

0.4 ≥ ρ = 0.327 ⇒ **충복판 형식 적용**

▪ 상부플랜지의 총단면적

F_u = 47,520.0 + 0.0 + 2,880.0 = 5.040E+04 mm²

▪ 하부플랜지의 총단면적 (리브 포함)

F_l = 10,500.0 + 73,920.0 = 8.442E+04 mm²

▪ 복부 1개의 단면적

F_h = 39,200.0 = 3.920E+04 mm^2

▪ 상부플랜지의 복부판 중심간격

B_u = 2,400.0 + 14.0/2 + 14.0/2 = 2,414.0 mm

▪ 하부플랜지의 복부판 중심간격

B_l = 2,400.0 + 14.0/2 + 14.0/2 = 2,414.0 mm

▪ 상부플랜지의 돌출폭

b_1 = 120.0 - 14.0 = 106.0 mm

▪ 하부플랜지의 돌출폭

b_2 = 120.0 - 14.0 = 106.0 mm

▪ 리브를 포함하는 상부플랜지의 수직축 단면2차모멘트

I_u = 27,599,616,000.0 + 3,456,000 + 460,800,000 = 2.806387E+10 mm^2

▪ 리브를 포함하는 하부플랜지의 수직축 단면2차모멘트

I_l = 42,932,736,000.0 + 9,687,500.00 + 3,360,000,000 = 4.631E+10 mm^2

▪ 변형함수

$\alpha_1 = \{e / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\} \cdot H$

= {42,842,131.0/(42,842,131.0+35,282,664.8}×{(2,414.0+2,414.0)/4}×2,800.0 = 1.853E+06 mm^2

$\alpha_2 = \{f / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\} \cdot H$

= {35,282,664.8/(42,842,131.0+35,282,664.8}×{(2,414.0+2,414.0)/4}×2,800.0 = 1.526E+06 mm^2

여기서, $e = (I_l / B_l) + \{(B_u+2B_l) \cdot F_h / 12\}$

= (46,312,423,500.0/2,414.0) + {(2,414.0+2×2,414.0)×39,200.0/12} = 4.284E+07 mm^3

$f = (I_u / B_u) + \{(2B_u+B_l) \cdot F_h / 12\}$

= (28,063,872,000.0/2,414.0) + {(2×2,414.0+2,414.0)×39,200.0/12} = 3.528E+07 mm^3

▪ 박스거더의 단면형상에 대한 상수

$I_{DW} = 1/3 \cdot \{\alpha_1^2 \cdot F_u \cdot (1+2 \cdot b_1/B_u)^2 + \alpha_2^2 \cdot F_l \cdot (1+2 \cdot b_2/B_l)^2 + 2 \cdot (\alpha_1^2 - \alpha_1 \cdot \alpha_2 + \alpha_2^2) \cdot F_h\}$

$(1/3) \cdot \{1,853,307.4^2 \times 50,400.0 \times (1 + 2 \times 106.0 / 2,414.0)^2 +$

$1,526,292.6^2 \times 84,420.0 \times (1 + 2 \times 106.0 / 2,414.0)^2 + 2 \times (1,853,307.4^2$

$- 1,853,307.4 \times 1,526,292.6 + 1,526,292.6^2) \times 39,200.0\}$ = 2.226E+17 mm^6

▪ Diaphragm의 필요강도

$K_{req} = 20 \cdot E \cdot I_{DW} / L_{Dreq}^3$ = 20×205,000.0×222,575,488,505,578,000.0 / 6,000.0³ = 4.225E+12 N·mm

▪ Diaphragm의 강도 검토

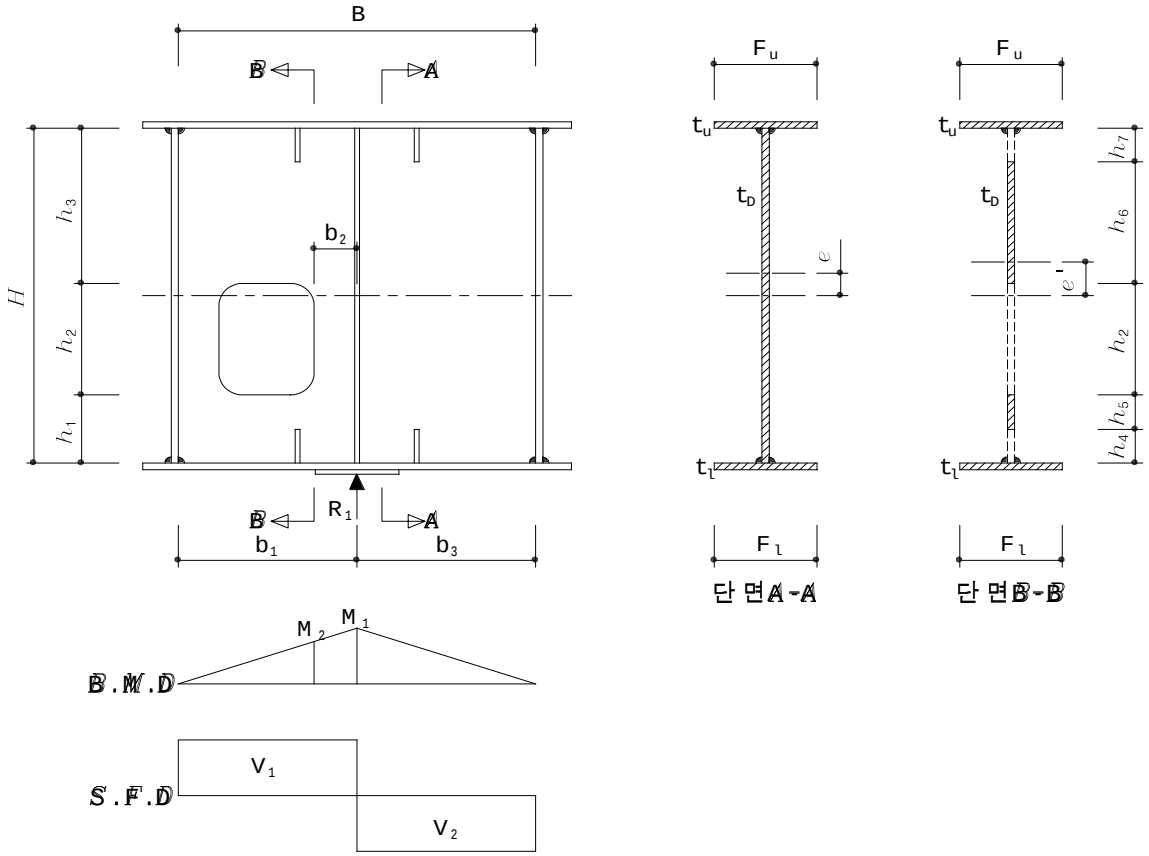
$K_{use} = 4 \cdot G \cdot A \cdot t_D$ = 4×79,000.0×{(2,400.0+2,400.0)/2×2,800.0}×26.0 = 5.521E+13 N·mm

∴ K_{use} = 5.521E+13 N·mm ≥ K_{req} = 4.225E+12 N·mm ····· O.K !!

8. DIAPHRAGM의 설계

8.2 지점부 DIAPHRAGM 응력검토

(1) 교대부-1슈 (절점 35)



(단위 : mm)

B	H	h_1	h_2	h_3	h_4	h_5	h_6	h_7	b_1	b_2	b_3
2,400	2,000	350	1,000	650	120	230	530	120	1,200	405	1,200

t_u	t_D	t_l	F_u	F_l	R_1(kN)	R_2(kN)	M_1(kN·m)	M_2(kN·m)	V_1(kN)	V_2(kN)
10	16	12	240	288	2,462.111	0.000	1,477.3	978.7	1,231.1	-1,231.1

▪ 단면 A-A 응력검토

구 분	규 격	A_s(mm²)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm³)	$A_s \cdot Y^2$(mm⁴)	I_{xo}(mm⁴)
UPPER FL.	1 - 240.0 × 10.0	2,400.0	1,005.0	2.412E+06	2.424E+09	2.000E+04
Diaphragm	1 - 2,000.0 × 16.0	32,000.0	-	-	-	1.067E+10
LOWER FL.	1 - 288.0 × 12.0	3,456.0	-1,006.0	-3.477E+06	3.498E+09	4.147E+04
합 계		37,856.0	-1.0	-1.065E+06	5.922E+09	1.067E+10

$e = \Sigma A_s \cdot Y \;/\; \Sigma A_s$ = -1,064,736.0 / 37,856.0 = -28.126 mm

$I_{33} = \Sigma I_{xo} + \Sigma A \cdot Y^2 - \Sigma A \cdot e^2$ = 10,666,728,138.7+5,921,656,416.0-37,856.0×-28.1² = 1.656E+10 mm⁴

- 응력 계산

f_l = (1,477.267 / 16,558,437,842.1)×(2,000.0/2 + 10.0 + -28.1) = 87.598 MPa

∴ f_l = 87.598 MPa ≤ f_a = 215.000 MPa ····· O.K !!

υ = 1,231.1 / 32,000.0 = 38.470 MPa

∴ υ = 38.470 MPa ≤ $υ_a$ = 125.000 MPa ····· O.K !!

- 2축 응력상태의 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.5)

f_v = 78.192 MPa 수직응력 [지점부 보강재 검토 참조]

$$\left(\frac{f_v}{f_a}\right)^2 - \left(\frac{f_v}{f_a}\right)\cdot\left(\frac{f_l}{f_a}\right) + \left(\frac{f_l}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2$$

$(78.19/215.0)^2 - (78.19/215.0)\times(87.60/215.0) + (87.60/215.0)^2 + (38.47/125.0)^2$ = 0.245

∴ 2축 응력 = 0.245 ≤ 1.200 ····· O.K !!

▪ 단면 B-B 응력검토

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 240.0 × 10.0	2,400.0	1,005.0	2.412E+06	2.424E+09	2.000E+04
Diaphragm	1 - 530.0 × 16.0	8,480.0	615.0	5.215E+06	3.207E+09	1.985E+08
Diaphragm	1 - 230.0 × 16.0	3,680.0	-765.0	-2.815E+06	2.154E+09	1.622E+07
LOWER FL.	1 - 288.0 × 12.0	3,456.0	-1,006.0	-3.477E+06	3.498E+09	4.147E+04
합 계		18,016.0	-151.0	1.335E+06	1.128E+10	2.148E+08

$e = \Sigma A_s \cdot Y / \Sigma A_s$ = 1,335,264.0 / 18,016.0 = 74.115 mm

$I_{33} = \Sigma I_{xo} + \Sigma A \cdot Y^2 - \Sigma A \cdot e^2$ = 214,786,805.3+11,282,632,416.0-18,016.0×74.1² = 1.140E+10 mm^4

- 응력 계산

f_l = (978.689 / 11,398,455,525.2)×(2,000.0/2 + 12.0 + 74.1) = 93.256 MPa

∴ f_l = 93.256 MPa ≤ f_a = 215.000 MPa ····· O.K !!

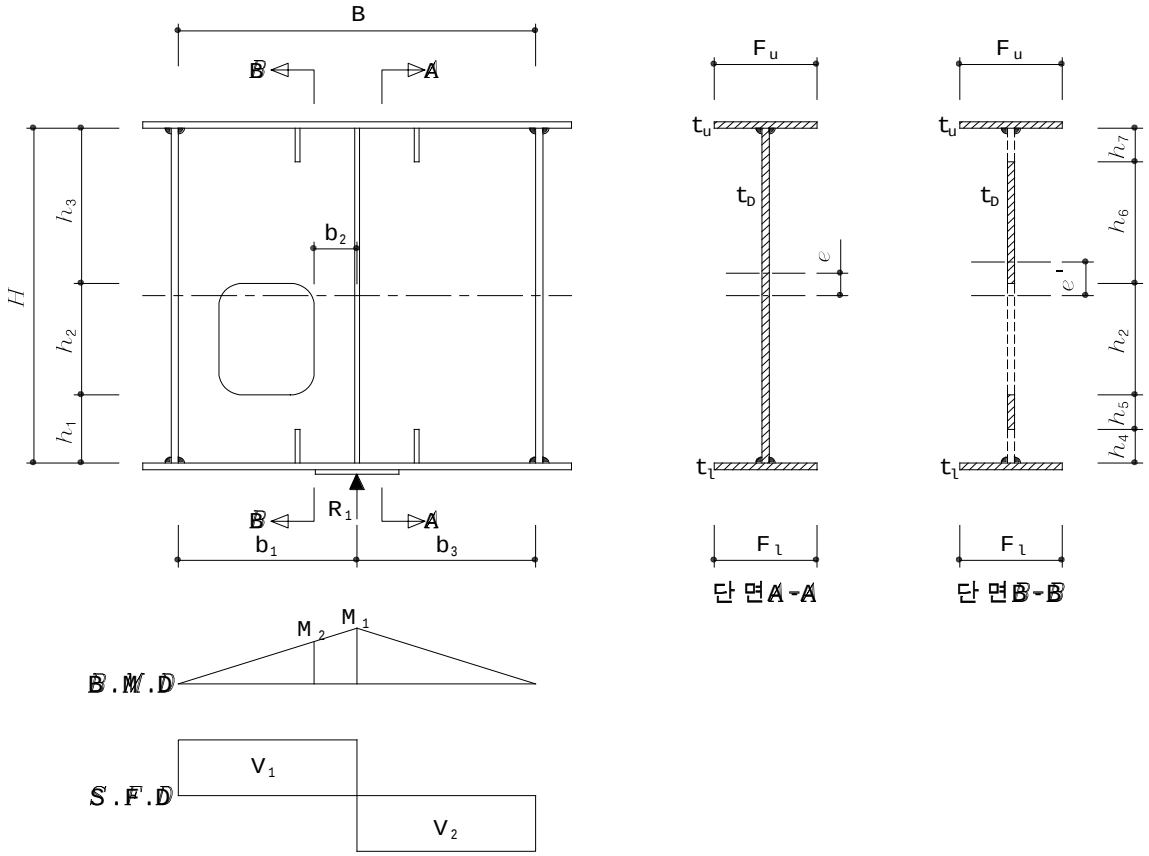
υ = 1,231.055 / (8,480.0 + 3,680.0) = 101.238 MPa

∴ υ = 101.238 MPa ≤ $υ_a$ = 125.000 MPa ····· O.K !!

8. DIAPHRAGM의 설계

8.2 지점부 DIAPHRAGM 응력검토

(2) 교각부-1슈 (절점 46)



(단위 : mm)

B	H	h_1	h_2	h_3	h_4	h_5	h_6	h_7	b_1	b_2	b_3
2,400	2,800	350	1,200	1,250	0	350	1,130	120	1,200	395	1,200

t_u	t_D	t_l	F_u	F_l	R_1(kN)	R_2(kN)	M_1(kN·m)	M_2(kN·m)	V_1(kN)	V_2(kN)
18	26	28	432	672	7,090.453	0.000	4,254.3	2,853.9	3,545.2	-3,545.2

▪ 단면 A-A 응력검토

구 분	규 격	A_s(mm²)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm³)	$A_s \cdot Y^2$(mm⁴)	I_{xo}(mm⁴)
UPPER FL.	1 - 432.0 × 18.0	7,776.0	1,409.0	1.096E+07	1.544E+10	2.100E+05
Diaphragm	1 - 2,800.0 × 26.0	72,800.0	-	-	-	4.756E+10
LOWER FL.	1 - 672.0 × 28.0	18,816.0	-1,414.0	-2.661E+07	3.762E+10	1.229E+06
합 계		99,392.0	-5.0	-1.565E+07	5.306E+10	4.756E+10

$e = \Sigma A_s \cdot Y / \Sigma A_s$ = -15,649,440.0 / 99,392.0 = -157.452 mm

$I_{33} = \Sigma I_{xo} + \Sigma A \cdot Y^2 - \Sigma A \cdot e^2$ = 47,564,105,930.7+53,058,180,192.0-99,392.0×-157.5² = 9.816E+10 mm⁴

- 응력 계산

f_l = (4,254.272 / 98,158,255,090.9)×(2,800.0/2 + 18.0 + -157.5) = 54.633 MPa

∴ f_l = 54.633 MPa ≤ f_a = 215.000 MPa ····· O.K !!

υ = 3,545.2 / 72,800.0 = 48.698 MPa

∴ υ = 48.698 MPa ≤ $υ_a$ = 125.000 MPa ····· O.K !!

- 2축 응력상태의 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.5)

f_v = 144.821 MPa 수직응력 [지점부 보강재 검토 참조]

$$\left(\frac{f_v}{f_a}\right)^2 - \left(\frac{f_v}{f_a}\right)\cdot\left(\frac{f_l}{f_a}\right) + \left(\frac{f_l}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2$$

(144.82/215.0)² - (144.82/215.0)×(54.63/215.0) + (54.63/215.0)² + (48.70/125.0)² = 0.499

∴ 2축 응력 = 0.499 ≤ 1.200 ····· O.K !!

▪ 단면 B-B 응력검토

구 분	규 격	A_s(mm²)	Y(mm)	A_s·Y(mm³)	A_s·Y²(mm⁴)	I_{xo}(mm⁴)
UPPER FL.	1 - 432.0 × 18.0	7,776.0	1,409.0	1.096E+07	1.544E+10	2.100E+05
Diaphragm	1 - 1,130.0 × 26.0	29,380.0	715.0	2.101E+07	1.502E+10	3.126E+09
Diaphragm	1 - 350.0 × 26.0	9,100.0	-1,225.0	-1.115E+07	1.366E+10	9.290E+07
LOWER FL.	1 - 672.0 × 28.0	18,816.0	-1,414.0	-2.661E+07	3.762E+10	1.229E+06
합 계		65,072.0	-515.0	-5.790E+06	8.173E+10	3.221E+09

e = ΣA_s·Y / ΣA_s = -5,790,240.0 / 65,072.0 = -88.982 mm

I_{33} = ΣI_{xo} + Σ$A·Y^2$ - Σ$A·e^2$ = 3,220,611,930.7+81,733,658,192.0-65,072.0×-89.0² = 8.444E+10 mm⁴

- 응력 계산

f_l = (2,853.907 / 84,439,042,693.7)×(2,800.0/2 + 18.0 + -89.0) = 44.919 MPa

∴ f_l = 44.919 MPa ≤ f_a = 215.000 MPa ····· O.K !!

υ = 3,545.226 / (29,380.0 + 9,100.0) = 92.132 MPa

∴ υ = 92.132 MPa ≤ $υ_a$ = 125.000 MPa ····· O.K !!

8. DIAPHRAGM의 설계

8.3 DIAPHRAGM 간격 및 응력검토

1) 다이아프램의 간격 및 강도 검토

개구율 ρ=√(A'/A)　　A': 개구부 면적 , A : 총면적

구분		다이아프램의 간격 (m)			다이어프램 형식				강 도 K (N·mm)		
		한계간격	적용간격	판정	A'(mm²)	A(mm²)	개구율	판정	필요강도	사용강도	판정
일반부	G1	6000.0	5000.0	O.K	810000.0	5984773.1	0.37	충복판식	2.777E+14	1.513E+15	O.K
	G2	6000.0	4998.4	O.K	810000.0	5985021.7	0.37	충복판식	2.777E+14	1.513E+15	O.K
A1	G1	6000.0	4449.0	O.K	600000.0	4800000.0	0.35	충복판식	1.186E+14	2.427E+15	O.K
	G2	6000.0	4413.4	O.K	600000.0	4800000.0	0.35	충복판식	1.186E+14	2.427E+15	O.K
P1	G1	6000.0	5000.0	O.K	720000.0	6720000.0	0.33	충복판식	4.225E+14	5.521E+15	O.K
	G2	6000.0	4998.4	O.K	720000.0	6720000.0	0.33	충복판식	4.225E+14	5.521E+15	O.K
P2	G1	6000.0	5000.0	O.K	720000.0	6720000.0	0.33	충복판식	4.225E+14	5.521E+15	O.K
	G2	6000.0	4998.4	O.K	720000.0	6720000.0	0.33	충복판식	4.225E+14	5.521E+15	O.K
A2	G1	6000.0	4449.0	O.K	600000.0	4800000.0	0.35	충복판식	1.186E+14	2.427E+15	O.K
	G2	6000.0	4416.5	O.K	600000.0	4800000.0	0.35	충복판식	1.186E+14	2.427E+15	O.K

2) 다이아프램의 응력검토

구분		휨 응 력 (MPa)				전 단 응 력 (MPa)				2축 합성응력도		
		단면A-A	단면B-B	허용응력	판정	단면A-A	단면B-B	허용응력	판정	작용	허용	판정
A1	G1	87.6	93.2	215.0	O.K	38.5	101.2	125.0	O.K	0.24	1.2	O.K
	G2	68.7	74.0	215.0	O.K	30.2	79.4	125.0	O.K	0.15	1.2	O.K
P1	G1	47.5	38.6	215.0	O.K	42.3	80.1	125.0	O.K	0.38	1.2	O.K
	G2	54.6	44.9	215.0	O.K	48.7	92.1	125.0	O.K	0.50	1.2	O.K
P2	G1	47.5	38.6	215.0	O.K	42.3	80.1	125.0	O.K	0.38	1.2	O.K
	G2	54.6	44.9	215.0	O.K	48.7	92.1	125.0	O.K	0.50	1.2	O.K
A2	G1	87.6	93.3	215.0	O.K	38.5	101.2	125.0	O.K	0.24	1.2	O.K
	G2	68.7	74.0	215.0	O.K	30.2	79.4	125.0	O.K	0.15	1.2	O.K

9. 전단연결재의 설계

9.1 강재와 바닥판 콘크리트(STUD)

1) 합성후 하중에 의한 수평 전단력

(☞ 도.설.해 3.9.5.2)

※ 고려하는 단면의 휨모멘트의 부호에 관계없이 바닥판 콘크리트의 단면을 유효로 하여 전단연결재의 계산을 하는 것으로 한다.

(☞ 도.설.해 3.9.5.7)

$$S_v = \frac{V \cdot Q_{vc}}{I_v}$$

$$Q_{vc} = \frac{A_c}{n} \cdot d_{vc}$$

여기서, S_v = 설계 대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)

V = 합성후 하중에 의한 수직전단력[활하중 포함] (N)

Q_{vc} = 정모멘트부 콘크리트의 환산단면 또는 부모멘트부 철근면적의 합성단면 중립축에 대한 단면1차모멘트 (mm^3)

A_c = 바닥판 콘크리트 또는 철근의 단면적 (mm^2)

I_v = 합성단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

d_{vc} = 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 또는 철근 도심까지 거리(mm)

※ V_d : 합성후 고정하중에 의한 수직전단력, V_A : 합성후 고정하중에 의한 수직전단력을 제외한 전단력 (충격계수를 포함한 활하중 포함)

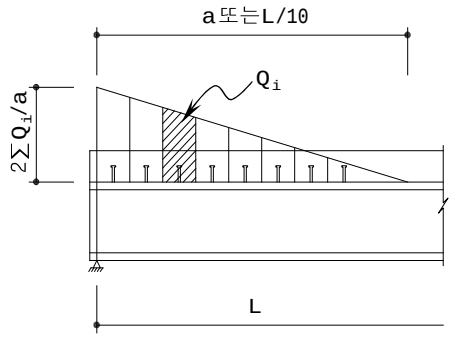
절점	단면 TYPE	A_c/n (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_v (mm^4)	V_d (kN)	V_a (kN)	V_d+V_a (kN)	S_v (N/mm)
1	1	378,000.0	294.1	1.112E+08	2.299E+11	279.4	895.1	1,174.6	567.8
2	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	213.6	766.3	979.9	422.1
3	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	116.8	567.3	684.0	294.6
4	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	28.1	457.1	485.2	209.0
5	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	70.2	432.5	502.7	216.5
6	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	156.6	525.5	682.2	293.8
7	3	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	243.4	634.7	878.1	371.7
8	3	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	329.5	762.1	1,091.6	462.1
9	4	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	403.5	872.7	1,276.2	480.9
10	5	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	442.2	978.2	1,420.3	485.3
11	6	220,500.0	866.9	1.911E+08	6.449E+11	553.2	1,145.3	1,698.5	503.5
12	5	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	468.6	1,058.7	1,527.3	521.8
13	4	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	430.4	959.7	1,390.1	523.9
14	7	220,500.0	477.7	1.053E+08	2.522E+11	356.3	849.2	1,205.5	503.5
15	8	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	270.3	724.1	994.5	422.7
16	8	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	182.9	614.1	797.1	338.8
17	9	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	95.3	517.7	612.9	252.5
18	9	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	7.0	431.6	438.6	180.6
19	9	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	95.2	517.4	612.6	252.3
20	8	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	182.9	613.9	796.8	338.7
21	8	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	270.3	723.9	994.2	422.6
22	7	220,500.0	477.7	1.053E+08	2.522E+11	356.3	848.8	1,205.1	503.3
23	4	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	430.3	959.3	1,389.6	523.7
24	5	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	468.6	1,058.6	1,527.2	521.8
25	6	220,500.0	866.9	1.911E+08	6.449E+11	554.3	1,150.3	1,704.7	505.3
26	5	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	442.1	977.9	1,420.0	485.2

절점	단면 TYPE	A_c/n (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_v (mm^4)	V_d (kN)	V_a (kN)	V_d+V_a (kN)	S_v (N/mm)
27	4	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	403.6	872.4	1,276.0	480.9
28	3	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	329.5	762.0	1,091.5	462.1
29	3	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	243.5	634.7	878.2	371.8
30	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	156.7	525.7	682.3	293.9
31	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	70.3	432.6	502.9	216.6
32	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	28.0	457.3	485.3	209.0
33	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	116.7	567.6	684.3	294.7
34	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	213.6	766.6	980.1	422.1
35	1	378,000.0	294.1	1.112E+08	2.299E+11	279.4	895.3	1,174.7	567.9
36	1	378,000.0	294.1	1.112E+08	2.299E+11	259.0	812.9	1,071.9	518.2
37	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	196.8	685.6	882.4	380.1
38	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	120.6	546.2	666.8	287.2
39	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	37.5	457.9	495.4	213.4
40	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	63.5	412.9	476.4	205.2
41	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	148.9	502.5	651.4	280.5
42	3	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	234.5	608.7	843.2	357.0
43	3	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	321.8	743.3	1,065.1	450.9
44	4	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	392.3	850.8	1,243.1	468.4
45	5	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	476.0	1,021.0	1,497.0	511.5
46	6	220,500.0	866.9	1.911E+08	6.449E+11	571.4	1,231.1	1,802.5	534.3
47	5	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	501.0	1,105.6	1,606.5	548.9
48	4	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	417.5	937.4	1,354.9	510.6
49	7	220,500.0	477.7	1.053E+08	2.522E+11	347.0	830.1	1,177.1	491.6
50	7	220,500.0	477.7	1.053E+08	2.522E+11	259.2	693.3	952.5	397.8
51	8	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	174.5	584.1	758.6	322.5
52	9	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	91.0	493.3	584.3	240.7
53	9	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	6.9	416.8	423.7	174.5
54	9	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	91.0	493.1	584.1	240.6
55	8	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	174.4	583.9	758.3	322.4
56	8	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	259.1	693.2	952.4	404.8
57	7	220,500.0	477.7	1.053E+08	2.522E+11	346.9	830.0	1,176.9	491.5
58	4	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	417.4	937.3	1,354.6	510.5
59	5	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	501.8	1,110.9	1,612.7	551.0
60	6	220,500.0	866.9	1.911E+08	6.449E+11	572.3	1,236.4	1,808.7	536.1
61	5	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	475.0	1,021.2	1,496.2	511.2
62	4	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	392.4	851.0	1,243.3	468.5
63	3	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	321.9	743.6	1,065.5	451.1
64	3	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	234.5	608.8	843.3	357.0
65	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	148.9	502.5	651.4	280.6
66	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	63.5	412.9	476.5	205.2
67	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	37.5	457.8	495.3	213.3

절점	단면 TYPE	A_c/n (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_v (mm^4)	V_d (kN)	V_a (kN)	V_d+V_a (kN)	S_v (N/mm)
68	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	120.5	546.2	666.7	287.2
69	2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	196.8	685.7	882.4	380.1
70	1	378,000.0	294.1	1.112E+08	2.299E+11	259.0	813.2	1,072.2	518.3

2) 건조수축 및 온도차에 의한 수평전단력

(☞ 도.설.해 3.9.5.3)



주거더 간격 a = 2.400 m (시점부)

L / 10 = 170.240 / 10 = 17.024 m

∴ 전단 분포폭 = 2.400 m (시점부)

주거더 간격 a = 2.400 m (종점부)

L / 10 = 170.240 / 10 = 17.024 m

∴ 전단 분포폭 = 2.400 m (종점부)

※ L을 취하는 방법 : (1) 단순합성거더의 경우 L : 지간

(2) 연속합성거더의 경우 L : 지간의 합계

▪ 건조수축에 의한 전단력(GIRDER 계산 단면 TYPE -1 참조) (시점부)

$n_2 = n\cdot(1+\phi_1/2)$ = 8.0 × (1 + 4.0 / 2) = 24.0

A_s = 116,160.0 mm^2 I_s = 8.363E+10 mm^4

A_c = 3,024,000.0 mm^2 I_c = 5.806E+10 mm^4

d = 1,251.0 mm (강재도심과 Con'c중심간 거리)

$p_2 = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_c/n_2$ = 205,000×0.00027×3,024,000/24.0 = 6.974E+06 N

E_s = 205,000.0 MPa (강재의 탄성계수)

ε_s = 0.000270 (콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율)

$$F_2 = \frac{1}{1+\frac{A_c}{n_2\cdot A_s}+\frac{A_c\cdot d^2}{I_c+n_2\cdot I_s}}$$

F_2 = 1 + [1 + {3,024,000/(24×116,160)} + {(3,024,000×1,251²)
/ (58,060,800,000 + 24.0×83,631,299,838)}] = 0.229

$N_{cs} = p_2 \cdot F_2$ = 6,974,100.0 × 0.229 = 1.594E+06 N

$S_s = 2\cdot N_{cs} / a$ = 2 × 1,593,621.6 / 2.400 = 1,328.0 N/mm

▪ 건조수축에 의한 전단력(GIRDER 계산 단면 TYPE -1 참조) (종점부)

$n_2 = n\cdot(1+\phi_1/2)$ = 8.0 × (1 + 4.0 / 2) = 24.0

A_s = 116,160.0 mm^2 I_s = 8.363E+10 mm^4

A_c = 3,024,000.0 mm^2 I_c = 5.806E+10 mm^4

d = 1,251.0 mm (강재도심과 Con'c중심간 거리)

$p_2 = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_c/n_2$ = 205,000×0.00027×3,024,000/24.0 = 6.974E+06 N

E_s = 205,000.0 MPa (강재의 탄성계수)

ε_s = 0.000270 (콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율)

$$F_2 = \frac{1}{1+\frac{A_c}{n_2 \cdot A_s}+\frac{A_c \cdot d^2}{I_c + n_2 \cdot I_s}}$$

F_2 = 1 + [1 + {3,024,000/(24×116,160)} + {(3,024,000×1,251²) / (58,060,800,000 + 24.0×83,631,299,838)}] = 0.229

$N_{cs} = p_2 \cdot F_2$ = 6,974,100.0 × 0.229 = 1.594E+06 N

$S_s = 2 \cdot N_{cs} / a$ = 2 × 1,593,621.6 / 2.400 = 1,328.0 N/mm

▪ 온도차에 의한 전단력 (시점부)

n = 8.0

A_s = 116,160.0 mm² I_s = 8.363E+10 mm⁴

A_c = 3,024,000.0 mm² I_c = 5.806E+10 mm⁴

d = 1,251.0 mm (강재도심과 Con'c중심간 거리)

$p_1 = E_s \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot A_c / n$ = 205,000×0.000012×10.0×3,024,000/8.0 = 9.299E+06 N

E_s = 205,000.0 MPa (강재의 탄성계수)

α = 0.000012 (강재 및 콘크리트의 선팽창계수)

Δt = 10.0 °C (바닥판 콘크리트와 강재와의 온도차)

$$F_1 = \frac{1}{1+\frac{A_c}{n \cdot A_s}+\frac{A_c \cdot d^2}{I_c + n \cdot I_s}}$$

F_1 = 1 + [1 + {3,024,000/(8×116,160)} + {(3,024,000×1,251²) / (58,060,800,000 + 8.0×83,631,299,838)}] = 0.093

$N_{cs} = p_1 \cdot F_2$ = 9,298,800.0 × 0.093 = 8.640E+05 N

$S_t = 2 \cdot N_{cs} / a$ = 2 × 863,975.2 / 2.400 = 720.0 N/mm

▪ 온도차에 의한 전단력 (종점부)

n = 8.0

A_s = 116,160.0 mm² I_s = 8.363E+10 mm⁴

A_c = 3,024,000.0 mm² I_c = 5.806E+10 mm⁴

d = 1,251.0 mm (강재도심과 Con'c중심간 거리)

$p_1 = E_s \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot A_c / n$ = 205,000×0.000012×10.0×3,024,000/8.0 = 9.299E+06 N

E_s = 205,000.0 MPa (강재의 탄성계수)

α = 0.000012 (강재 및 콘크리트의 선팽창계수)

Δt = 10.0 °C (바닥판 콘크리트와 강재와의 온도차)

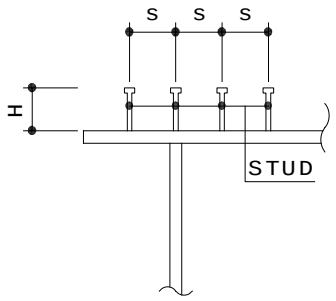
$$F_1 = \frac{1}{1+\frac{A_c}{n \cdot A_s}+\frac{A_c \cdot d^2}{I_c + n \cdot I_s}}$$

F_1 = 1 + [1 + {3,024,000/(8×116,160)} + {(3,024,000×1,251²) / (58,060,800,000 + 8.0×83,631,299,838)}] = 0.093

$N_{cs} = p_1 \cdot F_2$ = 9,298,800.0 × 0.093 = 8.640E+05 N

$S_t = 2 \cdot N_{cs} / a$ = 2 × 863,975.2 / 2.400 = 720.0 N/mm

3) STUD의 설계



$S_{m\,in}$ = 90.0 mm (S : STUD의 횡방향 최소간격)

d = 25.0 mm (d : STUD의 직경)

H = 150.0 mm (H : STUD의 전높이)

n = 11 본 (n : STUD의 횡방향 개수)

▪ STUD의 허용전단력 (☞ 도.설.해 3.9.5.6)

※ 전단연결재의 허용전단력은 다음 식으로 계산하고 바닥판 콘크리트와 강재 주거더의 플랜지 사이의 부착력은 무시한다.

H/d = 150.0 / 25.0 = 6.000 ≥ 5.50

Q_a = 9.50 × d^2 × $\sqrt{(f_{ck})}$ = 30,852.2 N/본 ∵ f_{ck} = 27.0 MPa

$\sum Q_a$ = 30,852.2 × 11.0 = 339,373.7 N

여기서, Q_a : 전단연결재의 허용전단력(N)

H : 스터드의 전 높이로서 150mm 정도를 표준으로 한다. (mm)

d : 스터드의 줄기의 지름으로서 19mm, 22mm, 25mm로 한다. (mm)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도 (MPa)

4) 하중조합 및 STUD의 배치

▪ STUD의 배치간격

$d_o = \sum Q_a / S$ (S : 수평전단력)

절점	하 중 조 합 (N/mm)					소요 간격 d_o	배치 간격	비 고	
	S_v	S_s	S_t	S_v+S_t	S_s+S_t				
1	567.8	1,328.0	720.0	1,287.8	2,048.0	165.7mm	125.0mm	O.K !!	A1
2	422.1	0.0	0.0	422.1	0.0	804.1mm	250.0mm	O.K !!	
3	294.6	0.0	0.0	294.6	0.0	1151.9mm	250.0mm	O.K !!	
4	209.0	0.0	0.0	209.0	0.0	1624.0mm	600.0mm	O.K !!	
5	216.5	0.0	0.0	216.5	0.0	1567.4mm	600.0mm	O.K !!	
6	293.8	0.0	0.0	293.8	0.0	1155.1mm	600.0mm	O.K !!	
7	371.7	0.0	0.0	371.7	0.0	912.9mm	600.0mm	O.K !!	
8	462.1	0.0	0.0	462.1	0.0	734.4mm	600.0mm	O.K !!	
9	480.9	0.0	0.0	480.9	0.0	705.7mm	600.0mm	O.K !!	
10	485.3	0.0	0.0	485.3	0.0	699.3mm	600.0mm	O.K !!	
11	503.5	0.0	0.0	503.5	0.0	구멍강판 지벨 적용			P1
12	521.8	0.0	0.0	521.8	0.0	650.4mm	600.0mm	O.K !!	
13	523.9	0.0	0.0	523.9	0.0	647.8mm	600.0mm	O.K !!	
14	503.5	0.0	0.0	503.5	0.0	674.1mm	600.0mm	O.K !!	
15	422.7	0.0	0.0	422.7	0.0	802.8mm	600.0mm	O.K !!	
16	338.8	0.0	0.0	338.8	0.0	1001.6mm	600.0mm	O.K !!	
17	252.5	0.0	0.0	252.5	0.0	1344.2mm	600.0mm	O.K !!	
18	180.6	0.0	0.0	180.6	0.0	1878.7mm	600.0mm	O.K !!	

절점	하 중 조 합 (N/mm)					소요 간격 d_o	배치 간격	비 고	
	S_v	S_s	S_t	S_v+S_t	S_s+S_t				
19	252.3	0.0	0.0	252.3	0.0	1345.0mm	600.0mm	O.K !!	
20	338.7	0.0	0.0	338.7	0.0	1001.9mm	600.0mm	O.K !!	
21	422.6	0.0	0.0	422.6	0.0	803.0mm	600.0mm	O.K !!	
22	503.3	0.0	0.0	503.3	0.0	674.3mm	600.0mm	O.K !!	
23	523.7	0.0	0.0	523.7	0.0	648.0mm	600.0mm	O.K !!	
24	521.8	0.0	0.0	521.8	0.0	650.4mm	600.0mm	O.K !!	
25	505.3	0.0	0.0	505.3	0.0	구멍강판 지벨 적용			P2
26	485.2	0.0	0.0	485.2	0.0	699.5mm	600.0mm	O.K !!	
27	480.9	0.0	0.0	480.9	0.0	705.8mm	600.0mm	O.K !!	
28	462.1	0.0	0.0	462.1	0.0	734.4mm	600.0mm	O.K !!	
29	371.8	0.0	0.0	371.8	0.0	912.9mm	600.0mm	O.K !!	
30	293.9	0.0	0.0	293.9	0.0	1154.8mm	600.0mm	O.K !!	
31	216.6	0.0	0.0	216.6	0.0	1566.9mm	600.0mm	O.K !!	
32	209.0	0.0	0.0	209.0	0.0	1623.5mm	600.0mm	O.K !!	
33	294.7	0.0	0.0	294.7	0.0	1151.4mm	600.0mm	O.K !!	
34	422.1	0.0	0.0	422.1	0.0	803.9mm	250.0mm	O.K !!	
35	567.9	0.0	0.0	567.9	0.0	597.6mm	125.0mm	O.K !!	A2
36	518.2	0.0	0.0	518.2	0.0	654.9mm	125.0mm	O.K !!	A1
37	380.1	0.0	0.0	380.1	0.0	892.9mm	250.0mm	O.K !!	
38	287.2	0.0	0.0	287.2	0.0	1181.7mm	250.0mm	O.K !!	
39	213.4	0.0	0.0	213.4	0.0	1590.7mm	600.0mm	O.K !!	
40	205.2	0.0	0.0	205.2	0.0	1654.0mm	600.0mm	O.K !!	
41	280.5	0.0	0.0	280.5	0.0	1209.7mm	600.0mm	O.K !!	
42	357.0	0.0	0.0	357.0	0.0	950.7mm	600.0mm	O.K !!	
43	450.9	0.0	0.0	450.9	0.0	752.6mm	600.0mm	O.K !!	
44	468.4	0.0	0.0	468.4	0.0	724.5mm	600.0mm	O.K !!	
45	511.5	0.0	0.0	511.5	0.0	663.5mm	600.0mm	O.K !!	
46	534.3	0.0	0.0	534.3	0.0	구멍강판 지벨 적용			P1
47	548.9	0.0	0.0	548.9	0.0	618.3mm	600.0mm	O.K !!	
48	510.6	0.0	0.0	510.6	0.0	664.7mm	600.0mm	O.K !!	
49	491.6	0.0	0.0	491.6	0.0	690.3mm	600.0mm	O.K !!	
50	397.8	0.0	0.0	397.8	0.0	853.1mm	600.0mm	O.K !!	
51	322.5	0.0	0.0	322.5	0.0	1052.4mm	600.0mm	O.K !!	
52	240.7	0.0	0.0	240.7	0.0	1410.1mm	600.0mm	O.K !!	
53	174.5	0.0	0.0	174.5	0.0	1944.6mm	600.0mm	O.K !!	
54	240.6	0.0	0.0	240.6	0.0	1410.7mm	600.0mm	O.K !!	
55	322.4	0.0	0.0	322.4	0.0	1052.8mm	600.0mm	O.K !!	
56	404.8	0.0	0.0	404.8	0.0	838.3mm	600.0mm	O.K !!	
57	491.5	0.0	0.0	491.5	0.0	690.5mm	600.0mm	O.K !!	
58	510.5	0.0	0.0	510.5	0.0	664.8mm	600.0mm	O.K !!	
59	551.0	0.0	0.0	551.0	0.0	615.9mm	600.0mm	O.K !!	

절점	하 중 조 합 (N/mm)					소요 간격 d_o	배치 간격	비 고	
	S_v	S_s	S_t	S_v+S_t	S_s+S_t				
60	536.1	0.0	0.0	536.1	0.0	구멍강판 지벨 적용			P2
61	511.2	0.0	0.0	511.2	0.0	663.9mm	600.0mm	O.K !!	
62	468.5	0.0	0.0	468.5	0.0	724.3mm	600.0mm	O.K !!	
63	451.1	0.0	0.0	451.1	0.0	752.4mm	600.0mm	O.K !!	
64	357.0	0.0	0.0	357.0	0.0	950.5mm	600.0mm	O.K !!	
65	280.6	0.0	0.0	280.6	0.0	1209.6mm	600.0mm	O.K !!	
66	205.2	0.0	0.0	205.2	0.0	1653.7mm	600.0mm	O.K !!	
67	213.3	0.0	0.0	213.3	0.0	1590.8mm	600.0mm	O.K !!	
68	287.2	0.0	0.0	287.2	0.0	1181.8mm	600.0mm	O.K !!	
69	380.1	0.0	0.0	380.1	0.0	892.9mm	250.0mm	O.K !!	
70	518.3	1,328.0	720.0	1,238.3	2,048.0	165.7mm	125.0mm	O.K !!	A2

5) STUD 배치 간격 검토

(☞ 도.설.해 3.9.5.4, 3.9.5.5)

▪ STUD의 최대간격

※ 전단연결재의 최대 간격은 바닥판 콘크리트의 두께의 3배로 하고 600mm를 넘지 않도록한다. 다만, 연속교의 내부지점부의 경우 높은 인장응력이 발생되는 곳의 전단연결재 설치를 피하기 위해 이 간격을 넓힐 수도 있다.

최대 간격 ⇒ 바닥판 두께의 3배 = 480.0 × 3 = 1,440.0 mm 또는 600.0 mm ⇒ 600.0 mm 적용

적용 최대 간격 = 250.0 mm ≤ 600.0 mm ····· O.K !!

▪ STUD의 최소간격

- 교축방향 : 5 · d = 125.0 mm 또는 100.0 mm ≤ 125.0 mm ····· O.K !!
- 교축직각방향 : d+30 = 55.0 mm ≤ 90.0 mm ····· O.K !!
- 최소연단순간격 : 25.0 mm ≤ 120.0 - 12.5 = 107.5 mm ····· O.K !!

6) 전단연결재의 피로설계

(☞ 도.설.해 3.9.5.9)

▪ 수평전단력 범위

$$S_r = \frac{V_r \cdot Q}{I_v}$$

여기서, S_r = 설계 대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)

V_r = 합성후 하중에 의한 수직전단력[활하중 포함] (N)

Q = 정모멘트부 콘크리트의 환산단면 또는 부모멘트부 철근면적의 합성단면 중립축에 대한 단면1차모멘트 (mm^3)

A_c = 바닥판 콘크리트의 단면적 (mm^2)

I_v = 합성단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

d_{vc} = 합성단면의 도심에서 바닥판 콘크리트 도심까지의 거리 (mm)

▪ 허용수평전단력 범위

$Z_r = \beta \cdot d^2$ ⇒ 39.0 × 25.0 ^{2} = 24,375.0 N (DB 하중의 경우)

⇒ 74.0 × 25.0 ^{2} = 46,250.0 N (DL 하중의 경우)

여기서, Z_r : 전단연결재의 허용수평 전단력 범위 (N)

β : 39.0 (하중 반복회수 : DB 하중 = 2,000,000이상)

74.0 (하중 반복회수 : DL 하중 = 500,000.0)

▪ 피로를 고려한 전단연결재의 필요간격

$d_o = \sum Z_r / S_r$

※ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토 (DB하중에 대한 검토)

절점	A_c/n (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_v (mm^4)	V_r (N)	S_r (N/mm)	n	ΣZ_r (N)	소요 간격 d_o	배치 간격	비고
1	378,000.0	294.1	1.112E+08	2.299E+11	9.460E+05	457.3	11	2.681E+05	586.3mm	125.0mm	O.K
2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	8.319E+05	358.3	11	2.681E+05	748.3mm	250.0mm	O.K
3	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.939E+05	341.9	11	2.681E+05	784.1mm	250.0mm	O.K
4	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.991E+05	344.2	11	2.681E+05	779.0mm	600.0mm	O.K
5	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.986E+05	344.0	11	2.681E+05	779.5mm	600.0mm	O.K
6	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	8.074E+05	347.7	11	2.681E+05	771.0mm	600.0mm	O.K
7	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	8.286E+05	350.8	11	2.681E+05	764.3mm	600.0mm	O.K
8	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	8.429E+05	356.8	11	2.681E+05	751.4mm	600.0mm	O.K
9	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	8.503E+05	320.5	11	2.681E+05	836.7mm	600.0mm	O.K
10	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	9.174E+05	313.5	11	2.681E+05	855.4mm	600.0mm	O.K
11	구멍강판 지벨 적용										
12	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	9.265E+05	316.6	11	2.681E+05	847.0mm	600.0mm	O.K
13	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	8.840E+05	333.1	11	2.681E+05	804.9mm	600.0mm	O.K
14	220,500.0	477.7	1.053E+08	2.522E+11	8.770E+05	366.3	11	2.681E+05	732.0mm	600.0mm	O.K
15	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	8.666E+05	368.4	11	2.681E+05	727.8mm	600.0mm	O.K
16	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	8.508E+05	361.7	11	2.681E+05	741.3mm	600.0mm	O.K
17	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	8.324E+05	342.8	11	2.681E+05	782.1mm	600.0mm	O.K
18	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	8.272E+05	340.7	11	2.681E+05	787.0mm	600.0mm	O.K
19	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	8.323E+05	342.8	11	2.681E+05	782.1mm	600.0mm	O.K
20	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	8.507E+05	361.6	11	2.681E+05	741.4mm	600.0mm	O.K
21	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	8.666E+05	368.4	11	2.681E+05	727.8mm	600.0mm	O.K
22	220,500.0	477.7	1.053E+08	2.522E+11	8.770E+05	366.3	11	2.681E+05	732.0mm	600.0mm	O.K
23	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	8.839E+05	333.1	11	2.681E+05	805.0mm	600.0mm	O.K
24	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	9.303E+05	317.9	11	2.681E+05	843.5mm	600.0mm	O.K
25	구멍강판 지벨 적용										
26	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	9.212E+05	314.8	11	2.681E+05	851.8mm	600.0mm	O.K
27	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	8.503E+05	320.5	11	2.681E+05	836.7mm	600.0mm	O.K
28	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	8.431E+05	356.9	11	2.681E+05	751.2mm	600.0mm	O.K
29	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	8.287E+05	350.8	11	2.681E+05	764.3mm	600.0mm	O.K
30	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	8.074E+05	347.8	11	2.681E+05	771.0mm	600.0mm	O.K
31	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.987E+05	344.0	11	2.681E+05	779.4mm	600.0mm	O.K
32	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.992E+05	344.2	11	2.681E+05	779.0mm	600.0mm	O.K
33	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.941E+05	342.0	11	2.681E+05	784.0mm	600.0mm	O.K
34	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	8.322E+05	358.4	11	2.681E+05	748.1mm	250.0mm	O.K
35	378,000.0	294.1	1.112E+08	2.299E+11	8.763E+05	423.6	11	2.681E+05	632.9mm	125.0mm	O.K
36	378,000.0	294.1	1.112E+08	2.299E+11	7.722E+05	373.3	11	2.681E+05	718.3mm	125.0mm	O.K
37	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.722E+05	332.6	11	2.681E+05	806.2mm	250.0mm	O.K
38	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.918E+05	341.1	11	2.681E+05	786.2mm	250.0mm	O.K
39	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.942E+05	342.1	11	2.681E+05	783.9mm	600.0mm	O.K
40	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.894E+05	340.0	11	2.681E+05	788.6mm	600.0mm	O.K

절점	A_c/n (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_v (mm^4)	V_r (N)	S_r (N/mm)	n	$\sum Z_r$ (N)	소요 간격 d_o	배치 간격	비고
41	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.947E+05	342.3	11	2.681E+05	783.3mm	600.0mm	O.K
42	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	8.139E+05	344.6	11	2.681E+05	778.2mm	600.0mm	O.K
43	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	8.248E+05	349.2	11	2.681E+05	767.9mm	600.0mm	O.K
44	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	8.333E+05	314.0	11	2.681E+05	853.8mm	600.0mm	O.K
45	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	8.927E+05	305.0	11	2.681E+05	879.0mm	600.0mm	O.K
46	구멍강판 지벨 적용										
47	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	9.251E+05	316.1	11	2.681E+05	848.3mm	600.0mm	O.K
48	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	8.728E+05	328.9	11	2.681E+05	815.2mm	600.0mm	O.K
49	220,500.0	477.7	1.053E+08	2.522E+11	8.586E+05	358.6	11	2.681E+05	747.7mm	600.0mm	O.K
50	220,500.0	477.7	1.053E+08	2.522E+11	8.503E+05	355.1	11	2.681E+05	755.1mm	600.0mm	O.K
51	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	8.387E+05	356.5	11	2.681E+05	752.0mm	600.0mm	O.K
52	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	8.246E+05	339.6	11	2.681E+05	789.5mm	600.0mm	O.K
53	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	8.203E+05	337.9	11	2.681E+05	793.6mm	600.0mm	O.K
54	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	8.247E+05	339.7	11	2.681E+05	789.4mm	600.0mm	O.K
55	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	8.387E+05	356.6	11	2.681E+05	752.0mm	600.0mm	O.K
56	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	8.503E+05	361.5	11	2.681E+05	741.7mm	600.0mm	O.K
57	220,500.0	477.7	1.053E+08	2.522E+11	8.588E+05	358.7	11	2.681E+05	747.6mm	600.0mm	O.K
58	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	8.728E+05	328.9	11	2.681E+05	815.1mm	600.0mm	O.K
59	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	9.296E+05	317.6	11	2.681E+05	844.2mm	600.0mm	O.K
60	구멍강판 지벨 적용										
61	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	8.972E+05	306.6	11	2.681E+05	874.6mm	600.0mm	O.K
62	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	8.334E+05	314.1	11	2.681E+05	853.7mm	600.0mm	O.K
63	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	8.250E+05	349.3	11	2.681E+05	767.7mm	600.0mm	O.K
64	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	8.140E+05	344.6	11	2.681E+05	778.0mm	600.0mm	O.K
65	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.948E+05	342.3	11	2.681E+05	783.3mm	600.0mm	O.K
66	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.894E+05	340.0	11	2.681E+05	788.6mm	600.0mm	O.K
67	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.942E+05	342.1	11	2.681E+05	783.9mm	600.0mm	O.K
68	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.919E+05	341.1	11	2.681E+05	786.1mm	600.0mm	O.K
69	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.721E+05	332.5	11	2.681E+05	806.3mm	250.0mm	O.K
70	378,000.0	294.1	1.112E+08	2.299E+11	3.489E+05	168.6	11	2.681E+05	1589.9mm	125.0mm	O.K

※ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토 (DL하중에 대한 검토)

절점	A_c/n (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_v (mm^4)	V_r (N)	S_r (N/mm)	n	$\sum Z_r$ (N)	소요 간격 d_o	배치 간격	비고
1	378,000.0	294.1	1.112E+08	2.299E+11	1.063E+06	514.0	11	5.088E+05	989.7mm	125.0mm	O.K
2	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	9.767E+05	420.7	11	5.088E+05	1209.3mm	250.0mm	O.K
3	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	8.415E+05	362.4	11	5.088E+05	1403.7mm	250.0mm	O.K
4	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.873E+05	339.1	11	5.088E+05	1500.3mm	600.0mm	O.K
5	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.798E+05	335.9	11	5.088E+05	1514.7mm	600.0mm	O.K
6	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.949E+05	342.4	11	5.088E+05	1486.0mm	600.0mm	O.K
7	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	8.509E+05	360.2	11	5.088E+05	1412.2mm	600.0mm	O.K

절점	A_c/n (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_v (mm^4)	V_r (N)	S_r (N/mm)	n	$\sum Z_r$ (N)	소요 간격 d_o	배치 간격	비고
8	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	9.211E+05	390.0	11	5.088E+05	1304.6mm	600.0mm	O.K
9	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	9.697E+05	365.4	11	5.088E+05	1392.2mm	600.0mm	O.K
10	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	1.102E+06	376.6	11	5.088E+05	1351.0mm	600.0mm	O.K
11	구멍강판 지벨 적용										
12	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	1.197E+06	409.1	11	5.088E+05	1243.6mm	600.0mm	O.K
13	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	1.093E+06	411.8	11	5.088E+05	1235.6mm	600.0mm	O.K
14	220,500.0	477.7	1.053E+08	2.522E+11	1.030E+06	430.2	11	5.088E+05	1182.5mm	600.0mm	O.K
15	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	9.586E+05	407.5	11	5.088E+05	1248.5mm	600.0mm	O.K
16	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	8.952E+05	380.6	11	5.088E+05	1336.8mm	600.0mm	O.K
17	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	8.534E+05	351.5	11	5.088E+05	1447.4mm	600.0mm	O.K
18	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	8.421E+05	346.8	11	5.088E+05	1466.8mm	600.0mm	O.K
19	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	8.533E+05	351.4	11	5.088E+05	1447.6mm	600.0mm	O.K
20	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	8.951E+05	380.5	11	5.088E+05	1337.0mm	600.0mm	O.K
21	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	9.585E+05	407.4	11	5.088E+05	1248.6mm	600.0mm	O.K
22	220,500.0	477.7	1.053E+08	2.522E+11	1.030E+06	430.2	11	5.088E+05	1182.7mm	600.0mm	O.K
23	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	1.093E+06	411.8	11	5.088E+05	1235.5mm	600.0mm	O.K
24	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	1.203E+06	411.1	11	5.088E+05	1237.4mm	600.0mm	O.K
25	구멍강판 지벨 적용										
26	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	1.106E+06	378.0	11	5.088E+05	1345.8mm	600.0mm	O.K
27	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	9.699E+05	365.5	11	5.088E+05	1391.9mm	600.0mm	O.K
28	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	9.215E+05	390.1	11	5.088E+05	1304.1mm	600.0mm	O.K
29	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	8.512E+05	360.4	11	5.088E+05	1411.8mm	600.0mm	O.K
30	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.951E+05	342.5	11	5.088E+05	1485.6mm	600.0mm	O.K
31	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.801E+05	336.0	11	5.088E+05	1514.2mm	600.0mm	O.K
32	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.876E+05	339.2	11	5.088E+05	1499.8mm	600.0mm	O.K
33	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	8.419E+05	362.6	11	5.088E+05	1403.0mm	600.0mm	O.K
34	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	9.775E+05	421.0	11	5.088E+05	1208.4mm	250.0mm	O.K
35	378,000.0	294.1	1.112E+08	2.299E+11	9.341E+05	451.5	11	5.088E+05	1126.7mm	125.0mm	O.K
36	378,000.0	294.1	1.112E+08	2.299E+11	8.636E+05	417.5	11	5.088E+05	1218.6mm	125.0mm	O.K
37	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	8.636E+05	372.0	11	5.088E+05	1367.7mm	250.0mm	O.K
38	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	8.098E+05	348.8	11	5.088E+05	1458.6mm	250.0mm	O.K
39	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.807E+05	336.2	11	5.088E+05	1513.1mm	600.0mm	O.K
40	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.656E+05	329.8	11	5.088E+05	1542.8mm	600.0mm	O.K
41	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.727E+05	332.8	11	5.088E+05	1528.7mm	600.0mm	O.K
42	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	8.256E+05	349.5	11	5.088E+05	1455.5mm	600.0mm	O.K
43	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	9.000E+05	381.0	11	5.088E+05	1335.2mm	600.0mm	O.K
44	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	9.462E+05	356.6	11	5.088E+05	1426.8mm	600.0mm	O.K
45	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	1.086E+06	371.1	11	5.088E+05	1370.9mm	600.0mm	O.K
46	구멍강판 지벨 적용										
47	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	1.218E+06	416.2	11	5.088E+05	1222.3mm	600.0mm	O.K
48	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	1.068E+06	402.5	11	5.088E+05	1263.9mm	600.0mm	O.K

절점	A_c/n (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_v (mm^4)	V_r (N)	S_r (N/mm)	n	$\sum Z_r$ (N)	소요 간격 d_o	배치 간격	비고
49	220,500.0	477.7	1.053E+08	2.522E+11	1.001E+06	418.2	11	5.088E+05	1216.6mm	600.0mm	O.K
50	220,500.0	477.7	1.053E+08	2.522E+11	9.200E+05	384.2	11	5.088E+05	1324.1mm	600.0mm	O.K
51	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	8.583E+05	364.9	11	5.088E+05	1394.4mm	600.0mm	O.K
52	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	8.269E+05	340.6	11	5.088E+05	1493.7mm	600.0mm	O.K
53	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	8.177E+05	336.8	11	5.088E+05	1510.5mm	600.0mm	O.K
54	220,500.0	495.1	1.092E+08	2.651E+11	8.269E+05	340.6	11	5.088E+05	1493.7mm	600.0mm	O.K
55	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	8.582E+05	364.8	11	5.088E+05	1394.4mm	600.0mm	O.K
56	220,500.0	438.5	9.669E+07	2.274E+11	9.200E+05	391.1	11	5.088E+05	1300.8mm	600.0mm	O.K
57	220,500.0	477.7	1.053E+08	2.522E+11	1.001E+06	418.2	11	5.088E+05	1216.7mm	600.0mm	O.K
58	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	1.069E+06	402.8	11	5.088E+05	1263.2mm	600.0mm	O.K
59	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	1.230E+06	420.2	11	5.088E+05	1210.7mm	600.0mm	O.K
60	구멍강판 지벨 적용										
61	220,500.0	650.4	1.434E+08	4.197E+11	1.092E+06	373.0	11	5.088E+05	1364.0mm	600.0mm	O.K
62	220,500.0	583.6	1.287E+08	3.415E+11	9.464E+05	356.6	11	5.088E+05	1426.5mm	600.0mm	O.K
63	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	9.003E+05	381.1	11	5.088E+05	1334.8mm	600.0mm	O.K
64	220,500.0	482.9	1.065E+08	2.515E+11	8.258E+05	349.6	11	5.088E+05	1455.3mm	600.0mm	O.K
65	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.727E+05	332.8	11	5.088E+05	1528.6mm	600.0mm	O.K
66	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.657E+05	329.8	11	5.088E+05	1542.7mm	600.0mm	O.K
67	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	7.807E+05	336.3	11	5.088E+05	1513.0mm	600.0mm	O.K
68	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	8.098E+05	348.8	11	5.088E+05	1458.6mm	600.0mm	O.K
69	220,500.0	443.3	9.774E+07	2.269E+11	8.636E+05	372.0	11	5.088E+05	1367.8mm	250.0mm	O.K
70	378,000.0	294.1	1.112E+08	2.299E+11	4.204E+05	203.2	11	5.088E+05	2503.6mm	125.0mm	O.K

7) 전단연결재의 극한강도검토

(☞ 도.설.해 3.9.5.10)

▪ 전단연결재의 극한강도

$V_u = 0.4 \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_c)}$

$= 0.4 \times 25.0^2 \times \sqrt{(27.0 \times 28,693.4)}$

$= 220,045.7\ N > A_{sc} f_u = \pi/4 \cdot d^2 \cdot f_u = 490.9 \times 410.0 = 201,258.3\ N$

여기서, V_u : 전단연결재의 극한강도 (N) 단, $V_u \le A_{sc} f_u$

d : 전단연결재의 지름 (mm)

f_{ck} : 콘크리트의 28일 압축강도 (MPa)

A_{sc} : 전단연결재의 단면적 (mm^2)

f_u : 전단연결재의 인장강도 (MPa)

▪ 최대 정모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘

※ 최대 정모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘은 다음 두 식의 값 중 작은 값을 취한다.

$P_1 = A_s \cdot f_y$

$P_2 = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot t_s$

여기서, A_s : 덮개판을 포함하는 강재 단면의 총면적(mm^2)

f_y : 사용된 강재의 최소 공칭항복응력(MPa) [325.0 MPa]

f_{ck} : 콘크리트의 28일 압축강도(MPa)

b : 슬래브의 유효폭(mm)

t_s : 콘크리트 슬래브의 두께(mm) [280.0 mm]

▪ 최대 부모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘

$P_3 = A_r \cdot f^r_y$

여기서, A_r = 내부지점부 유효 슬래브 폭 내에 설치된 종방향 철근의 총단면적(mm^2)

f^r_y = 철근의 최소 항복응력(MPa) [400.0 MPa]

▪ 전단연결재 필요개수

$N_1 = P/(\Phi V_u)$

$N_2 = (P+P_3)/(\Phi V_u)$

여기서, N_1 : 최대 정모멘트부와 인접한 교대 지점부 사이의 전단연결재 개수

P : 슬래브에 작용하는 힘 P_1 또는 P_2중 작은값(N)

Φ : 감소계수 [0.85]

N_2 : 최대 정모멘트부와 인접한 최대부모멘트부 사이의 전단연결재 개수

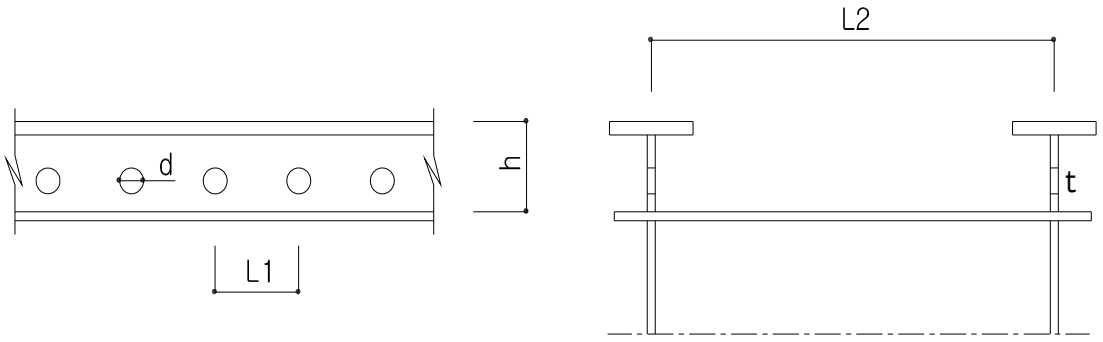
※ 구간별 전단연결재 필요개수 및 설치개수 검토

위 치 (절점번호)	b (mm)	A_s (mm^2)	A_r (mm^2)	P_1 (N)	P_2 (N)	P_3 (N)	필 요 개 수		설치 개수	비고
							N_1	N_2		
1 ~ 5	6,187.3	120,960.0	0.0	3.931E+07	3.976E+07	0.000E+00	230	-	715	O.K
5 ~ 11	6,187.3	120,960.0	38,321.5	3.931E+07	3.976E+07	1.533E+07	-	319	561	O.K
11 ~ 18	6,210.0	136,800.0	38,462.1	4.446E+07	3.991E+07	1.538E+07	-	323	660	O.K
18 ~ 25	6,210.0	136,800.0	38,462.1	4.446E+07	3.991E+07	1.538E+07	-	323	649	O.K
25 ~ 31	6,187.3	120,960.0	38,321.5	3.931E+07	3.976E+07	1.533E+07	-	319	572	O.K
31 ~ 35	6,187.3	120,960.0	0.0	3.931E+07	3.976E+07	0.000E+00	230	-	660	O.K
36 ~ 40	6,187.3	120,960.0	0.0	3.931E+07	3.976E+07	0.000E+00	230	-	715	O.K
40 ~ 46	6,187.3	120,960.0	38,321.5	3.931E+07	3.976E+07	1.533E+07	-	319	561	O.K
46 ~ 53	6,210.0	136,800.0	38,462.1	4.446E+07	3.991E+07	1.538E+07	-	323	660	O.K
53 ~ 60	6,210.0	136,800.0	38,462.1	4.446E+07	3.991E+07	1.538E+07	-	323	649	O.K
60 ~ 66	6,187.3	120,960.0	38,321.5	3.931E+07	3.976E+07	1.533E+07	-	319	572	O.K
66 ~ 70	6,187.3	120,960.0	0.0	3.931E+07	3.976E+07	0.000E+00	230	-	649	O.K

※ b, A_s, A_r 값은 구간내에서 가장 큰 값을 사용합니다.

9.2 강재와 바닥판 콘크리트(Bieup-구멍강판 지벨)

○ Bieup web 연결구조 설계



- 설계제원

구멍의 직경	d =	50	mm
구멍강판의 두께	t =	12	mm
콘크리트 압축강도	fck=	27	MPa
관통철근의 인장강도	fy =	400	MPa
강도감수계수	ρ =	0.7	
구멍의 중심간격	L1 =	200	mm
PBL지벨의 병렬배치간격	L2 =	2400	mm
PBL지벨 높이	h =	180	mm

① PBL(구멍강판)지벨 구조상세기준

- 구멍중심간격 : 구멍직경의 2.5배 이상

2.5 x d = 2.5 x 50 = 125 < L1 = 200 O.K.!

- PBL지벨의 병렬배치간격 : PBL지벨 높이의 3배 정도 이상

3.0 x h = 3.0 x 180 = 540 < L2 = 2400 O.K.!

② 1공의 전단허용력

- 관통철근이 있는 경우

관통철근의 직경 Φ = 19 mm

$Qn = 1.45 \times \{(d^2 - \Phi^2) \times fck + \Phi^2 \times fy\} - 26.1 \times 10^3$

$= 1.45 \times \{(50^2 - 19^2) \times 27 + 19^2 \times 400\} \; 26.1 \times 10^3$

$= 267022$ N

Qu = ρ x Qn = 0.7 x 267022 = 186915 N/1공

∴ 거더당 구멍강판이 두개이므로 2 x Qu = 373831 N/1공

$51.0 \times 10^3 < (d^2 - \Phi^2) \times fck + \Phi \times fy < 488.0 \times 10^3$

51000 < 202153 < 488000 O.K.!

1) 합성후 하중에 의한 수평 전단력

※ 고려하는 단면의 휨모멘트의 부호에 관계없이 바닥판 콘크리트의 단면을 유효로 하여 전단연결재의 계산을 하는 것으로 한다.

$$S_v = \frac{V \cdot Q_{vc}}{I_v}$$

$$Q_{vc} = \frac{A_c}{n} \cdot d_{vc}$$

여기서, S_v = 설계 대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)

V = 합성후 하중에 의한 수직전단력[활하중 포함] (N)

Q_{vc} = 정모멘트부 콘크리트의 환산단면 또는 부모멘트부 철근면적의 합성단면 중립축에 대한 단면1차모멘트 (mm^3)

A_c = 바닥판 콘크리트 또는 철근의 단면적 (mm^2)

I_v = 합성단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

d_{vc} = 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 또는 철근 도심까지 거리(mm)

※ V_d : 합성후 고정하중에 의한 수직전단력, V_A : 합성후 고정하중에 의한 수직전단력을 제외한 전단력

단면	A_c/n (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_v (mm^4)	V_d (kN)	V_a (kN)	V_d+V_a (kN)	S_v (N/mm)	Q_v (N/1공)	Q_u (N/1공)	검토
P1	220,500.0	866.9	1.911E+08	6.449E+11	553.2	1,145.3	1,698.5	503.5	1.007E+05	3.738E+05	OK
P2	220,500.0	866.9	1.911E+08	6.449E+11	554.3	1,150.3	1,704.7	505.3	1.011E+05	3.738E+05	OK

10. 사용성검토

10.1 피로 검토 (☞ 도.설 3.3.4.1)

가) 응력반복횟수

부재 및 하중구분 / 도로의 종류	종방향 주부재		횡방향 부재	비 고
	트럭하중	차선하중	트럭하중	
고속도로,국도 주간선 도로	2 백만	50 만	2 백만 이상	
기 타 도 로	10 만	10 만	50 만	

나) 허용응력 범위 fsr (MPa)

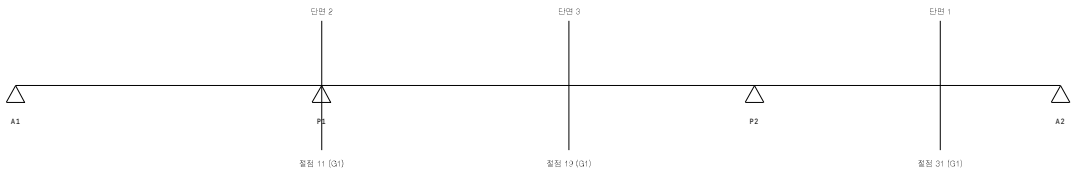
응 력 범 주	다재하 경로구조				단재하 경로구조			
	10 만회	50 만회	200 만회	200 만회이상	10 만회	50 만회	200 만회	200 만회이상
A	442	260	168	168	351	203	168	168
B	344	203	126	112	274	161	112	112
B'	274	161	101	84	218	126	77	77
C	250	147	91	70	196	112	70	63
				84*			84*	77*
D	196	112	70	49	154	91	56	35
E	154	91	56	31	119	70	42	16
E'	112	64	40	18	84	49	28	9
F	105	84	63	56	84	63	49	42

주 : * 는 거더 복부판과 플랜지의 수직보강재 용접의 경우

다) 피로조사위치 및 응력범주의 설정

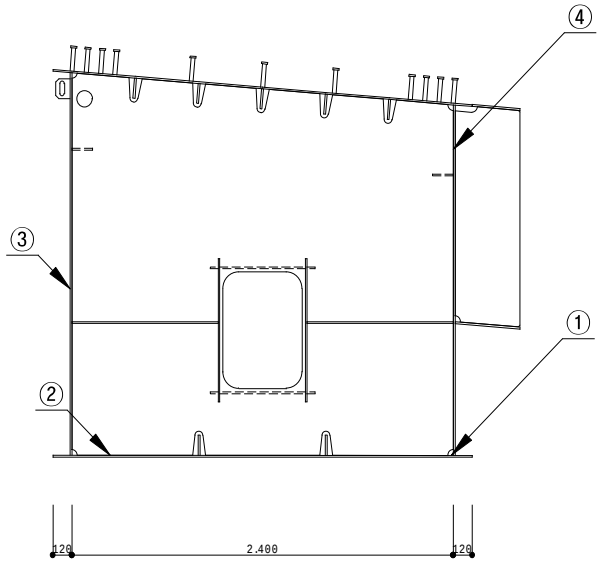
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행 한다.

- 피로조사 단면위치



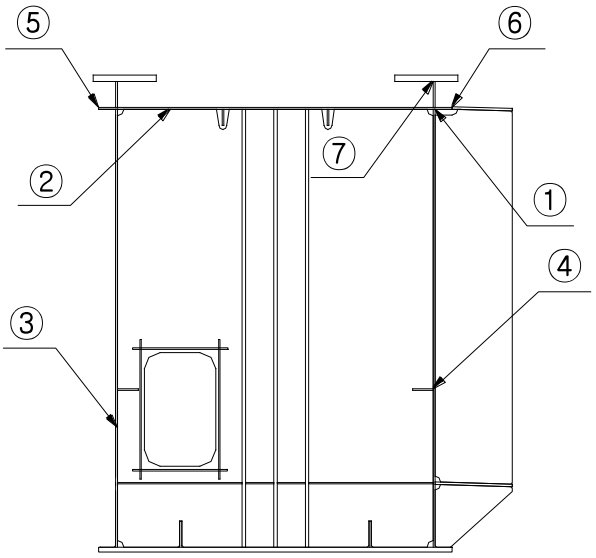
본 교량은 주간선도로에 속하는 다재하경로구조로서 트럭하중 2백만회 와 차선하중 50만회 에 대하여 검토 하는 것으로 한다.

단면 I



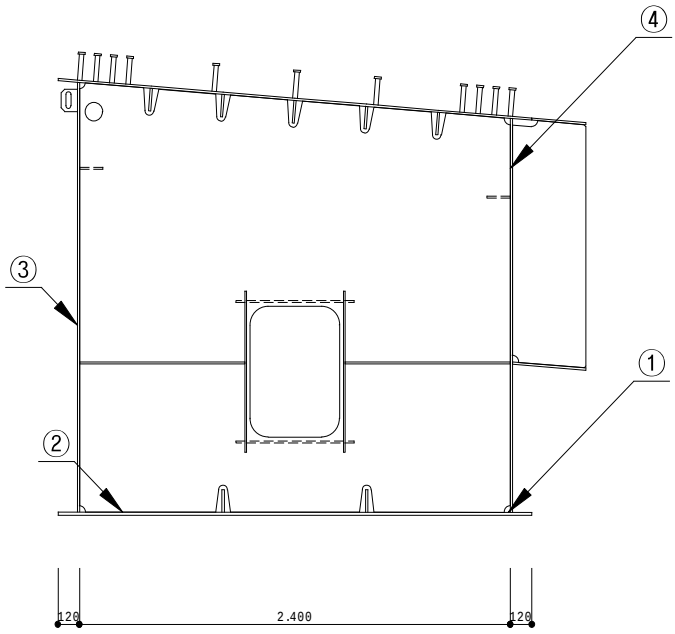
구분	상 세	응 력 범 주	fsr (MPa)		비 고
			DB 하중	DL 하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필릿 용접부	B	126	203	
②	인장측 플랜지와 다이어프램의 필릿 용접부	C	91	147	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	

단면 II



구분	상 세	응 력 범 주	fsr (MPa)		비 고
			DB 하중	DL 하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필릿 용접부	B	126	203	
		F	63	84	전단피로검토
②	인장측 플랜지와 다이어프램의 필릿 용접부	C	91	147	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	
⑤	인장측 플랜지에 부착된 가로보 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
⑥	스터드에 인접한 인장측 플랜지부	C	91	147	
⑦	bieup F.L과 beiup web의 연속 필릿 용접부	B	126	203	
		F	63	84	전단피로검토

단면 III



구분	상 세	응 력 범 주	fsr (MPa)		비 고
			DB 하중	DL 하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필릿 용접부	B	126	203	
②	인장측 플랜지와 다이어프램의 필릿 용접부	C	91	147	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	

라) 설계피로응력

· 휨모멘트에 대한 피로검토

여기서, Δf: 설계피로응력범위 (최대응력과 최소응력의 차)

$$\Delta f = \frac{\Delta M}{Iv} y$$

ΔM = Mmax - Mmin (4.4 라.피로하중 작용범위 참조)

Iv : 합성후 단면의 단면2차 모멘트

y : 합성후 단면 도심으로부터의 거리

단면 I

구분	ΔM (kN·m)		Iv (mm^4)	y (mm)	Δf (MPa)		응력범주	fsr (MPa)		비 고
	DB 하중	DL 하중			DB 하중	DL 하중		DB 하중	DL 하중	
①	8969.918	10677.172	2.261E+11	1881.5	74.635	88.840	B	126	203	O.K.
②				1881.5	74.635	88.840	C	91	147	O.K.
③				987.5	39.172	46.628	E	56	91	O.K.
④				121.5	4.820	5.737	E	56	91	O.K.

단면 II

구분	ΔM (kN·m)		Iv (mm^4)	y (mm)	Δf (MPa)		응력범주	fsr (MPa)		비 고
	DB 하중	DL 하중			DB 하중	DL 하중		DB 하중	DL 하중	
①	6708.121	14407.842	4.366E+11	1392.4	21.392	45.946	B	126	203	O.K.
②				1392.4	21.392	45.946	C	91	147	O.K.
③				414.6	6.370	13.681	E	56	91	O.K.
④				1392.4	21.392	45.946	E	56	91	O.K.
⑤				1401.4	21.530	46.243	E	56	91	O.K.
⑥				1392.4	21.392	45.946	C	91	147	O.K.
⑦				1548.4	23.788	51.093	C	126	203	O.K.

단면 III

구분	ΔM (kN·m)		Iv (mm^4)	y (mm)	Δf (MPa)		응력범주	fsr (MPa)		비 고
	DB 하중	DL 하중			DB 하중	DL 하중		DB 하중	DL 하중	
①	8497.85	10624.949	2.643E+11	1828.5	58.801	73.520	B	126	203	O.K.
②				1828.5	58.801	73.520	C	91	147	O.K.
③				934.5	30.052	37.574	E	56	91	O.K.
④				68.5	2.203	2.754	E	56	91	O.K.

· 전단에 대한 피로검토 - 플랜지와 복부판의 필릿용접부에 대한 전단피로검토

이 부위의 피로상세범주는 "F" 이며, 검토 단면은 전단력이 가장 큰 절점 60 을 설정 하였음

$$\Delta \upsilon = \frac{\Delta S \cdot Q}{Iv \cdot \Sigma a}$$

여기서, $\Delta \upsilon$: 설계전단피로응력범위 (최대응력과 최소응력의 차)

ΔS = Smax - Smin (4.4 라.피로하중 작용범위 참조)

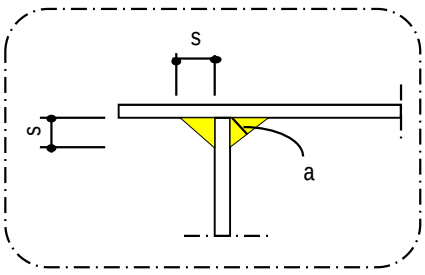
Q : 용접선 외측 플랜지의 총단면의 중립축에 관한 단면 1차 모멘트 (mm^3 = A(mm^2) · y(mm)

y = Yvsu(l) - tu(l)/2

Iv : 합성후 단면의 단면2차 모멘트

Σa : 필릿 용접의 목두께의 합 (mm^2 = 4EA × s /$\sqrt{2}$

s : 필릿 용접 치수 (mm)



- Bieup 플랜지와 복부판

구 분	ΔS (kN)	tbu (mm)	B (mm)	A (mm^2)	Yvbu (mm)	Q (mm^3)	Iv (mm^4)	s (mm)	Σa (mm)	Δ υ (MPa)	υsr (MPa)	비고
DB하중	1643.844	34	400	13600	1447	1.965E+07	4.29E+11	8	22.6	3.3	63	OK
DL하중	2222.117									4.5	84	OK

- 상부 플랜지와 복부판

구 분	ΔS (kN)	tu (mm)	B (mm)	A (mm^2)	Yvsu (mm)	Q (mm^3)	Iv (mm^4)	s (mm)	Σa (mm)	Δ υ (MPa)	υsr (MPa)	비고
DB하중	1643.844	18	2640	47520	1392	6.612E+07	3.75E+11	6	17.0	17.1	63	OK
DL하중	2222.117									23.1	84	OK

- 하부 플랜지와 복부판

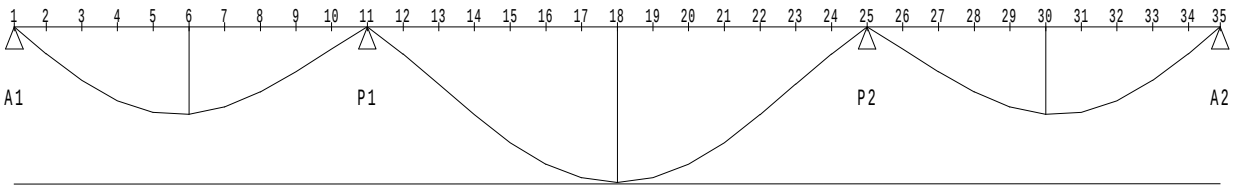
구 분	ΔS (kN)	tl (mm)	B (mm)	A (mm^2)	Yvsl (mm)	Q (mm^3)	Iv (mm^4)	s (mm)	Σa (mm)	Δ υ (MPa)	υsr (MPa)	비고
DB하중	1643.844	28	2640	73920	1454	1.073E+08	3.75E+11	8	22.6	20.8	63	OK
DL하중	2222.117									28.1	84	OK

10.2 처짐 검토

충격하중을 포함한 활하중에 의한 각 위치별 최대 처짐량 (전산 OUTPUT 참조) (☞ 도.설 3.2.3)

< Girder1 > (단위 : mm)

절점NO.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
처 짐 량	0.000	-11.686	-23.313	-32.090	-37.134	-38.003	-34.783	-28.236	-19.391	-9.619
절점NO.	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
처 짐 량	0.000	-11.797	-24.842	-38.152	-50.281	-59.742	-65.559	-67.555	-65.565	-59.753
절점NO.	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
처 짐 량	-50.295	-38.167	-24.854	-11.803	0.000	-9.631	-19.409	-28.259	-34.808	-38.028
절점NO.	31	32	33	34	35					
처 짐 량	-37.156	-32.107	-23.326	-11.689	0.000					



◈ 허용 처짐량

지간 길이 L = 49.450 m

δ1 = 38.003 mm < δa = L / 500 = 49.5 m / 500 = 98.90 mm O.K

지간 길이 L = 70.000 m

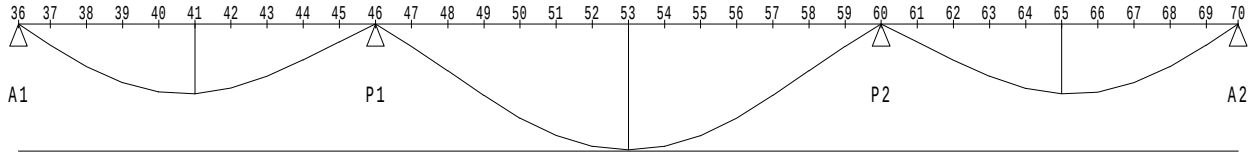
δ2 = 37.555 mm < δa = L / 500 = 70.0 m / 500 = 140.00 mm O.K

지간 길이 L = 49.450 m

δ3 = 38.028 mm < δa = L / 500 = 49.5 m / 500 = 98.90 mm O.K

< Girder 2 >　　(단위 : mm)

절점NO.	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
처 짐 량	0.000	-9.188	-18.448	-25.510	-29.652	-30.461	-27.972	-22.784	-15.683	-7.787
절점NO.	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55
처 짐 량	0.000	-9.625	-20.300	-31.167	-41.013	-48.635	-53.319	-54.903	-53.327	-48.650
절점NO.	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65
처 짐 량	-41.031	-31.186	-20.317	-9.636	0.000	-7.791	-15.693	-22.800	-27.993	-30.484
절점NO.	66	67	68	69	70					
처 짐 량	-29.674	-25.531	-18.467	-9.200	0.000					



◈ 허용 처짐량

지간 길이 L = 49.450 m

δ1 = 30.461 mm < δa = L / 500 = 49.5 m / 500 = 98.90 mm O.K

지간 길이 L = 70.000 m

δ2 = 54.903 mm < δa = L / 500 = 70.0 m / 500 = 140.00 mm O.K

지간 길이 L = 49.450 m

δ3 = 30.484 mm < δa = L / 500 = 49.5 m / 500 = 98.90 mm O.K

11. 솟음(CAMBER)

< Girder 1 >

(단위 : mm)

절점번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	솟음량				비고
	Steel	Concrete		공장 제작시	현장 거치시	1차 고정하중 재하시	2차 고정하중 재하시	
	(1)	(2)	(3)	(1)~(3) 합계	(4)-(1)	(5)-(2)	(6)-(3)	
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	A1
2	4.590	13.830	2.560	20.980	16.390	2.560	0.000	
3	8.700	26.340	4.880	39.920	31.220	4.880	0.000	
4	11.010	33.590	6.230	50.830	39.820	6.230	0.000	
5	11.170	34.630	6.450	52.250	41.080	6.450	0.000	
6	9.340	29.800	5.580	44.720	35.380	5.580	0.000	
7	6.080	20.670	3.920	30.670	24.590	3.920	0.000	
8	2.410	10.090	1.960	14.460	12.050	1.960	0.000	
9	-0.390	1.560	0.320	1.490	1.880	0.320	0.000	
10	-1.370	-2.210	-0.440	-4.020	-2.650	-0.440	0.000	
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P1
12	3.510	7.590	1.680	12.780	9.270	1.680	0.000	
13	9.260	21.000	4.520	34.780	25.520	4.520	0.000	
14	16.560	38.690	8.130	63.380	46.820	8.130	0.000	
15	24.160	57.470	11.890	93.520	69.360	11.890	0.000	
16	30.590	73.520	15.040	119.150	88.560	15.040	0.000	
17	34.770	83.980	17.070	135.820	101.050	17.070	0.000	
18	36.210	87.600	17.770	141.580	105.370	17.770	0.000	
19	34.740	83.960	17.070	135.770	101.030	17.070	0.000	
20	30.550	73.480	15.040	119.070	88.520	15.040	0.000	
21	24.100	57.420	11.880	93.400	69.300	11.880	0.000	
22	16.490	38.640	8.130	63.260	46.770	8.130	0.000	
23	9.210	20.970	4.520	34.700	25.490	4.520	0.000	
24	3.480	7.570	1.680	12.730	9.250	1.680	0.000	
25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P2
26	-1.340	-2.200	-0.440	-3.980	-2.640	-0.440	0.000	
27	-0.340	1.590	0.320	1.570	1.910	0.320	0.000	
28	2.490	10.140	1.960	14.590	12.100	1.960	0.000	
29	6.180	20.730	3.920	30.830	24.650	3.920	0.000	
30	9.440	29.870	5.580	44.890	35.450	5.580	0.000	
31	11.270	34.710	6.450	52.430	41.160	6.450	0.000	
32	11.080	33.650	6.230	50.960	39.880	6.230	0.000	
33	8.760	26.390	4.870	40.020	31.260	4.870	0.000	
34	4.620	13.860	2.550	21.030	16.410	2.550	0.000	
35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	A2

< Girder 2 >

(단위 : mm)

절점번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	솟음량				비고
	Steel	Concrete		공장 제작시	현장 거치시	1차 고정하중 재하시	2차 고정하중 재하시	
	(1)	(2)	(3)	(1)~(3) 합계	(4)-(1)	(5)-(2)	(6)-(3)	
36	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	A1
37	3.880	11.780	2.020	17.680	13.800	2.020	0.000	
38	7.410	22.570	3.890	33.870	26.460	3.890	0.000	
39	9.400	28.900	5.010	43.310	33.910	5.010	0.000	
40	9.570	29.880	5.210	44.660	35.090	5.210	0.000	
41	7.990	25.740	4.510	38.240	30.250	4.510	0.000	
42	5.180	17.860	3.160	26.200	21.020	3.160	0.000	
43	2.000	8.670	1.550	12.220	10.220	1.550	0.000	
44	-0.420	1.240	0.210	1.030	1.450	0.210	0.000	
45	-1.240	-2.030	-0.400	-3.670	-2.430	-0.400	0.000	
46	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P1
47	3.150	6.820	1.450	11.420	8.270	1.450	0.000	
48	8.250	18.770	3.880	30.900	22.650	3.880	0.000	
49	14.700	34.420	6.940	56.060	41.360	6.940	0.000	
50	21.380	50.950	10.100	82.430	61.050	10.100	0.000	
51	27.020	65.040	12.740	104.800	77.780	12.740	0.000	
52	30.680	74.200	14.430	119.310	88.630	14.430	0.000	
53	31.930	77.370	15.010	124.310	92.380	15.010	0.000	
54	30.650	74.180	14.430	119.260	88.610	14.430	0.000	
55	26.980	65.000	12.730	104.710	77.730	12.730	0.000	
56	21.330	50.900	10.090	82.320	60.990	10.090	0.000	
57	14.640	34.370	6.930	55.940	41.300	6.930	0.000	
58	8.200	18.720	3.870	30.790	22.590	3.870	0.000	
59	3.120	6.790	1.440	11.350	8.230	1.440	0.000	
60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P2
61	-1.210	-1.980	-0.390	-3.580	-2.370	-0.390	0.000	
62	-0.350	1.340	0.230	1.220	1.570	0.230	0.000	
63	2.120	8.840	1.590	12.550	10.430	1.590	0.000	
64	5.330	18.100	3.210	26.640	21.310	3.210	0.000	
65	8.170	26.060	4.580	38.810	30.640	4.580	0.000	
66	9.760	30.260	5.280	45.300	35.540	5.280	0.000	
67	9.600	29.330	5.090	44.020	34.420	5.090	0.000	
68	7.590	23.010	3.970	34.570	26.980	3.970	0.000	
69	4.000	12.080	2.070	18.150	14.150	2.070	0.000	
70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	A2

● 신축이음의 설계 (정밀식) (도.편 506.3.4.11, 도.설 2.44.2.2)

신축량 계산 및 설치유간

▶ A1

① 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \cdot \alpha \cdot L = \pm 25 \times 0.000012 \times 84.450 = 0.02534\ m = 25.3\ mm$

여기서, ΔT : 온도변화 (50 ℃ : 보 통 지 방)

α : 선팽창계수 (0.000012 : 강 상로교)

L : 신축 GIRDER의 길이 (84.450 m)

(일반받침은 고정단으로 부터, 연직받침은 교량중심에서부터 거리)

② 건조수축에 의한 이동량

ΔLs = 0.0 mm (강 상로교에서 고려하지 않음)

③ 크리프에 의한 이동량

ΔLc = 0.0 mm (강 상로교에서 고려하지 않음)

④ 보의 처짐에 의한 이동량

ΔLr = 0.0 mm (신축장 100m 이하 미고려)

⑤ 설치유간 및 신축이음장치 규격결정

수축량 = ΔLt + ΔLs + ΔLc + ΔLr

= 25.3 + 0.0 + 0.0 + 0.0 = 25.3 mm

신장량 = ΔLt

= 25.3 mm

설치유간 = 수축량 + 신장량 + 설치여유량 + 부가여유량

= 25.3 + 25.3 + 11.0 + 10.0 = 71.7 mm

여기서, 신축장 100m 미만 : 설치여유량 (기본 신축량의 20%), 부가여유량 (10mm)

신축장 100m 이상 : 설치여유량 (10mm), 부가여유량 (20mm)

=> 신축이음장치 NO.120, 최대허용신축량 120 mm O.K

⑥ 지진시 변위 검토 (☞ 도.편 511.1.4.1.(7))

우리나라는 지진 발생빈도가 낮고, 신축이음이 파손되는 경우도 대형사고가 발생할 우려 적음.

또한, 지진시 이동량의 예측은 매우 어렵기 때문에 이동량의 계산에 이를 고려하지 않는다.

▶ A2

① 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \cdot \alpha \cdot L = \pm 25 \times 0.000012 \times 84.450 = 0.02534\ m = 25.3\ mm$

여기서, ΔT : 온도변화 (50 ℃ : 보 통 지 방)

α : 선팽창계수 (0.000012 : 강 상로교)

L : 신축 GIRDER의 길이 (84.450 m)

(일반받침은 고정단으로 부터, 연직받침은 교량중심에서부터 거리)

② 건조수축에 의한 이동량

ΔLs = 0.0 mm (강 상로교에서 고려하지 않음)

③ 크리프에 의한 이동량

ΔLc = 0.0 mm (강 상로교에서 고려하지 않음)

④ 보의 처짐에 의한 이동량

ΔLr = 0.0 mm (신축장 100m 이하 미고려)

⑤ 설치유간 및 신축이음장치 규격결정

수축량 = ΔLt + ΔLs + ΔLc + ΔLr

= 25.3 + 0.0 + 0.0 + 0.0 = 25.3 mm

신장량 = ΔLt

= 25.3 mm

설치유간 = 수축량 + 신장량 + 설치여유량 + 부가여유량

= 25.3 + 25.3 + 11.0 + 10.0 = 71.7 mm

여기서, 신축장 100m 미만 : 설치여유량 (기본 신축량의 20%), 부가여유량 (10mm)

신축장 100m 이상 : 설치여유량 (10mm), 부가여유량 (20mm)

=> 신축이음장치 NO.120, 최대허용신축량 120 mm O.K

⑥ 지진시 변위 검토 (☞ 도.편 511.1.4.1.(7))

우리나라는 지진 발생빈도가 낮고, 신축이음이 파손되는 경우도 대형사고가 발생할 우려 적음.

또한, 지진시 이동량의 예측은 매우 어렵기 때문에 이동량의 계산에 이를 고려하지 않는다.

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)	881.600	680.618	O.K
	허용인발력(kN/EA)	138.065	-	O.K
	휨응력(MPa)	133.000	95.368	O.K
	전단응력(MPa)	76.000	14.326	O.K
	수평변위(mm)	15.000	5.608	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1322.400	677.578	O.K
	허용인발력(kN/EA)	207.097	-	O.K
	휨응력(MPa)	199.500	83.482	O.K
	전단응력(MPa)	114.000	18.039	O.K
	수평변위(mm)	15.000	3.979	O.K

■ 단면 휨 설계

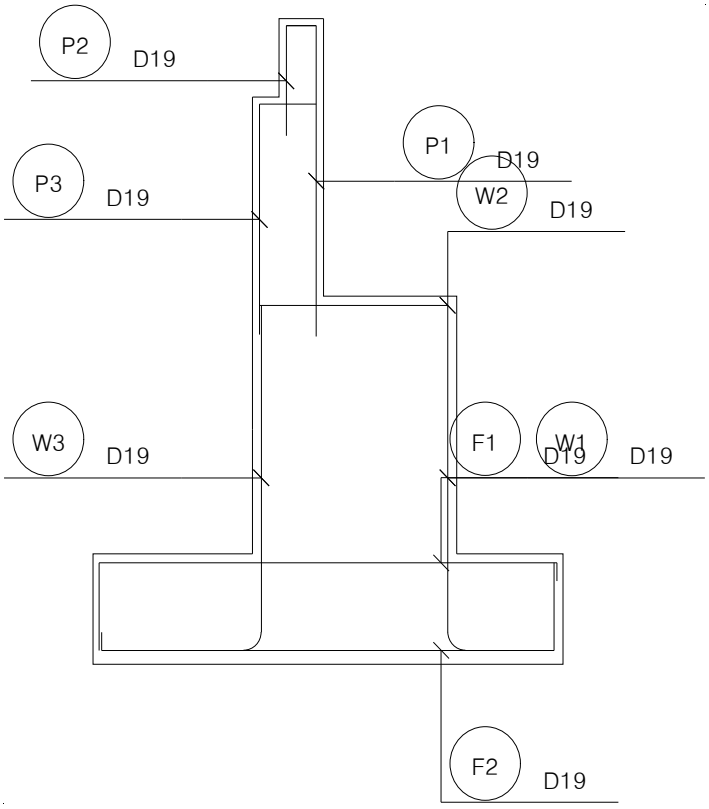
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1009.31	2292	268.333	603.833	2.25	O.K
후면저판		1200	100	407.139	2292	113.892	633.056	5.558	O.K
벽체 (H=5.894)		2300	100	860.029	2292	481.089	1275.962	2.652	O.K
흉벽		800	80	966.5	2292	175.698	410.961	2.339	O.K
좌측날개벽	D(T=600 mm)	600	80	1122.27	2292	146.452	294.069	2.008	O.K
	A(T=600 mm)	600	80	2027.36	3096.8	261.121	392.654	1.504	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	1182.7	2292	154.203	294.069	1.907	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	2833.45	4053.6	360.662	506.698	1.405	O.K
우측날개벽	D(T=600 mm)	600	80	910.158	2292	119.134	294.069	2.468	O.K
	A(T=600 mm)	600	80	2175.43	3096.8	279.588	392.654	1.404	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	1028.08	2292	134.342	294.069	2.189	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	1459.22	2292	189.5	294.069	1.552	O.K

■ 사용성 검토

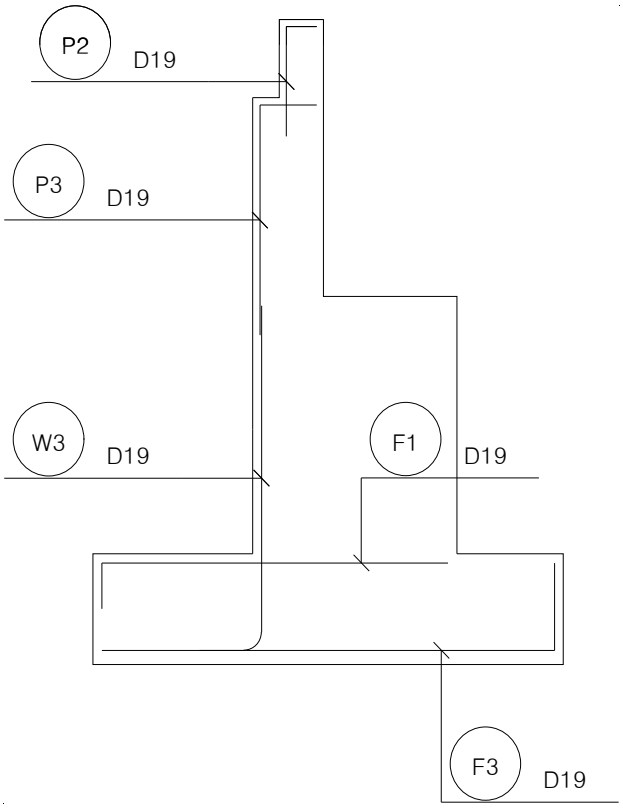
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		82.099	150	125	607.961	O.K
후면저판		21.381	150	125	2946.524	O.K
벽체 (H=5.894)		63.095	150	125	998.49	O.K
흉벽		67.141	150	125	938.32	O.K
좌측날개벽	D(T=600 mm)	78.358	150	125	804.004	O.K
	A(T=600 mm)	104.615	150	125	580.263	O.K
	B(T=600 mm)	82.505	150	125	763.591	O.K
	C(T=600 mm)	111.677	150	125	536.408	O.K
우측날개벽	D(T=600 mm)	63.741	150	125	988.368	O.K
	A(T=600 mm)	112.013	150	125	530.543	O.K
	B(T=600 mm)	71.878	150	125	876.481	O.K
	C(T=600 mm)	101.391	150	125	600.45	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

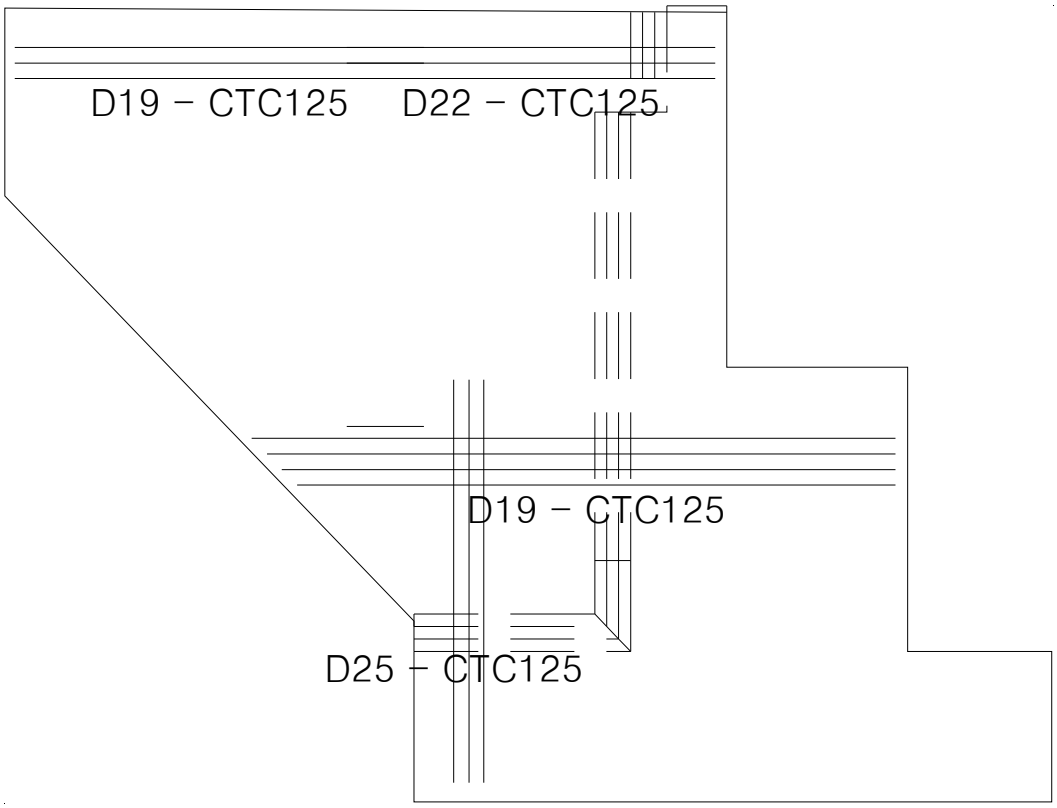


- ② Cycle (CTC = 250)

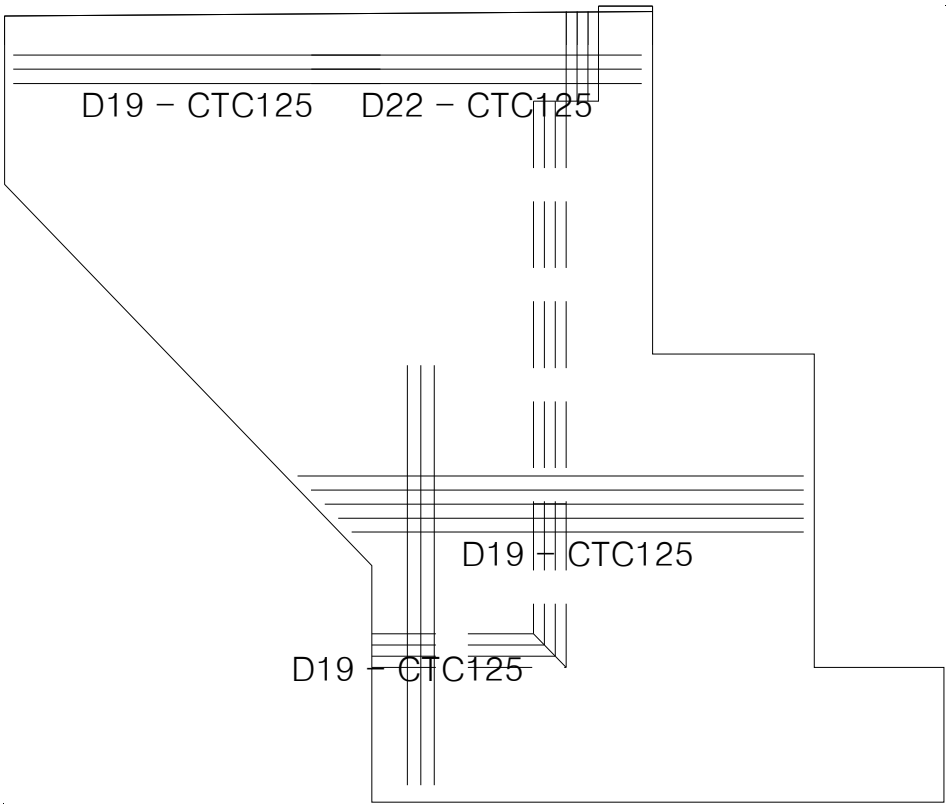


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : STEEL BOX
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 12.600 m
(5) 교 대 총높이 : H = 7.094 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 = 198.164 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 140.825 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 9.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : Φ2 = 26.619 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.320 ; 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 = 26636.600 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]

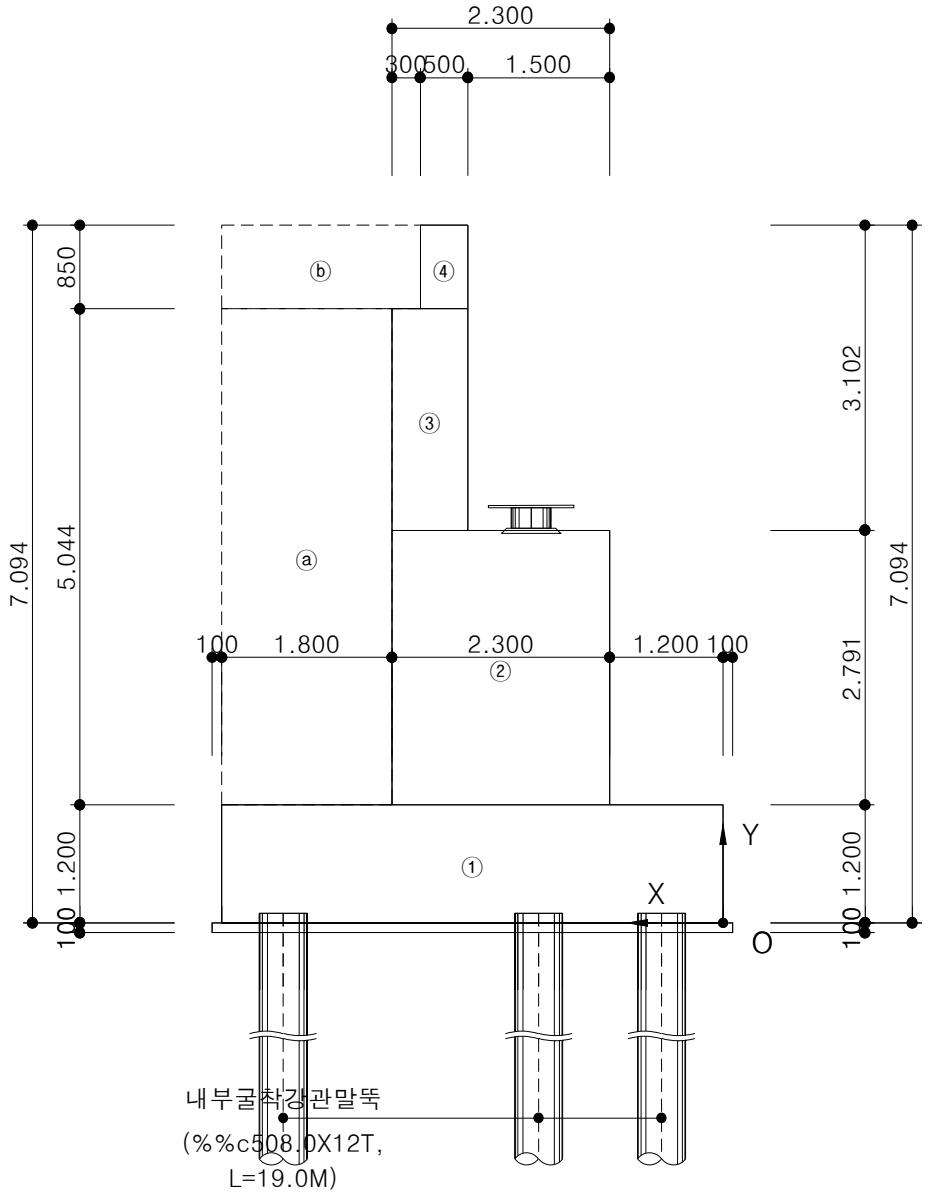
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조기준 : 한국콘크리트학회 (2012)
(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	계
고정하중	1417.061	1079.810	2496.871
활하중	1004.327	770.072	1774.399

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	계
교축방향	127.567	98	225.567
직각방향	172.538	154.038	326.576

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	5.300 × 1.200	= 6.360	25.000	159.000	12.243
	②	2.300 × 2.791	= 6.420	25.000	160.505	12.359
	③	0.800 × 2.252	= 1.802	25.000	45.048	3.469
	④	0.500 × 0.850	= 0.425	25.000	10.625	0.818
	소계		= 15.007		375.179	28.889
뒷채움재	ⓐ	1.800 × 5.044	= 9.079	20.000	181.577	13.981
	ⓑ	2.100 × 0.850	= 1.785	20.000	35.700	2.749
	소계		= 10.864		217.277	16.730
총 계					592.456	45.619

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.650	0.600	421.350	7.346
	②	2.350	2.596	377.188	32.080
	③	3.100	5.118	139.650	17.752
	④	2.950	6.669	31.344	5.456
	소 계			969.531	62.633
뒷채움재	ⓐ	4.400	3.722	798.940	52.038
	ⓑ	4.250	6.669	151.725	18.332
	소 계			950.665	70.370
총 계				1920.196	133.003

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 969.531 / 375.179 = 2.584 m
  Y = 62.633 / 28.889 = 2.168 m
- 뒷채움재 : X = 950.665 / 217.277 = 4.375 m
  Y = 70.370 / 16.730 = 4.206 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)

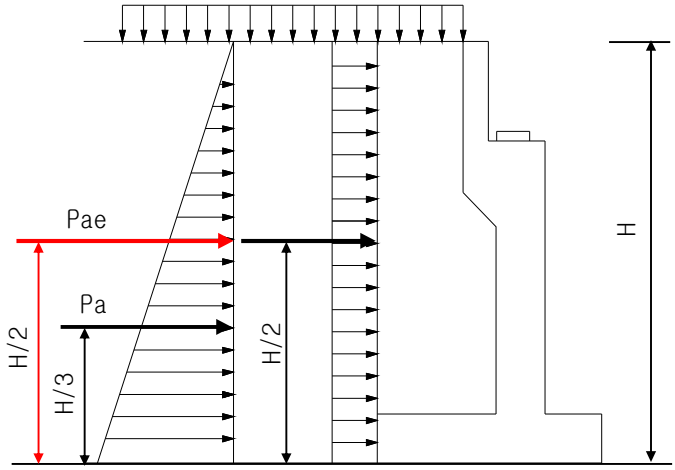
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 7.094 m)

Pa = 1/2 x Ka x ɣ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 7.094² x cos(0.000)

= 136.373 kN

y = H / 3 = 2.365 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.094 m)

Pae = 1/2 x Kae x ɣ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.094² x cos(0.000)

= 158.012 kN

y = H / 2 = 3.547 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 5.894 m)

Pa = 1/2 x Ka x ɣ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 5.894² x cos(11.667 + 0.000)

= 85.389 kN

y = H / 3 = 1.965 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 5.894 m)

Pae = 1/2 x Kae x ɣ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 5.894² x cos(0.000 + 0.000)

= 109.074 kN

y = H / 2 = 2.947 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

  Rd = 2496.871 ÷ 12.600 = 198.164 kN/m

- 활하중반력

  Rl = 1774.399 ÷ 12.600 = 140.825 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

Ph = Rd x μs x sinθ (μs = 가동받침의 마찰계수)

= 198.164 x 0.150 x sin90.0

= 29.725 kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

- 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

F1 = Fm1 + Fm2

Fm1 = Rd x Kh x $\cos^2$ θ

Fm2 = Rd x Kh x $\sin^2$ θ (Kh x sinθ ≤ μs 일 때)

Rd x μs x sinθ (Kh x sinθ > μs 일 때)

F1 = 198.164 x 0.154 x $\cos^2$ 90.0 + 198.164 x 0.150 x sin90.0

= 29.725 kN/m

- 교량받침에 작용하는 지진시 수평력

F2 = 25.919 x cos90.0 + 17.902 x sin90.0

= 17.902 kN/m

F1 > F2 이므로, 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력은

Fm = 29.725 kN/m

Kh : 설계수평진도 = 0.154 x 1.000 = 0.154 (가속도계수 x 지반계수)

Rd : 생각하고 있는 하부구조에 작용하는 지진시의 상부로 부터의 연직반력 (kN)

μs : 가동받침의 마찰계수

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 2.100 = 21.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 7.094 m)

Pa1 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

= 0.271 x 10.000 x 7.094 x cos0.000

= 19.224 kN

y = H / 2 = 3.547 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 5.894 m)

Pa2 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

= 0.251 x 10.000 x 5.894 x cos11.667

= 14.488 kN

y = H / 2 = 2.947 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	375.179	-	2.584	2.168	969.532	-
2. 교대구체(지진시	375.179	28.889	2.584	2.168	969.532	62.634
3. 뒷채움재(평상시	217.277	-	4.375	4.206	950.664	-
4. 뒷채움재(지진시	217.277	16.730	4.375	4.206	950.664	70.368
5. 배면토압(평상시	-	136.373	-	2.365	-	322.468
6. 배면토압(지진시	-	158.012	-	3.547	-	560.454
7. 뒷채움 상재하중	21.000	19.224	4.250	3.547	89.250	68.186
8. 상부 고정하중	198.164	-	2.030	-	402.273	-
9. 상부활하중	140.825	-	2.030	-	285.875	-
10. 교량받침마찰력	-	29.725	-	4.391	-	130.534
11. 상부관성력	-	29.725	-	4.391	-	130.534

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)	613.456	155.597	2009.446	390.654
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	613.456	155.597	2009.446	390.654
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	592.456	203.631	1920.196	693.456
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	952.445	155.597	2697.594	390.654
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	952.445	185.322	2697.594	521.188
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+8+11)	790.620	233.356	2322.469	823.990

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

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

∑M = ∑Mr - ∑Mo

e = 말뚝도심(= 2.417) - ∑M / ∑V

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.65	7	4.55	-
2 열	1.95	7	13.65	-
3 열	4.65	7	32.55	-
계	-	21	50.75	2.417

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)	7729.546	1960.522	-0.222	-1715.959
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	7729.546	1960.522	-0.222	-1715.959
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	7464.946	2565.751	0.346	2582.871
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	12000.807	1960.522	-0.005	-60.004
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	12000.807	2335.057	0.132	1584.107
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+8+11)	9961.812	2940.286	0.521	5190.104

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

각 작용력은 교대의 전폭 12.600 m)을 고려한 결과값임.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도.설(2008) 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.

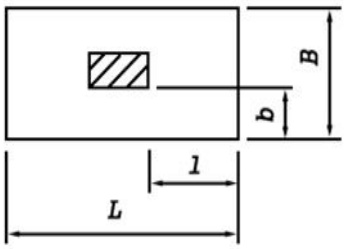
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 122462.404 x 21 / (12.600 x 5.300) = 38510.190 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 12.600 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.300 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 21 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26636584.056 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

β = ⁴ √[(3 x 38510.190) / (26636584.056 x 1.200³)] = 0.224 (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 = 2.650, 뒷굽기준으로 검토

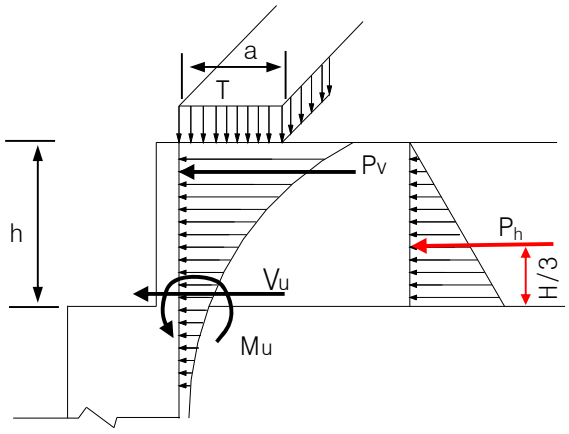


βλ = 0.224 x 1.800 = 0.403 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (3.102 - 0.36) = 78.884 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 3.102^2 x cos11.667 = 23.660 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.102 x 23.660 = 24.467 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 23.660 = 89.121 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 78.884 + 1.70 x 24.467 = 175.698 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.252 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.469 kN

p2 = 0.850 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.818 kN

Pw = 3.469 + 0.818 = 4.287 kN

Mw = 3.469 x 2.252/2 + 0.818 x (2.252 + 0.850/2) = 6.097 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 3.102^2 x cos0.000 = 30.222 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 3.102 x 30.222 = 46.881 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.287 + 1.00 x 30.222 = 34.509 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 6.097 + 1.00 x 46.881 = 52.978 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	89.121	175.698	
지진시	34.509	52.978	
설계단면력	89.121	175.698	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.894 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	16.646	2.121	-	1.000	16.646	35.313
2. 배면토압(평상시)	85.389	1.965	1.700	-	145.161	285.185
3. 배면토압(지진시)	109.074	2.947	-	1.000	109.074	321.431
4. 뒷채움 상재하중	14.488	2.947	1.700	-	24.630	72.581
5. 교량받침마찰력	29.725	3.191	1.300	-	38.643	123.324
6. 상부관성력	29.725	3.191	-	1.000	29.725	94.864

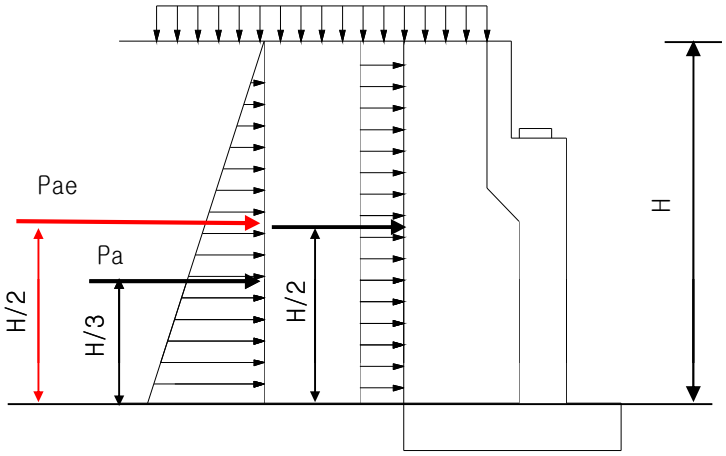
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

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

Ho = ∑(H② ~ H④) = 16.646 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 35.313 kN.m

y = Mo / Ho = 35.313 / 16.646 = 2.121



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 5.894 m)	208.434	481.090	
지진시(H = 5.894 m)	155.445	451.608	
설계단면력	208.433	481.089	

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	375.179	-	2.584	2.168	969.532	-
2. 교대구체(지진시	375.179	28.889	2.584	2.168	969.532	62.634
3. 뒷채움재(평상시	217.277	-	4.375	4.206	950.664	-
4. 뒷채움재(지진시	217.277	16.730	4.375	4.206	950.664	70.368
5. 배면토압(평상시	-	136.373	-	2.365	-	322.468
6. 배면토압(지진시	-	158.012	-	3.547	-	560.454
7. 토압의 연직분력	19.036	-	4.700	-	89.469	-
8. 뒷채움 상재하중	21.000	19.224	4.250	3.547	89.250	68.186
9. 상부 고정하중	198.164	-	2.030	-	402.273	-
10. 상부활하중	140.825	-	2.030	-	285.875	-
11. 교량받침마찰력	-	29.725	-	4.391	-	130.534
12. 상부관성력	-	29.725	-	4.391	-	130.534

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)	847.704	264.515	2840.240	664.112
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	829.854	264.515	2764.377	664.112
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	592.456	203.631	1920.196	693.456
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1408.091	264.515	3977.826	664.112
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1270.540	303.157	3658.970	833.806
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)	790.620	233.356	2322.469	823.990

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.
D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중
COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H
COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E
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

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.417) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

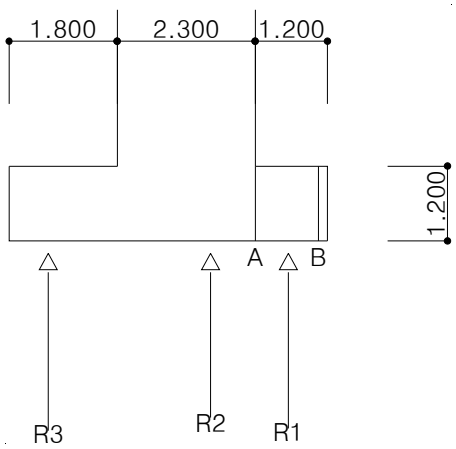
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	10681.07	3332.888	-0.15	-1602.161
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	10456.16	3332.888	-0.114	-1192.002
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	7464.946	2565.751	0.346	2582.871
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10	17741.946	3332.888	0.063	1117.743
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	16008.8	3819.783	0.193	3089.698
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)	9961.812	2940.286	0.521	5190.104

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(12.600 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본 / 12.600 (kN/m)
R2 = Ru2 x 7본 / 12.600 (kN/m)
R3 = Ru3 x 7본 / 12.600 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	561.120	522.490	570.010
COMB 2	561.370	514.680	543.590
COMB 3	482.020	388.900	256.510
COMB 4	970.080	877.930	802.030
COMB 5	954.200	813.010	643.940
COMB 6	677.580	528.050	275.510

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.150 x 25.000 = 4.500 kN
Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00
Ma = R1 x 0.550

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	171.453	5.850	143.373
COMB 2	0.000	171.530	5.850	143.450
COMB 3	0.000	147.284	4.500	125.684
COMB 4	0.000	296.413	5.850	268.333
COMB 5	0.000	291.561	5.850	263.481
COMB 6	0.000	207.038	4.500	185.438

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

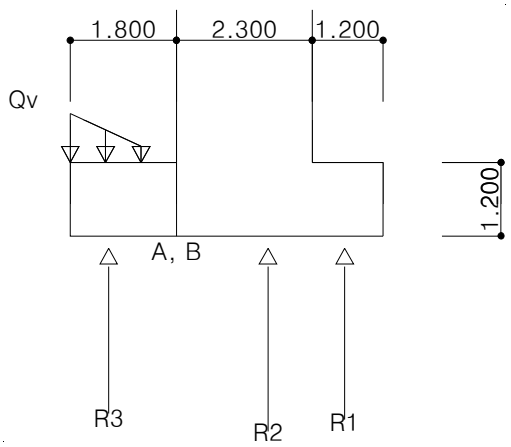
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

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

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본 / 12.600 (kN/m)

R2 = Ru2 x 7본 / 12.600 (kN/m)

R3 = Ru3 x 7본 / 12.600 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	460.060	495.790	442.260
COMB 2	461.780	488.370	417.690
COMB 3	433.760	376.150	195.500
COMB 4	878.730	853.800	686.550
COMB 5	855.970	787.060	519.760
COMB 6	631.680	515.930	217.490

- 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 = 217.277 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 217.277 kN

Ma = 217.277 x (4.375 - 3.500) = 190.195 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 5.894^2 x sin11.667

= 19.036 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 19.036 / 1.800

= 21.151 kN

Vb = 21.151 x 1.800 / 2 = 19.036 kN

Ma = 21.151 x 1.800 x 1.800 / 3 = 22.843 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	245.700	282.555	178.022	101.542
COMB 2	232.050	266.857	176.372	103.469
COMB 3	108.611	124.903	162.666	113.892
COMB 4	381.417	438.629	42.305	-54.532
COMB 5	288.756	332.069	119.667	38.258
COMB 6	120.828	138.952	150.450	99.843

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

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

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	268.33	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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1009.312 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 2.271]

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 = 1009.312 mm²

ρmin = Max(1009.312, 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 (= 268.333 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.250]

* 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 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 3820.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1200.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ < 3820.000 ㎟

(3820.000 / 1.000) = 3820.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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	113.89	178.02

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 407.139 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 5.630]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 407.139 mm²

ρmin = Max(407.139, 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 (= 113.892 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.558]

* 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 (= 178.022 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 3820.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1200.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ < 3820.000 ㎟

(3820.000 / 1.000) = 3820.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

3) 벽체 (H=5.894)

* 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	481.09	208.43

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 860.029 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.665]

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 (= 481.089 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.652]

* 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 (= 208.433 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 300 = 2865.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 1000.0 = 3450.000 ㎟ > 2865.000 ㎟

(2865.000 / 1.000) = 2865.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 300 = 2865.000 ㎟

필요철근량 : 0.0025 x 2300.0 x 1000.0 = 5750.000 ㎟ > 2865.000 ㎟

(2865.000 / 1.000) = 2865.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ 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	175.70	89.12

* 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 (720.00 - 39.654) / 39.654 = 0.05147

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 966.500 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.371]

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 (= 175.698 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.339]

* 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 (= 89.121 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 520 = 2460.962 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 2460.962 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 520 = 2460.962 ㎟

필요철근량 : 0.0025 x 800.0 x 1000.0 = 2000.000 ㎟ < 2460.962 ㎟

(2460.962 / 1.000) = 2460.962 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (3.102 - 0.36) = 78.884 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 3.102^2 x cos11.667 = 23.660 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.102 x 23.660 = 24.467 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 23.660 = 52.424 kN

Ms = 78.884 + 24.467 = 103.352 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.894 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	16.646	2.121	-	1.000	16.646	35.313
2. 배면토압(평상시)	85.389	1.965	1.000	-	85.389	167.756
3. 배면토압(지진시)	109.074	2.947	-	1.000	109.074	321.431
4. 뒷채움 상재하중	14.488	2.947	1.000	-	14.488	42.695
5. 교량받침마찰력	29.725	3.191	1.000	-	29.725	94.864
6. 상부관성력	29.725	3.191	-	1.000	29.725	94.864

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

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

  Ho = ∑(H② ~ H④) = 16.646 kN

  Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 35.313 kN.m

  y = Mo / Ho = 35.313 / 16.646 = 2.121

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	129.602	305.315	

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)	632.492	155.597	2098.915	390.654
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	632.492	155.597	2098.915	390.654
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	592.456	203.631	1920.196	693.456
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	971.481	155.597	2787.063	390.654
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	971.481	185.322	2787.063	521.188
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)	790.620	233.356	2322.469	823.990

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

① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.417) - $\sum M / \sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

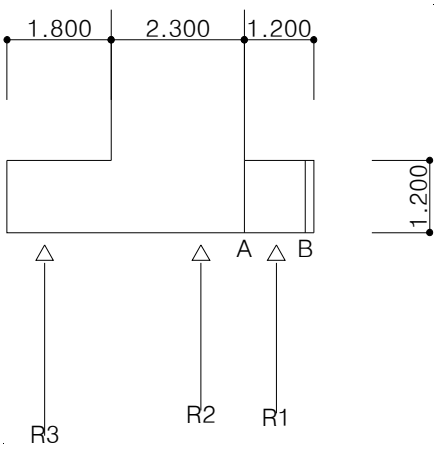
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	7969.399	1960.522	-0.284	-2263.309
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	7969.399	1960.522	-0.284	-2263.309
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	7464.946	2565.751	0.346	2582.871
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10	12240.661	1960.522	-0.05	-612.033
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	12240.661	2335.057	0.084	1028.215
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)	9961.812	2940.286	0.521	5190.104

각 작용력은 교대의 전폭(12.600 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본 / 12.600 (kN/m)
R2 = Ru2 x 7본 / 12.600 (kN/m)
R3 = Ru3 x 7본 / 12.600 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	378.270	370.770	433.820
COMB 2	378.270	370.770	433.820
COMB 3	482.020	388.900	256.510
COMB 4	625.940	585.860	573.770
COMB 5	680.620	600.300	510.770
COMB 6	677.580	528.050	275.510

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.150 x 25.000 = 4.500 kN

Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

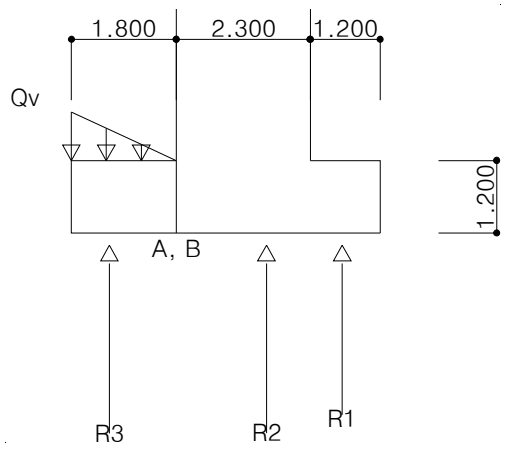
Ma = R1 x 0.550

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	115.582	4.500	93.982
COMB 2	0.000	115.582	4.500	93.982
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	191.259	4.500	169.659
COMB 5	0.000	207.967	4.500	186.367
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본 / 12.600 (kN/m)

R2 = Ru2 x 7본 / 12.600 (kN/m)

R3 = Ru3 x 7본 / 12.600 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	316.060	354.330	355.190
COMB 2	316.060	354.330	355.190
COMB 3	433.760	376.150	195.500
COMB 4	569.650	570.990	502.600
COMB 5	619.480	584.150	433.480
COMB 6	631.680	515.930	217.490

- 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	197.328	226.927	110.986	50.911
COMB 2	197.328	226.927	110.986	50.911
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	279.222	321.106	29.091	-43.268
COMB 5	240.822	276.946	67.491	0.892
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)] = 186.367 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 178.747/3)]
= 82.099 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1050.0/(8x2292.000)]
= 178.747 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 82.10) - 2.5 x 140.50 = 607.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 82.10) = 767.37 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 607.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 607.96 mm) ∴ O.K

② 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 50.911 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 183.345/3)]
= 21.381 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(8x2292.000)]
= 183.345 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 21.38) - 2.5 x 90.50 = 3456.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 21.38) = 2946.52 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2946.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2946.52 mm) ∴ O.K

③ 벽체 (H=5.894)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 305.315 x 1000000 / [2292.000 x (2200.000 - 266.295/3)]
= 63.095 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2200.0/(8x2292.000)]
= 266.295 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 63.10) - 2.5 x 90.50 = 1021.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 63.10) = 998.49 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 998.49 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 998.49 mm) ∴ O.K

④ 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 103.352 x 1000000 / [2292.000 x (720.000 - 145.188/3)]
= 67.141 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(8x2292.000)]
= 145.188 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

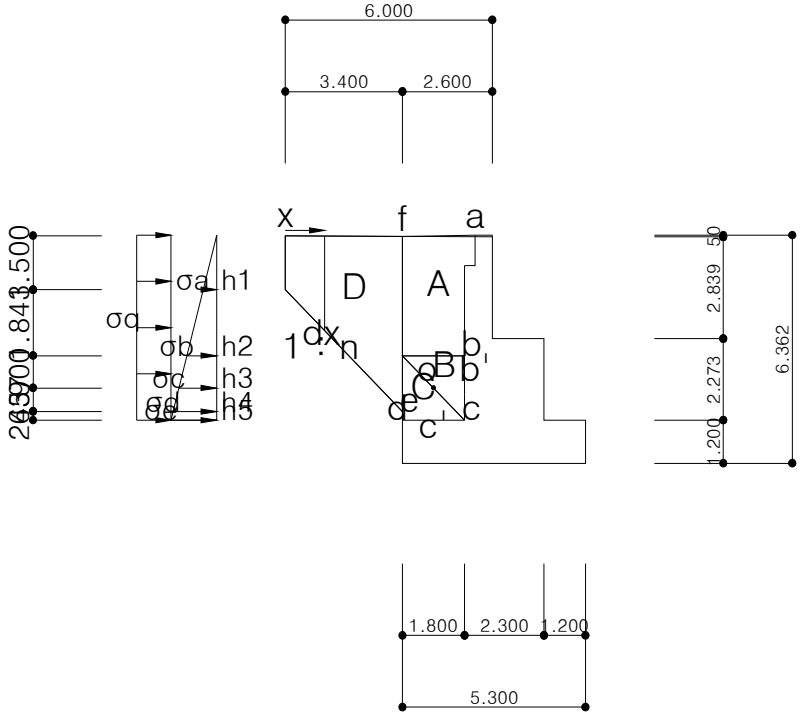
Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 67.14) - 2.5 x 70.50 = 996.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 67.14) = 938.32 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 938.32 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 938.32 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

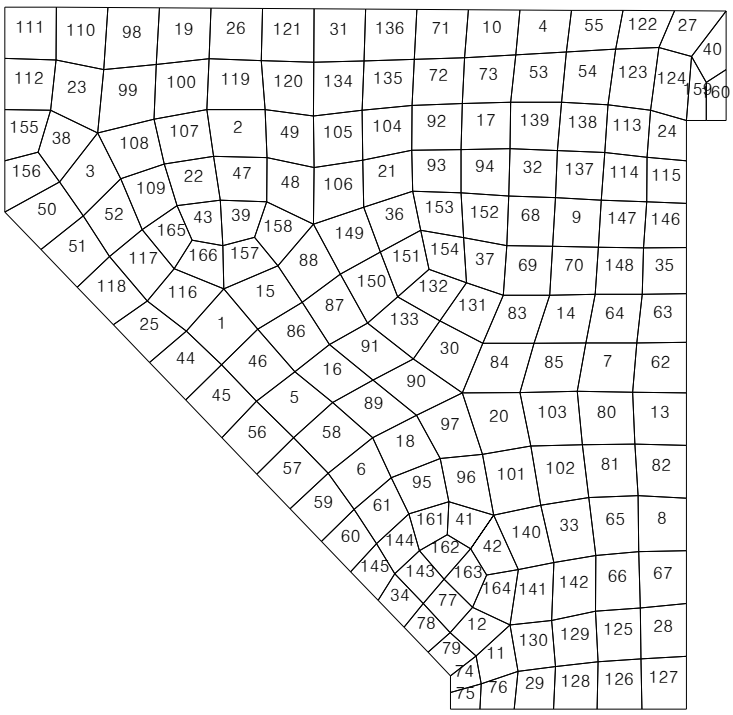


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	146.452	261.121	154.203	360.662
전단력(kN)	116.6	145.781	123.889	289.996

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	86.148	153.601	90.708	212.154
전단력(kN)	68.588	85.753	72.876	170.586

(2) 철근량 검토

① D(T=600 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	600.00	520.00	80.00	146.45	116.60

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1122.274 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.042]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 146.452 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.008]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 116.600 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=600 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	600.00	520.00	80.00	261.12	145.78

* 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 (520.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02612

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2027.358 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.528]

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 = 0.00596

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 (520.00 - a/2) = 392.654 kN.m

≥ Mu (= 261.121 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.504]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 145.781 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=600 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	600.00	520.00	80.00	154.20	123.89

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1182.697 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.938]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 154.203 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.907]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 123.889 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=600 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	600.00	520.00	80.00	360.66	290.00

* 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 (520.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01924

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2833.447 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.431]

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 = 0.00780

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 (520.00 - a/2) = 506.698 kN.m

≥ Mu (= 360.662 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.405]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 289.996 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 86.148 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 120.968/3)]
= 78.358 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x2292.000)]
= 120.968 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 / 78.36) - 2.5 x 70.50 = 828.75 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 78.36) = 804.00 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 804.00 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 804.00 mm) ∴ O.K

② A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 153.601 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 137.642/3)]
= 104.615 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x3096.800/1000.0 + 8x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x3096.800)]
= 137.642 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 104.61) - 2.5 x 69.00 = 580.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 104.61) = 602.21 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 580.26 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 580.26 mm) ∴ O.K

③ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 90.708 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 120.968/3)]
= 82.505 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x2292.000)]
= 120.968 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 / 82.50) - 2.5 x 70.50 = 778.24 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 82.50) = 763.59 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 763.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 763.59 mm) ∴ O.K

④ C(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 212.154 x 1000000 / [4053.600 x (520.000 - 154.059/3)]
= 111.677 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x4053.600/1000.0 + 8x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x4053.600)]
= 154.059 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

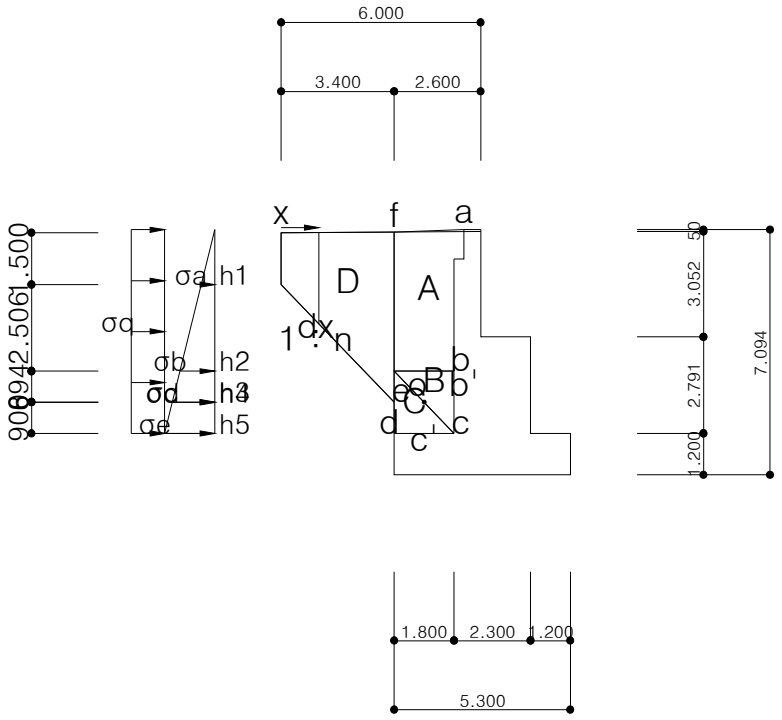
Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 111.68) - 2.5 x 67.50 = 536.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 111.68) = 564.13 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 536.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 536.41 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

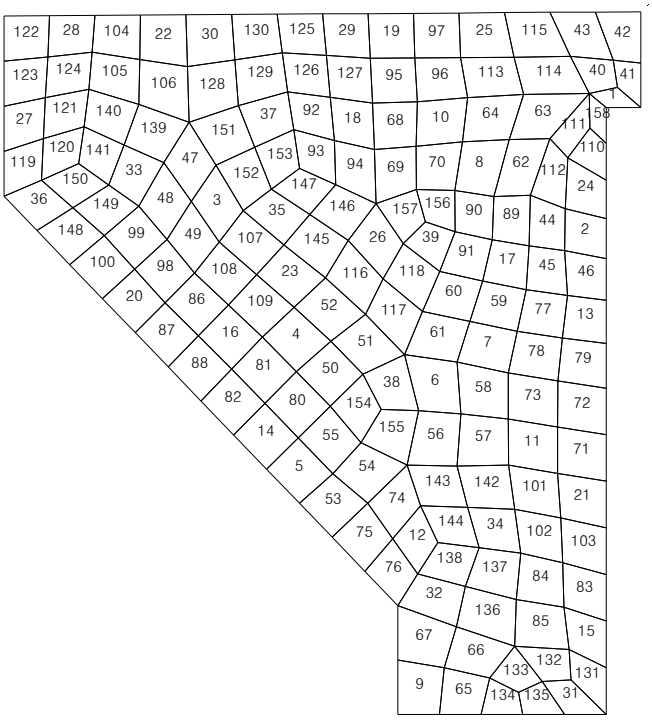


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	119.134	279.588	134.342	189.5
전단력(kN)	78.038	150.378	112.231	189.383

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	70.079	164.464	79.024	111.471
전단력(kN)	45.905	88.458	66.018	111.402

(2) 철근량 검토

① D(T=600 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	600.00	520.00	80.00	119.13	78.04

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 910.158 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.518]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 119.134 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.468]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 78.038 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=600 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	600.00	520.00	80.00	279.59	150.38

* 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 (520.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02612

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2175.426 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.424]

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 = 0.00596

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 (520.00 - a/2) = 392.654 kN.m

≥ Mu (= 279.588 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.404]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 150.378 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=600 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	600.00	520.00	80.00	134.34	112.23

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1028.080 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.229]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 134.342 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.189]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 112.231 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=600 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	600.00	520.00	80.00	189.50	189.38

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1459.222 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.571]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 189.500 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.552]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 189.383 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 70.079 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 120.968/3)]

= 63.741 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x2292.000)]

= 120.968 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 / 63.74) - 2.5 x 70.50 = 1059.21 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 63.74) = 988.37 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 988.37 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 988.37 mm) ∴ O.K

② A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 164.464 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 137.642/3)]

= 112.013 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x3096.800/1000.0 + 8x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x3096.800)]

= 137.642 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 112.01) - 2.5 x 69.00 = 530.54 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 112.01) = 562.43 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 530.54 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 530.54 mm) ∴ O.K

③ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 79.024 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 120.968/3)]
= 71.878 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x2292.000)]
= 120.968 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 / 71.88) - 2.5 x 70.50 = 919.35 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 71.88) = 876.48 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 876.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 876.48 mm) ∴ O.K

④ C(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 111.471 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 120.968/3)]
= 101.391 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(8x2292.000)]
= 120.968 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 / 101.39) - 2.5 x 70.50 = 600.45 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 101.39) = 621.36 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 600.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 600.45 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 7.000 = 4.9 m

- 등분포 고정하중

W1 = 23.000 x 0.050 = 1.150 kN/m ; 접속판위의 포장

W2 = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

Wd = 1.150 + 11.250 = 12.400 kN/m

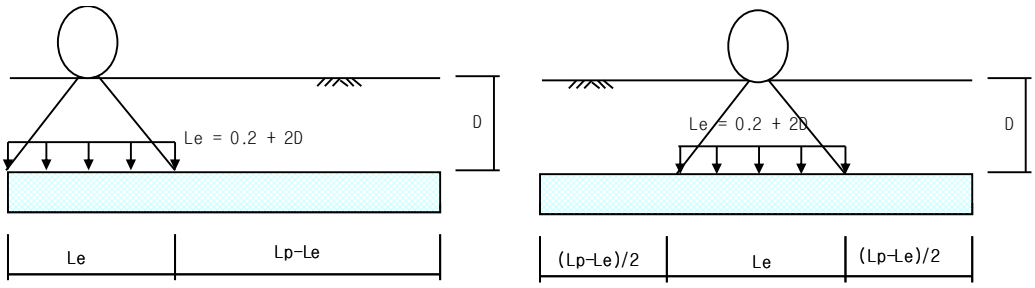
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.400 x 4.900 / 2 = 30.380 kN/m

Md = 12.400 x 4.900² / 8 = 37.215 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) / [3.000 x (0.200 + 2D)]

= 2 x 96.000 x (1 + 0.300) / [3.000 x (0.200 + 2 x 0.050)]

= 277.333 kN/m²

Vl = Ps x Le - (Ps x Le²) / (2 x Lp)

= 277.333 x 0.300 - (277.333 x 0.300²) / (2 x 4.900)

= 80.653 kN

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

= 277.333 x 4.900/2 x 0.300/2 - 277.333 x 0.300/2 x 0.300/4

= 98.800 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = (1.30 x Vd + 2.15 x Vl)

= 1.30 x 30.380 + 2.15 x 80.653

= 212.898 kN

Mu = (1.30 x Md + 2.15 x Ml)

= 1.30 x 37 + 2.15 x 99

= 260.800 kN.m

2) 단면력 검토

* 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	260.80	212.90

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

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

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01283

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2935.415 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.381]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.01096

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (370.00 - a/2) = 351.648 kN.m

≥ Mu (= 260.800 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.348]

* 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 (= 212.898 kN) , 전단보강 불필요.

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

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

소요 주철근 : 2935.4 ㎟

필요 철근량 : 2935.4 x 0.248 = 729.3 ㎟ < 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

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 136.016 x 1000000 / [4053.600 x (370.000 - 125.840/3)]

= 102.283 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x4053.600/1000.0 + 8x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(8x4053.600)]

= 125.840 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

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 / 102.28) - 2.5 x 67.50 = 601.17 mm

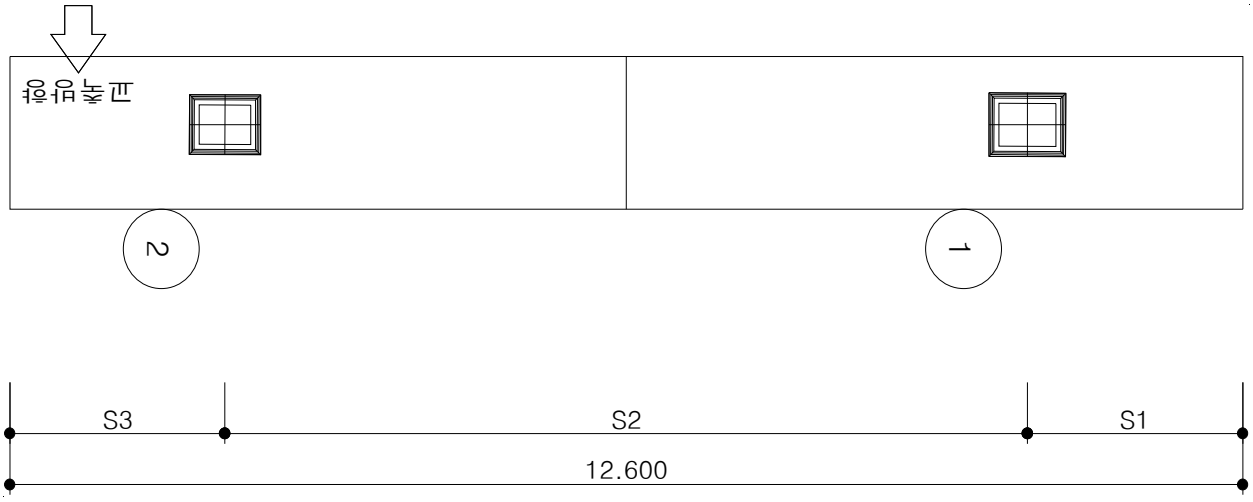
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 102.28) = 615.94 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 601.17 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 601.17 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 50.120 = 450.600 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	450.600	422.000	582.000	619.000	O.K
2	450.600	387.000	527.000	636.500	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

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

$= (200 + 1.67 \times 170.240 + 6.66 \times 7.356) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2)$

= 533.292 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1500 - 120 - 50 = 1330 mm ≥ 533 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	3000.000	2461.626	O.K	319.700	215.673	O.K
SHOE 2	2500.000	1929.829	O.K	296.100	192.547	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	2461.626	184.834	162.160	1412.000	2141.650	
2	1929.829	140.845	144.773	1357.000	2122.800	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	4291.959	8516.200	O.K	4363.233	7742.000	O.K
2	3405.504	8516.200	O.K	3538.256	7742.000	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 2461.626 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 1417.061 x 0.150 / 1.15 = 184.834 kN

  Hx2 = 159.459 / 1.33 = 119.894 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 184.834 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 12.600 / 0.000 = 0.000 [8≤B/D]

  W1 = 2.4 x 0.000 = 0.000 kN/m² < 6.0 이므로

  Hy1 = 6.000 x 50.120 / 2 / 2EA / 1.25 = 60.144 kN

  Hy2 = 215.673 / 1.33 = 162.160 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 162.160 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 422.000 mm b1y = 582.000 mm

b2x = 830.000 mm b2y = 2201.300 mm

bcx = 2 x b2x = 1660.000 mm < 5 x b1x = 2110.000 mm

bcy = 2 x b2y = 4402.600 mm > 5 x b1y = 2910.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 422.000/1660.000) x 2461.626 x 10^3 /150.000

= 3059.732 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 582.000/2910.000) x 2461.626 x 10^3 /150.000

= 3282.168 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 184.834 x 10^3 / 150.000

= 1232.227 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 162.160 x 10^3 / 150.000

= 1081.065 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 422.000 + 2201.300 = 2623.300 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 830.000 mm가 Bxo/2 = 1311.650 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 830.000 + (422.000+2201.300)/2 = 2141.650 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 582.000 + 830.000 = 1412.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 3282.168 + 1081.065 = 4363.233 mm^2

Bxo = 2141.650 mm 범위내에서 D22 - 20 EA

As = 387.100 x 20 = 7742.000 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 3059.732 + 1232.227 = 4291.959 mm^2

Byo = 1412.000 mm 범위내에서 D22 - 22 EA

As = 387.100 x 22 = 8516.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 162.160 x 10^3 / 150.000 = 0.000 mm^2

사용철근 : D19 - 20 EA + D19 - 22 EA

As = 286.500 x 20 + 286.500 x 22 = 0.000 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 184.834 x 10^3 / 150.000 = 0.000 mm^2

사용철근 : D19 - 20 EA + D19 - 22 EA

As = 286.500 x 20 + 286.500 x 22 = 0.000 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	18.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 205000.0 MPa

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

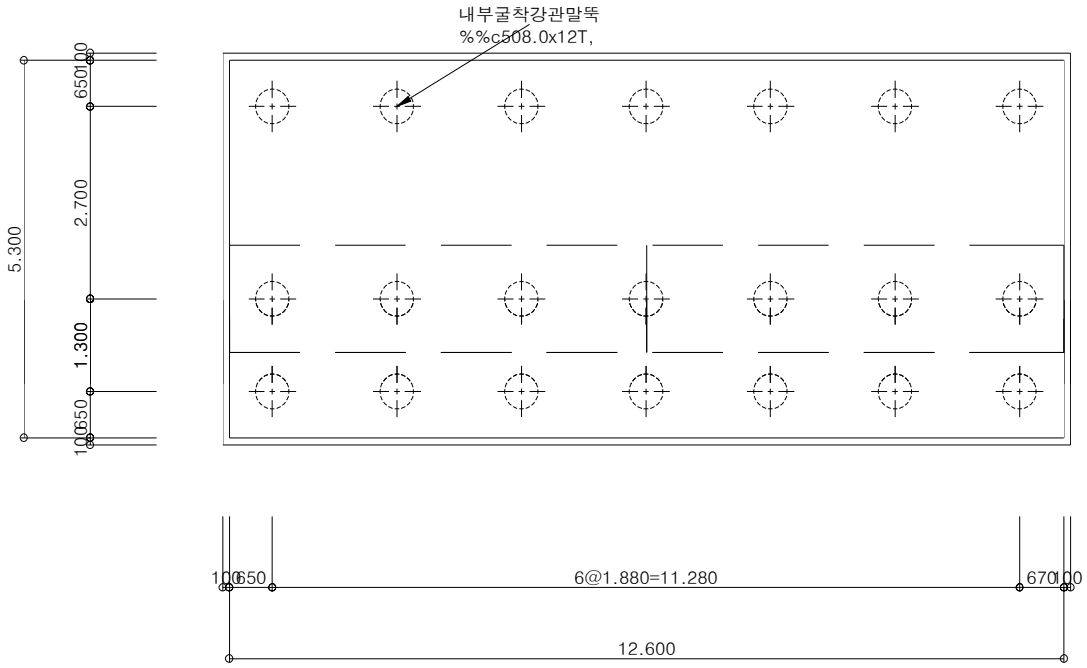
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 40

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	7729.546	1960.522	-1715.959	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7
	COMBO 2	7729.546	1960.522	-1715.959	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 3	7464.946	2565.751	2582.871	고정하중+토압+지진하중(2+4+6
	COMBO 4	12000.807	1960.522	-60.004	정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8
	COMBO 5	12000.807	2335.057	1584.107	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 6	9961.812	2940.286	5190.104	하중+토압+지진하중(2+4+6+8+
계수하중	COMBO 1	10681.070	3332.888	-1602.161	정하중+활하중+토압(1+3+5+7+
	COMBO 2	10456.160	3332.888	-1192.002	중+활하중+토압+온도하중(1+3+
	COMBO 3	7464.946	2565.751	2582.871	고정하중+토압+지진하중(2+4+6
	COMBO 4	17741.946	3332.888	1117.743	하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9
	COMBO 5	16008.800	3819.783	3089.698	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+
	COMBO 6	9961.812	2940.286	5190.104	하중+토압+지진하중(2+4+6+9+

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 ㎡ ; 말뚝의 순단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.728

Kv = a x Ap x Ep / L = 122462.404 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 2800 x N = 2800 x 10 = 28000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.868	63249.17
1.868	2.112	38697.02
2.112	2.137	36955.01
2.137	2.139	36795.78
2.139	2.139	36780.88
2.139	2.139	36779.49
2.139	2.139	36779.36

Kh = 36779.34 kN/m³

β = 0.467 m-1

βL = 0.467 x 18.9000 = 8.834 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.571	126498.34
1.571	1.748	82590.30
1.748	1.765	79354.34
1.765	1.767	79057.55
1.767	1.767	79029.78
1.767	1.767	79027.18
1.767	1.767	79026.93

Kh = 79026.91 kN/m³

β = 0.566 m-1

βL = 0.566 x 18.9000 = 10.696 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	39658.292	70382.109	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	42423.209	62185.485	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	42423.209	62185.485	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	90761.782	109886.862	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	832824.1	1478024.3
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-890887.4	-1305895.2
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	2571710.5	2571710.5
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	9043922.7	9445549.4
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		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0024045	0.0030056	0.0000471	중+활하중+토압(1
	COMBO 2	0.0024045	0.0030056	0.0000471	하중+토압+온도하
	COMBO 3	0.0022527	0.0029027	0.0005849	중+토압+지진하중
	COMBO 4	0.0026234	0.0046665	0.0002518	활하중+토압(1+3
	COMBO 5	0.0033435	0.0046665	0.0005045	+토압+온도하중(
	COMBO 6	0.0028192	0.0038736	0.0009392	토압+지진하중(2+
계수하중	COMBO 1	0.0042615	0.0041533	0.0002426	+활하중+토압(1+
	COMBO 2	0.0043157	0.0040658	0.0002933	하중+토압+온도하
	COMBO 3	0.0022527	0.0029027	0.0005849	중+토압+지진하중
	COMBO 4	0.0046211	0.0068989	0.0005788	활하중+토압(1+3+5
	COMBO 5	0.0055353	0.0062250	0.0008869	토압+온도하중(1+
	COMBO 6	0.0028192	0.0038736	0.0009392	토압+지진하중(2+

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.343 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

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

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

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

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0024045	0.0030889	0.0000471	378.268	93.358	-97.729
	2	0.0024045	0.0030276	0.0000471	370.766	93.358	-97.729
	3	0.0024045	0.0029004	0.0000471	355.186	93.358	-97.729
COMBO 2	1	0.0024045	0.0030889	0.0000471	378.268	93.358	-97.729
	2	0.0024045	0.0030276	0.0000471	370.766	93.358	-97.729
	3	0.0024045	0.0029004	0.0000471	355.186	93.358	-97.729
COMBO 3	1	0.0022527	0.0039360	0.0005849	482.016	122.179	-75.814
	2	0.0022527	0.0031757	0.0005849	388.900	122.179	-75.814
	3	0.0022527	0.0015964	0.0005849	195.504	122.179	-75.814
COMBO 4	1	0.0026234	0.0051113	0.0002518	625.942	93.358	-88.441
	2	0.0026234	0.0047840	0.0002518	585.857	93.358	-88.441
	3	0.0026234	0.0041041	0.0002518	502.603	93.358	-88.441
COMBO 5	1	0.0033435	0.0055578	0.0005045	680.618	111.193	-96.050
	2	0.0033435	0.0049019	0.0005045	600.299	111.193	-96.050
	3	0.0033435	0.0035397	0.0005045	433.484	111.193	-96.050
COMBO 6	1	0.0028192	0.0055329	0.0009392	677.578	140.014	-72.102
	2	0.0028192	0.0043119	0.0009392	528.049	140.014	-72.102
	3	0.0028192	0.0017760	0.0009392	217.489	140.014	-72.102

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0042615	0.0045819	0.0002426	561.115	158.709	-158.763
	2	0.0042615	0.0042665	0.0002426	522.488	158.709	-158.763
	3	0.0042615	0.0036114	0.0002426	442.264	158.709	-158.763
COMBO 2	1	0.0043157	0.0045840	0.0002933	561.373	158.709	-156.463
	2	0.0043157	0.0042027	0.0002933	514.676	158.709	-156.463
	3	0.0043157	0.0034108	0.0002933	417.689	158.709	-156.463
COMBO 3	1	0.0022527	0.0039360	0.0005849	482.016	122.179	-75.814
	2	0.0022527	0.0031757	0.0005849	388.900	122.179	-75.814
	3	0.0022527	0.0015964	0.0005849	195.504	122.179	-75.814
COMBO 4	1	0.0046211	0.0079214	0.0005788	970.077	158.709	-143.508
	2	0.0046211	0.0071690	0.0005788	877.932	158.709	-143.508
	3	0.0046211	0.0056062	0.0005788	686.554	158.709	-143.508
COMBO 5	1	0.0055353	0.0077918	0.0008869	954.204	181.894	-154.328
	2	0.0055353	0.0066388	0.0008869	813.009	181.894	-154.328
	3	0.0055353	0.0042442	0.0008869	519.759	181.894	-154.328
COMBO 6	1	0.0028192	0.0055329	0.0009392	677.578	140.014	-72.102
	2	0.0028192	0.0043119	0.0009392	528.049	140.014	-72.102
	3	0.0028192	0.0017760	0.0009392	217.489	140.014	-72.102

▣ 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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.767	0	378.268	93.358	-97.729	7
	2	0.467	0	370.766	93.358	-97.729	7
	3	-2.233	0	355.186	93.358	-97.729	7
	계			7729.546	1960.522	-1715.959	21
COMBO 2	1	1.767	0	378.268	93.358	-97.729	7
	2	0.467	0	370.766	93.358	-97.729	7
	3	-2.233	0	355.186	93.358	-97.729	7
	계			7729.546	1960.522	-1715.959	21
COMBO 3	1	1.767	0	482.016	122.179	-75.814	7
	2	0.467	0	388.900	122.179	-75.814	7
	3	-2.233	0	195.504	122.179	-75.814	7
	계			7464.946	2565.751	2582.871	21
COMBO 4	1	1.767	0	625.942	93.358	-88.441	7
	2	0.467	0	585.857	93.358	-88.441	7
	3	-2.233	0	502.603	93.358	-88.441	7
	계			12000.807	1960.522	-60.004	21
COMBO 5	1	1.767	0	680.618	111.193	-96.050	7
	2	0.467	0	600.299	111.193	-96.050	7
	3	-2.233	0	433.484	111.193	-96.050	7
	계			12000.807	2335.057	1584.107	21
COMBO 6	1	1.767	0	677.578	140.014	-72.102	7
	2	0.467	0	528.049	140.014	-72.102	7
	3	-2.233	0	217.489	140.014	-72.102	7
	계			9961.812	2940.286	5190.104	21

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.767	0	561.115	158.709	-158.763	7
	2	0.467	0	522.488	158.709	-158.763	7
	3	-2.233	0	442.264	158.709	-158.763	7
	계			10681.070	3332.888	-1602.161	21
COMBO 2	1	1.767	0	561.373	158.709	-156.463	7
	2	0.467	0	514.676	158.709	-156.463	7
	3	-2.233	0	417.689	158.709	-156.463	7
	계			10456.160	3332.888	-1192.002	21
COMBO 3	1	1.767	0	482.016	122.179	-75.814	7
	2	0.467	0	388.900	122.179	-75.814	7
	3	-2.233	0	195.504	122.179	-75.814	7
	계			7464.946	2565.751	2582.871	21
COMBO 4	1	1.767	0	970.077	158.709	-143.508	7
	2	0.467	0	877.932	158.709	-143.508	7
	3	-2.233	0	686.554	158.709	-143.508	7
	계			17741.946	3332.888	1117.743	21
COMBO 5	1	1.767	0	954.204	181.894	-154.328	7
	2	0.467	0	813.009	181.894	-154.328	7
	3	-2.233	0	519.759	181.894	-154.328	7
	계			16008.800	3819.783	3089.698	21
COMBO 6	1	1.767	0	677.578	140.014	-72.102	7
	2	0.467	0	528.049	140.014	-72.102	7
	3	-2.233	0	217.489	140.014	-72.102	7
	계			9961.812	2940.286	5190.104	21

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)

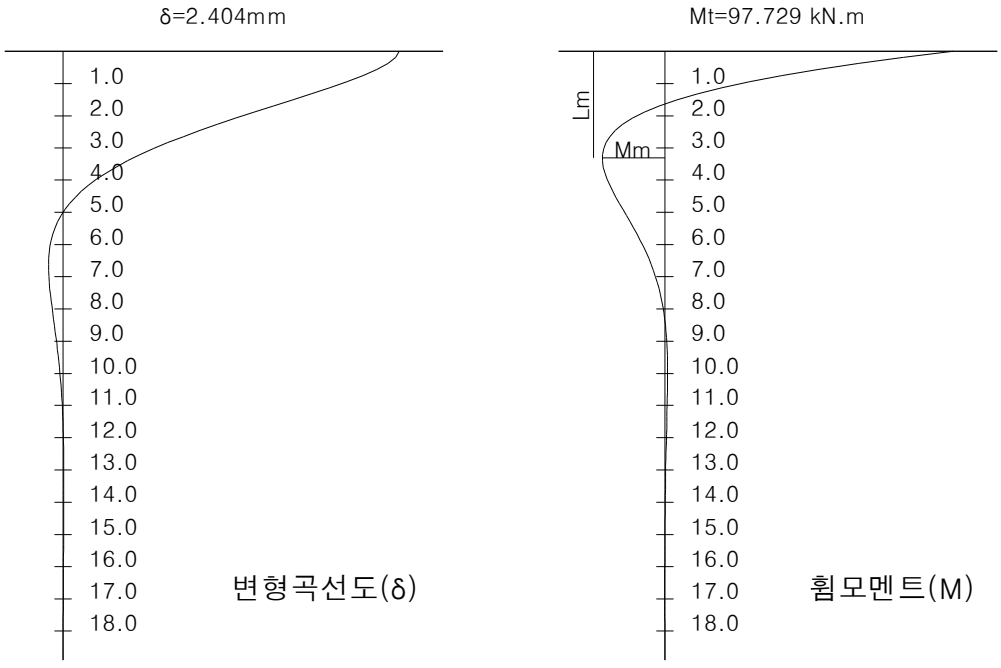
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.214 kN.m, 3.315 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.404 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.404 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	97.729	-93.358	2.405	
1.260	13.652	-42.462	1.820	
2.520	-17.495	-10.438	0.939	
3.780	-20.349	3.442	0.306	
5.040	-13.392	6.391	-0.007	
6.300	-6.093	4.838	-0.100	
7.560	-1.499	2.497	-0.091	
8.820	0.493	0.814	-0.053	
10.080	0.916	-0.017	-0.021	
11.340	0.694	-0.267	-0.003	
12.600	0.358	-0.241	0.004	
13.860	0.117	-0.140	0.004	
15.120	-0.002	-0.055	0.003	
16.380	-0.038	-0.008	0.001	
17.640	-0.035	0.010	0.000	
18.900	-0.020	0.011	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

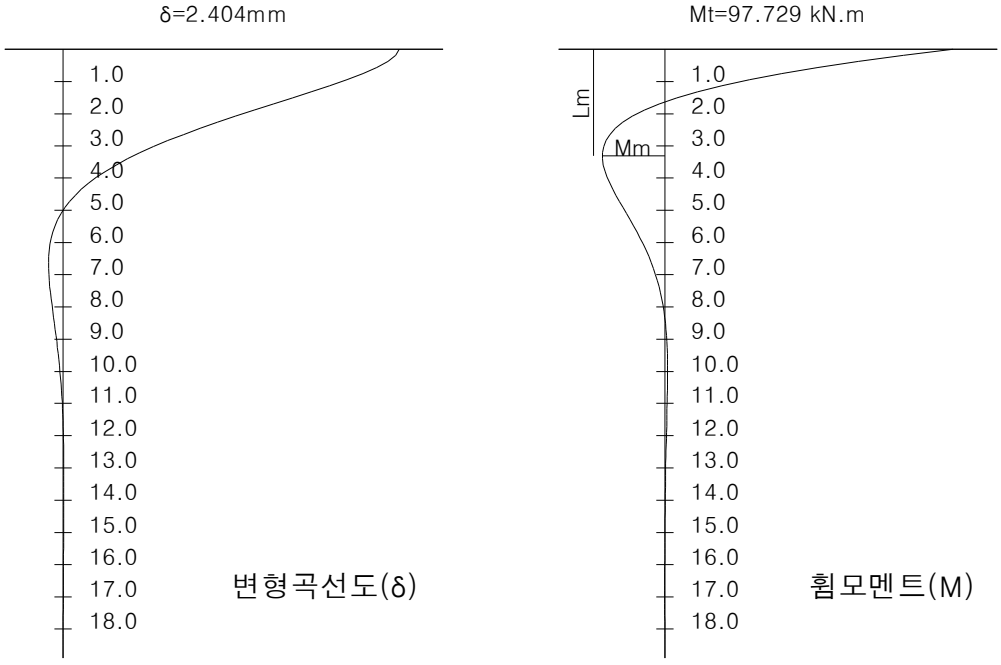
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.214 kN.m, 3.315 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.404 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.404 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	97.729	-93.358	2.405	
1.260	13.652	-42.462	1.820	
2.520	-17.495	-10.438	0.939	
3.780	-20.349	3.442	0.306	
5.040	-13.392	6.391	-0.007	
6.300	-6.093	4.838	-0.100	
7.560	-1.499	2.497	-0.091	
8.820	0.493	0.814	-0.053	
10.080	0.916	-0.017	-0.021	
11.340	0.694	-0.267	-0.003	
12.600	0.358	-0.241	0.004	
13.860	0.117	-0.140	0.004	
15.120	-0.002	-0.055	0.003	
16.380	-0.038	-0.008	0.001	
17.640	-0.035	0.010	0.000	
18.900	-0.020	0.011	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6)

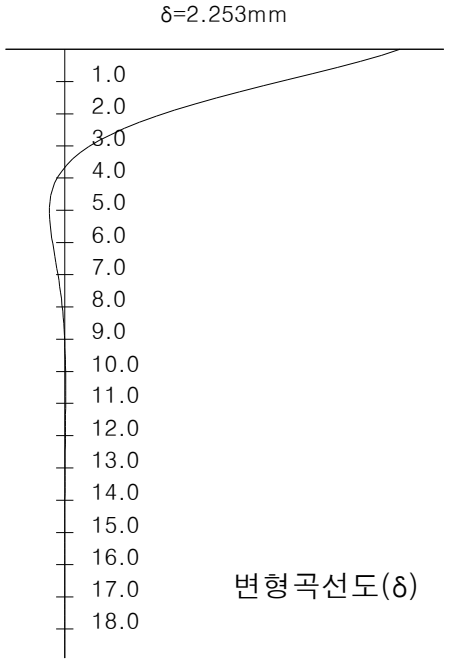
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.270 kN.m, 2.264 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.253 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.253 mm

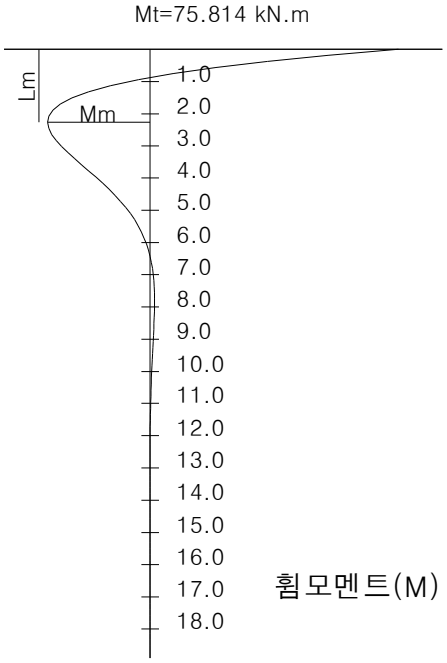
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	75.814	-122.179	2.253	
1.260	-16.808	-33.635	1.226	
2.520	-30.677	4.414	0.368	
3.780	-18.708	11.354	-0.022	
5.040	-6.502	7.358	-0.105	
6.300	-0.326	2.728	-0.072	
7.560	1.320	0.255	-0.029	
8.820	1.057	-0.466	-0.004	
10.080	0.467	-0.407	0.004	
11.340	0.092	-0.190	0.004	
12.600	-0.044	-0.043	0.002	
13.860	-0.055	0.014	0.001	
15.120	-0.030	0.021	0.000	
16.380	-0.009	0.012	0.000	
17.640	0.000	0.004	0.000	
18.900	0.003	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)

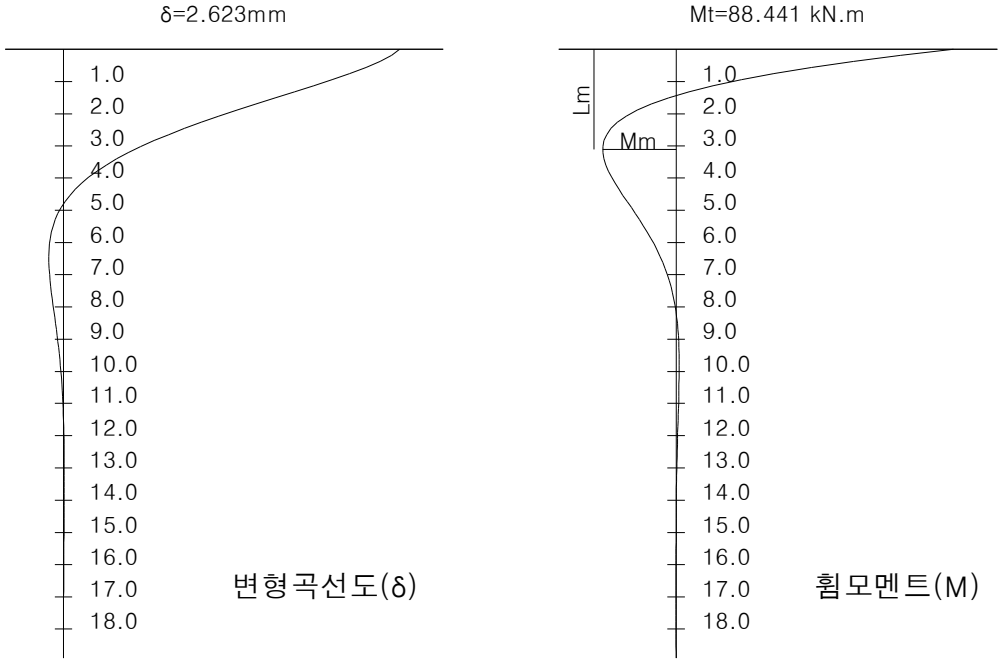
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -23.417 kN.m, 3.117 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.623 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.623 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	88.441	-93.358	2.623	
1.260	6.503	-39.786	1.853	
2.520	-21.232	-7.969	0.902	
3.780	-21.597	4.897	0.262	
5.040	-13.393	6.973	-0.036	
6.300	-5.709	4.927	-0.114	
7.560	-1.145	2.400	-0.094	
8.820	0.702	0.698	-0.052	
10.080	1.000	-0.095	-0.019	
11.340	0.707	-0.303	-0.001	
12.600	0.344	-0.250	0.005	
13.860	0.100	-0.138	0.005	
15.120	-0.014	-0.050	0.003	
16.380	-0.043	-0.004	0.001	
17.640	-0.036	0.012	0.000	
18.900	-0.020	0.012	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

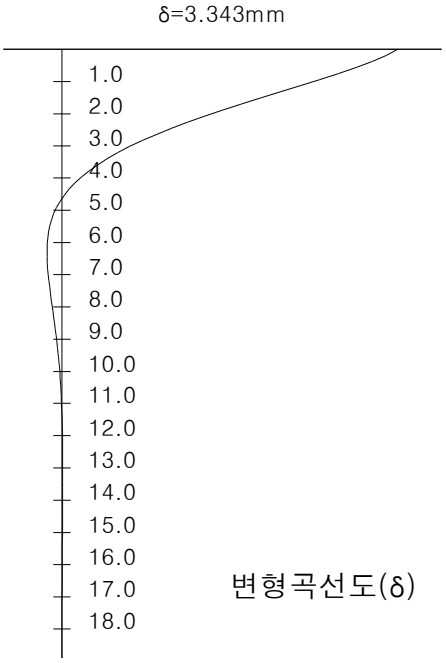
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -30.454 kN.m, 2.954 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.343 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.343 mm

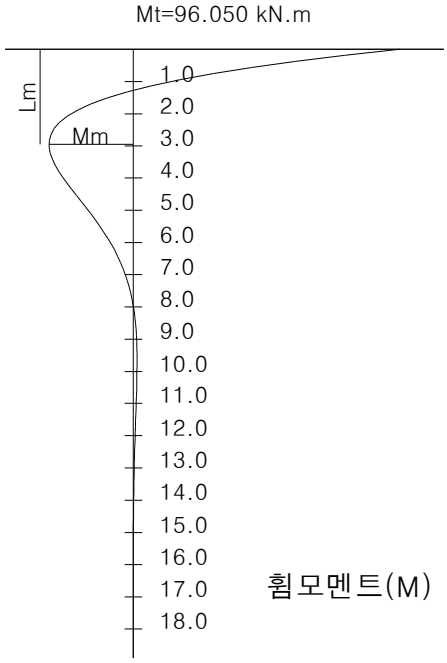
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	96.050	-111.193	3.344	
1.260	0.599	-44.710	2.241	
2.520	-29.024	-7.021	1.038	
3.780	-26.970	7.288	0.268	
5.040	-15.952	8.888	-0.072	
6.300	-6.416	5.958	-0.149	
7.560	-1.009	2.762	-0.116	
8.820	1.044	0.714	-0.061	
10.080	1.275	-0.192	-0.020	
11.340	0.855	-0.397	0.000	
12.600	0.396	-0.307	0.006	
13.860	0.103	-0.161	0.006	
15.120	-0.027	-0.054	0.003	
16.380	-0.057	0.000	0.001	
17.640	-0.044	0.016	0.000	
18.900	-0.023	0.015	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉮ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6+8+11)

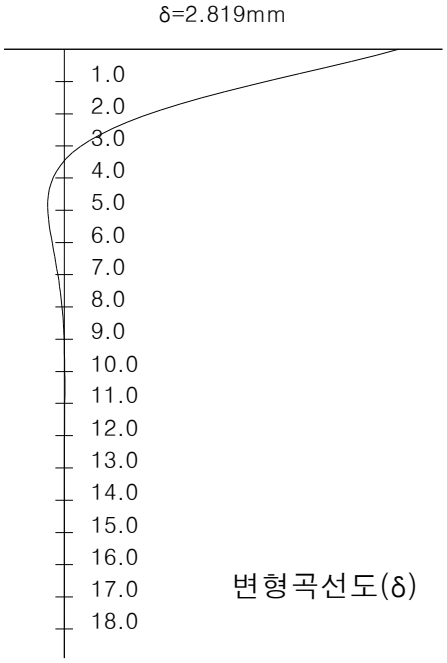
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -41.370 kN.m, 2.077 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.819 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.819 mm

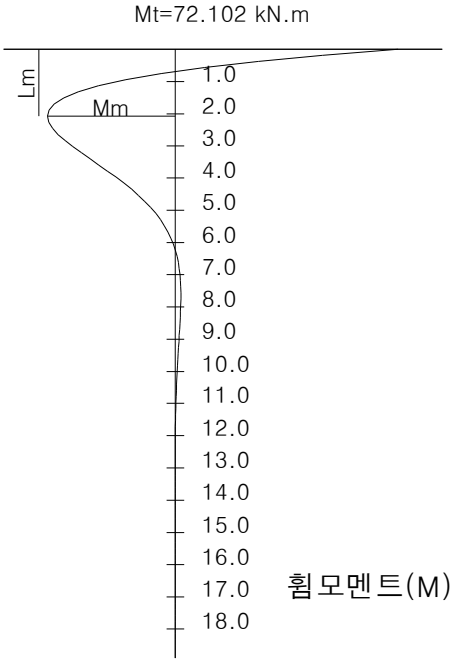
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	72.102	-140.014	2.819	
1.260	-29.479	-33.182	1.417	
2.520	-39.180	9.035	0.373	
3.780	-21.969	14.671	-0.064	
5.040	-6.877	8.708	-0.137	
6.300	0.179	2.932	-0.086	
7.560	1.785	0.082	-0.031	
8.820	1.280	-0.644	-0.002	
10.080	0.521	-0.497	0.006	
11.340	0.078	-0.214	0.005	
12.600	-0.067	-0.039	0.002	
13.860	-0.068	0.022	0.001	
15.120	-0.035	0.026	0.000	
16.380	-0.009	0.014	0.000	
17.640	0.001	0.004	0.000	
18.900	0.003	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)

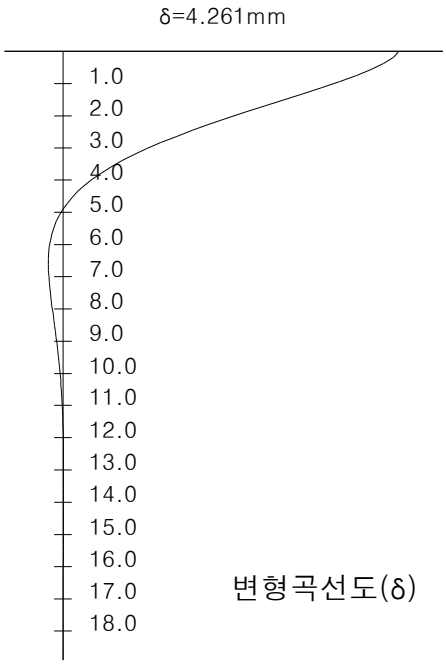
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

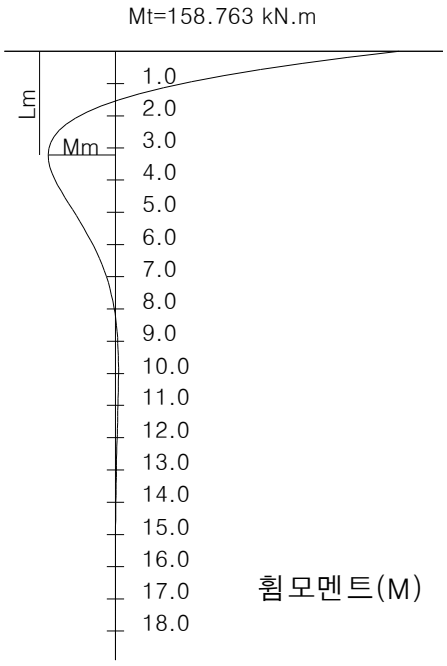
- 최대모멘트 및 깊이 : -37.733 kN.m, 3.222 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.261 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.261 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	158.763	-158.709	4.262	
1.260	17.532	-70.060	3.120	
2.520	-32.708	-15.784	1.567	
3.780	-35.584	7.007	0.485	
5.040	-22.767	11.327	-0.035	
6.300	-10.053	8.296	-0.181	
7.560	-2.267	4.168	-0.157	
8.820	1.004	1.292	-0.089	
10.080	1.624	-0.091	-0.034	
11.340	1.190	-0.482	-0.004	
12.600	0.598	-0.417	0.007	
13.860	0.185	-0.236	0.008	
15.120	-0.013	-0.090	0.005	
16.380	-0.069	-0.010	0.002	
17.640	-0.060	0.018	0.001	
18.900	-0.034	0.020	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㈏ COMBO 2 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

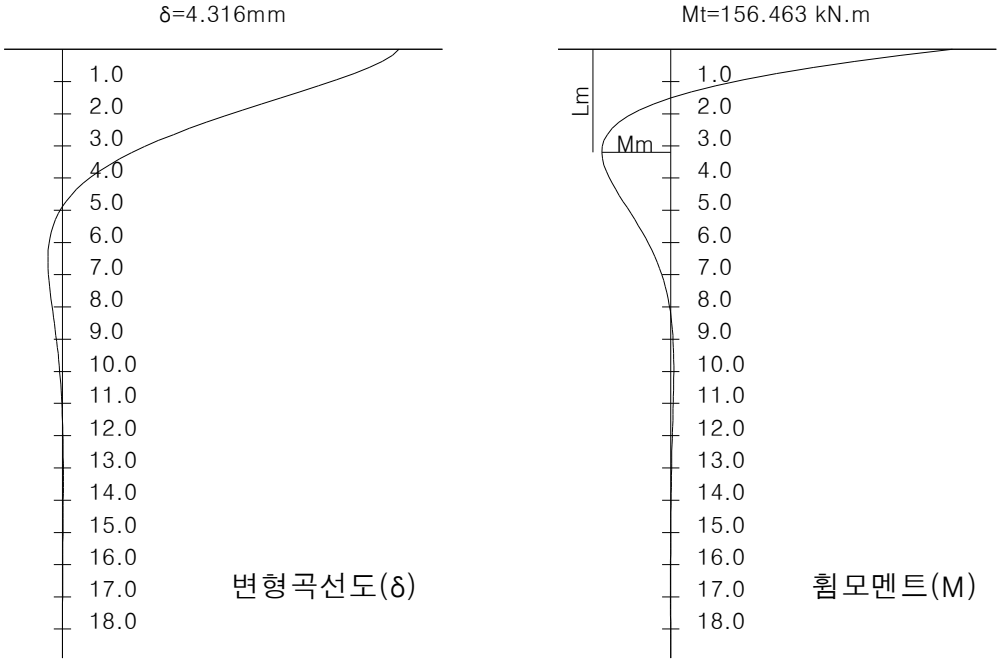
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -38.282 kN.m, 3.193 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.316 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.316 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	156.463	-158.709	4.316	
1.260	15.761	-69.397	3.128	
2.520	-33.634	-15.172	1.558	
3.780	-35.893	7.368	0.475	
5.040	-22.767	11.471	-0.042	
6.300	-9.958	8.318	-0.185	
7.560	-2.179	4.144	-0.158	
8.820	1.055	1.263	-0.089	
10.080	1.645	-0.111	-0.033	
11.340	1.193	-0.491	-0.003	
12.600	0.595	-0.419	0.007	
13.860	0.181	-0.235	0.008	
15.120	-0.016	-0.088	0.005	
16.380	-0.070	-0.009	0.002	
17.640	-0.060	0.019	0.001	
18.900	-0.034	0.020	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6)

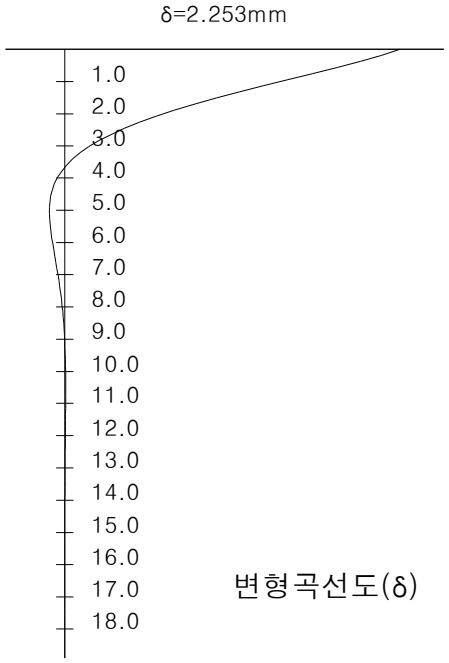
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.270 kN.m, 2.264 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.253 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.253 mm

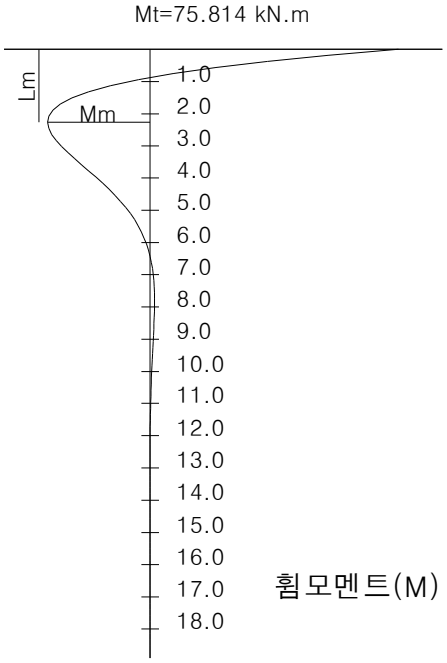
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	75.814	-122.179	2.253	
1.260	-16.808	-33.635	1.226	
2.520	-30.677	4.414	0.368	
3.780	-18.708	11.354	-0.022	
5.040	-6.502	7.358	-0.105	
6.300	-0.326	2.728	-0.072	
7.560	1.320	0.255	-0.029	
8.820	1.057	-0.466	-0.004	
10.080	0.467	-0.407	0.004	
11.340	0.092	-0.190	0.004	
12.600	-0.044	-0.043	0.002	
13.860	-0.055	0.014	0.001	
15.120	-0.030	0.021	0.000	
16.380	-0.009	0.012	0.000	
17.640	0.000	0.004	0.000	
18.900	0.003	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

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

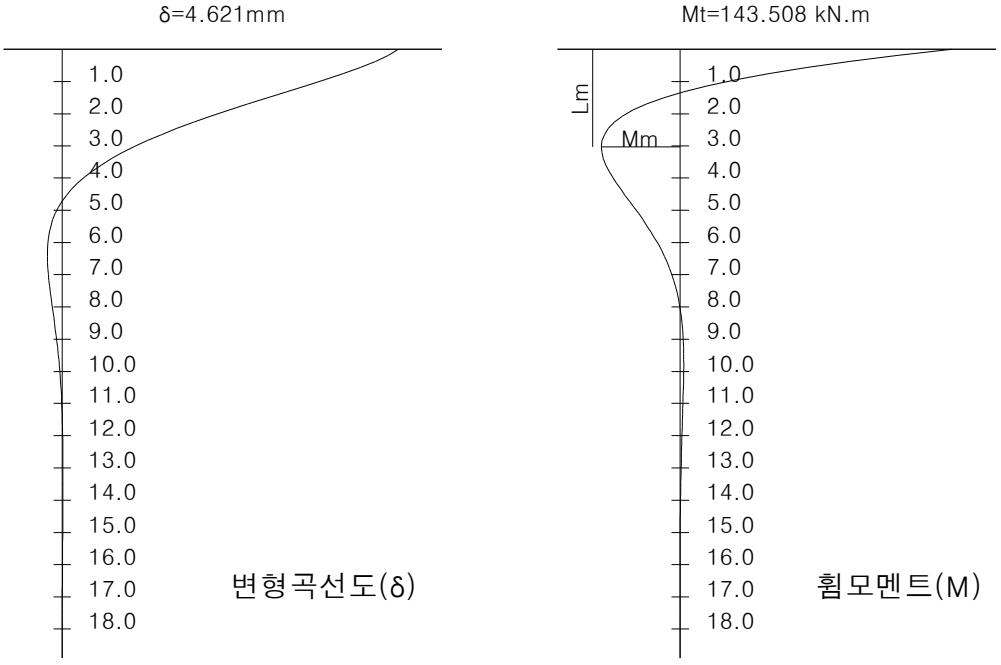
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -41.637 kN.m, 3.032 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.621 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.621 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	143.508	-158.709	4.621	
1.260	5.790	-65.664	3.175	
2.520	-38.847	-11.727	1.507	
3.780	-37.633	9.397	0.413	
5.040	-22.768	12.284	-0.083	
6.300	-9.423	8.442	-0.204	
7.560	-1.685	4.009	-0.162	
8.820	1.346	1.100	-0.087	
10.080	1.761	-0.220	-0.031	
11.340	1.211	-0.541	-0.001	
12.600	0.575	-0.432	0.008	
13.860	0.158	-0.232	0.008	
15.120	-0.031	-0.081	0.005	
16.380	-0.078	-0.003	0.002	
17.640	-0.062	0.022	0.000	
18.900	-0.033	0.021	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

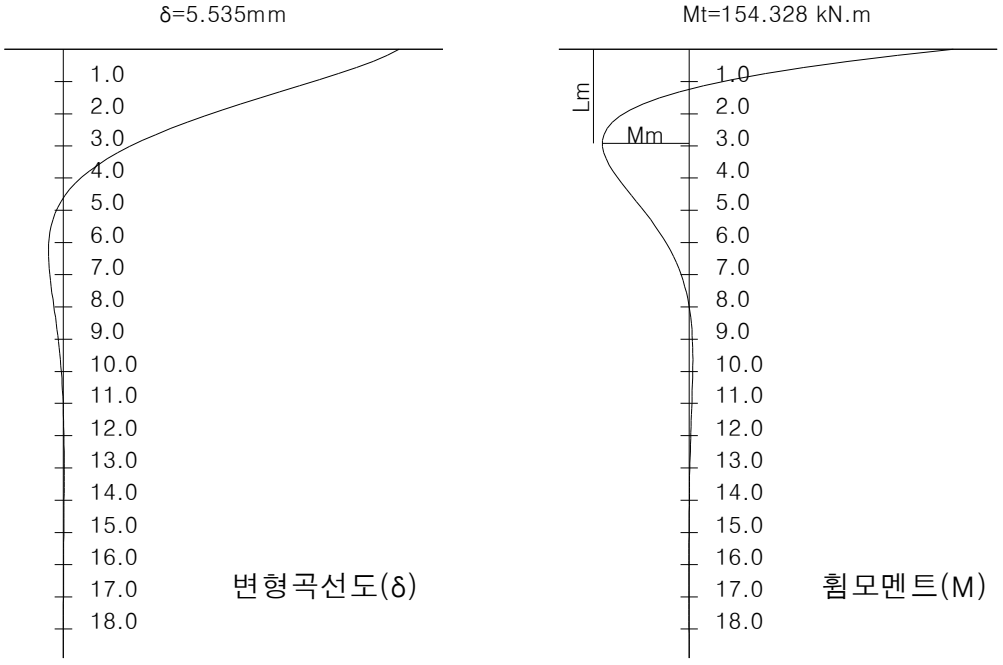
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -50.650 kN.m, 2.924 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.535 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.535 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	154.328	-181.894	5.535	
1.260	-1.172	-72.334	3.676	
2.520	-48.604	-10.743	1.688	
3.780	-44.493	12.360	0.426	
5.040	-26.095	14.714	-0.127	
6.300	-10.381	9.773	-0.248	
7.560	-1.545	4.488	-0.190	
8.820	1.771	1.133	-0.099	
10.080	2.110	-0.337	-0.033	
11.340	1.402	-0.660	0.000	
12.600	0.644	-0.505	0.010	
13.860	0.163	-0.263	0.009	
15.120	-0.048	-0.087	0.006	
16.380	-0.095	0.001	0.002	
17.640	-0.072	0.027	0.000	
18.900	-0.038	0.025	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)

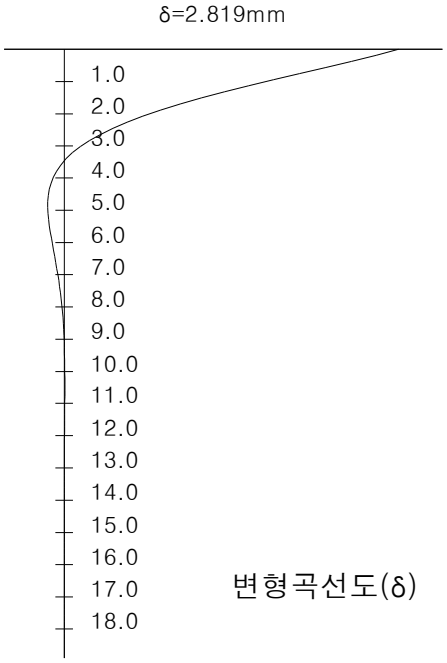
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -41.370 kN.m, 2.077 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.819 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.819 mm

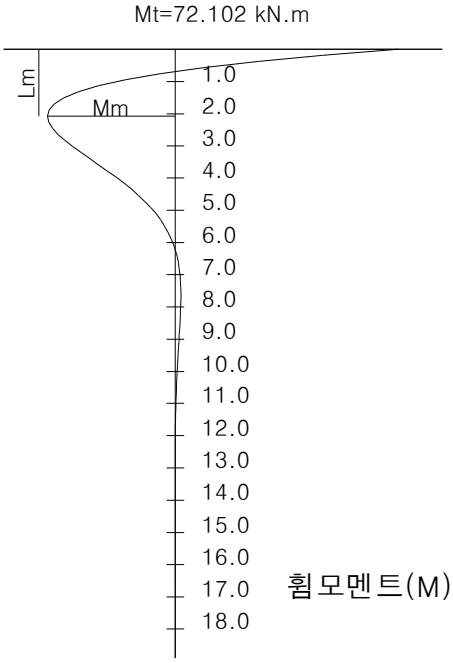
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	72.102	-140.014	2.819	
1.260	-29.479	-33.182	1.417	
2.520	-39.180	9.035	0.373	
3.780	-21.969	14.671	-0.064	
5.040	-6.877	8.708	-0.137	
6.300	0.179	2.932	-0.086	
7.560	1.785	0.082	-0.031	
8.820	1.280	-0.644	-0.002	
10.080	0.521	-0.497	0.006	
11.340	0.078	-0.214	0.005	
12.600	-0.067	-0.039	0.002	
13.860	-0.068	0.022	0.001	
15.120	-0.035	0.026	0.000	
16.380	-0.009	0.014	0.000	
17.640	0.001	0.004	0.000	
18.900	0.003	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19829.146	35191.054	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	416412.1	739012.1
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	2571710.5	2571710.5
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	7137925.3	7137925.3
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0047081	0.0030056	-0.0002404	중+활하중+토압(1
	COMBO 2	0.0047081	0.0030056	-0.0002404	하중+토압+온도하
	COMBO 3	0.0034719	0.0029027	0.0003619	중+토압+지진하중
	COMBO 4	0.0047081	0.0046665	-0.0000084	활하중+토압(1+3
	COMBO 5	0.0056076	0.0046665	0.0002219	+토압+온도하중(
	COMBO 6	0.0039787	0.0038736	0.0007271	토압+지진하중(2+
계수하중	COMBO 1	0.0080038	0.0041533	-0.0002245	+활하중+토압(1+
	COMBO 2	0.0080038	0.0040658	-0.0001670	하중+토압+온도하
	COMBO 3	0.0034719	0.0029027	0.0003619	중+토압+지진하중
	COMBO 4	0.0080038	0.0068989	0.0001566	활하중+토압(1+3+5
	COMBO 5	0.0091731	0.0062250	0.0004329	토압+온도하중(1+
	COMBO 6	0.0039787	0.0038736	0.0007271	토압+지진하중(2+

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.608 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

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

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

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

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0047081	0.0025809	-0.0002404	316.063	93.358	0.000
	2	0.0047081	0.0028934	-0.0002404	354.335	93.358	0.000
	3	0.0047081	0.0035425	-0.0002404	433.823	93.358	0.000
COMBO 2	1	0.0047081	0.0025809	-0.0002404	316.063	93.358	0.000
	2	0.0047081	0.0028934	-0.0002404	354.335	93.358	0.000
	3	0.0047081	0.0035425	-0.0002404	433.823	93.358	0.000
COMBO 3	1	0.0034719	0.0035420	0.0003619	433.760	122.179	0.000
	2	0.0034719	0.0030716	0.0003619	376.153	122.179	0.000
	3	0.0034719	0.0020946	0.0003619	256.507	122.179	0.000
COMBO 4	1	0.0047081	0.0046516	-0.0000084	569.648	93.358	0.000
	2	0.0047081	0.0046625	-0.0000084	570.987	93.358	0.000
	3	0.0047081	0.0046852	-0.0000084	573.766	93.358	0.000
COMBO 5	1	0.0056076	0.0050585	0.0002219	619.481	111.193	0.000
	2	0.0056076	0.0047700	0.0002219	584.150	111.193	0.000
	3	0.0056076	0.0041708	0.0002219	510.770	111.193	0.000
COMBO 6	1	0.0039787	0.0051582	0.0007271	631.684	140.014	0.000
	2	0.0039787	0.0042129	0.0007271	515.926	140.014	0.000
	3	0.0039787	0.0022497	0.0007271	275.506	140.014	0.000

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0080038	0.0037568	-0.0002245	460.061	158.709	0.000
	2	0.0080038	0.0040485	-0.0002245	495.795	158.709	0.000
	3	0.0080038	0.0046546	-0.0002245	570.011	158.709	0.000
COMBO 2	1	0.0080038	0.0037708	-0.0001670	461.783	158.709	0.000
	2	0.0080038	0.0039879	-0.0001670	488.369	158.709	0.000
	3	0.0080038	0.0044388	-0.0001670	543.586	158.709	0.000
COMBO 3	1	0.0034719	0.0035420	0.0003619	433.760	122.179	0.000
	2	0.0034719	0.0030716	0.0003619	376.153	122.179	0.000
	3	0.0034719	0.0020946	0.0003619	256.507	122.179	0.000
COMBO 4	1	0.0080038	0.0071755	0.0001566	878.733	158.709	0.000
	2	0.0080038	0.0069720	0.0001566	853.804	158.709	0.000
	3	0.0080038	0.0065492	0.0001566	802.027	158.709	0.000
COMBO 5	1	0.0091731	0.0069897	0.0004329	855.972	181.894	0.000
	2	0.0091731	0.0064270	0.0004329	787.061	181.894	0.000
	3	0.0091731	0.0052582	0.0004329	643.938	181.894	0.000
COMBO 6	1	0.0039787	0.0051582	0.0007271	631.684	140.014	0.000
	2	0.0039787	0.0042129	0.0007271	515.926	140.014	0.000
	3	0.0039787	0.0022497	0.0007271	275.506	140.014	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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.767	0	316.063	93.358	0.000	7
	2	0.467	0	354.335	93.358	0.000	7
	3	-2.233	0	433.823	93.358	0.000	7
	계			7729.546	1960.522	0.000	21
COMBO 2	1	1.767	0	316.063	93.358	0.000	7
	2	0.467	0	354.335	93.358	0.000	7
	3	-2.233	0	433.823	93.358	0.000	7
	계			7729.546	1960.522	0.000	21
COMBO 3	1	1.767	0	433.760	122.179	0.000	7
	2	0.467	0	376.153	122.179	0.000	7
	3	-2.233	0	256.507	122.179	0.000	7
	계			7464.946	2565.751	0.000	21
COMBO 4	1	1.767	0	569.648	93.358	0.000	7
	2	0.467	0	570.987	93.358	0.000	7
	3	-2.233	0	573.766	93.358	0.000	7
	계			12000.807	1960.522	0.000	21
COMBO 5	1	1.767	0	619.481	111.193	0.000	7
	2	0.467	0	584.150	111.193	0.000	7
	3	-2.233	0	510.770	111.193	0.000	7
	계			12000.807	2335.057	0.000	21
COMBO 6	1	1.767	0	631.684	140.014	0.000	7
	2	0.467	0	515.926	140.014	0.000	7
	3	-2.233	0	275.506	140.014	0.000	7
	계			9961.812	2940.286	0.000	21

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.767	0	460.061	158.709	0.000	7
	2	0.467	0	495.795	158.709	0.000	7
	3	-2.233	0	570.011	158.709	0.000	7
	계			10681.070	3332.888	0.000	21
COMBO 2	1	1.767	0	461.783	158.709	0.000	7
	2	0.467	0	488.369	158.709	0.000	7
	3	-2.233	0	543.586	158.709	0.000	7
	계			10456.160	3332.888	0.000	21
COMBO 3	1	1.767	0	433.760	122.179	0.000	7
	2	0.467	0	376.153	122.179	0.000	7
	3	-2.233	0	256.507	122.179	0.000	7
	계			7464.946	2565.751	0.000	21
COMBO 4	1	1.767	0	878.733	158.709	0.000	7
	2	0.467	0	853.804	158.709	0.000	7
	3	-2.233	0	802.027	158.709	0.000	7
	계			17741.946	3332.888	0.000	21
COMBO 5	1	1.767	0	855.972	181.894	0.000	7
	2	0.467	0	787.061	181.894	0.000	7
	3	-2.233	0	643.938	181.894	0.000	7
	계			16008.800	3819.783	0.000	21
COMBO 6	1	1.767	0	631.684	140.014	0.000	7
	2	0.467	0	515.926	140.014	0.000	7
	3	-2.233	0	275.506	140.014	0.000	7
	계			9961.812	2940.286	0.000	21

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)

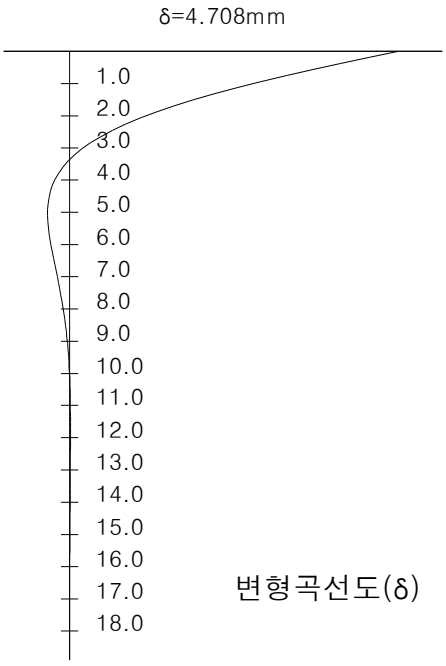
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

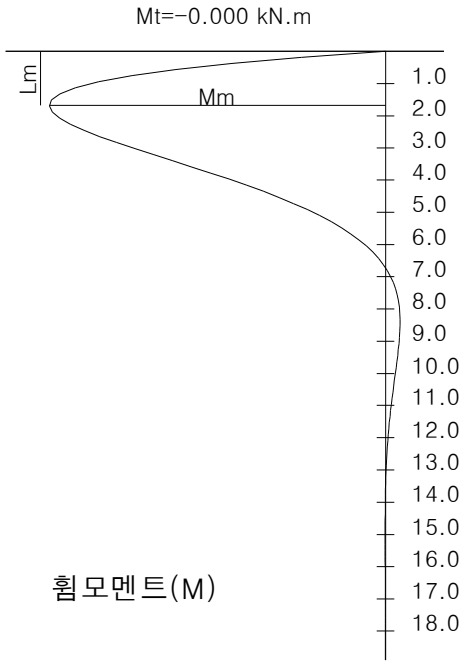
- 최대모멘트 및 깊이 : -64.394 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.708 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.708 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-93.358	4.708	
1.260	-61.567	-14.301	2.173	
2.520	-56.817	15.550	0.555	
3.780	-33.476	18.754	-0.157	
5.040	-13.398	12.519	-0.316	
6.300	-2.056	5.778	-0.243	
7.560	2.228	1.478	-0.127	
8.820	2.689	-0.416	-0.042	
10.080	1.796	-0.839	0.000	
11.340	0.829	-0.646	0.013	
12.600	0.212	-0.338	0.012	
13.860	-0.060	-0.113	0.007	
15.120	-0.120	0.000	0.003	
16.380	-0.093	0.035	0.000	
17.640	-0.048	0.032	-0.001	
18.900	-0.016	0.019	-0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㈏ COMBO 2 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

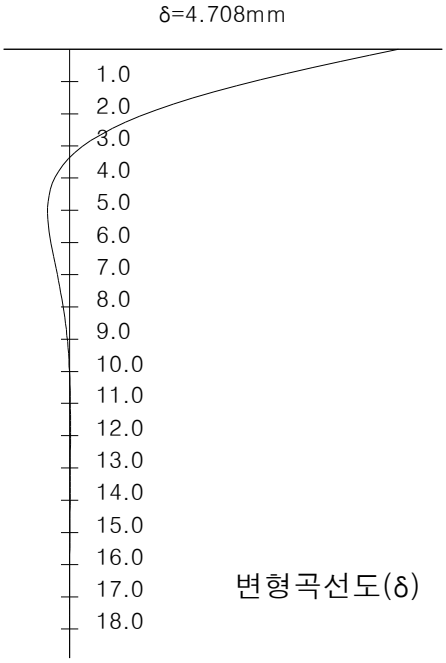
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

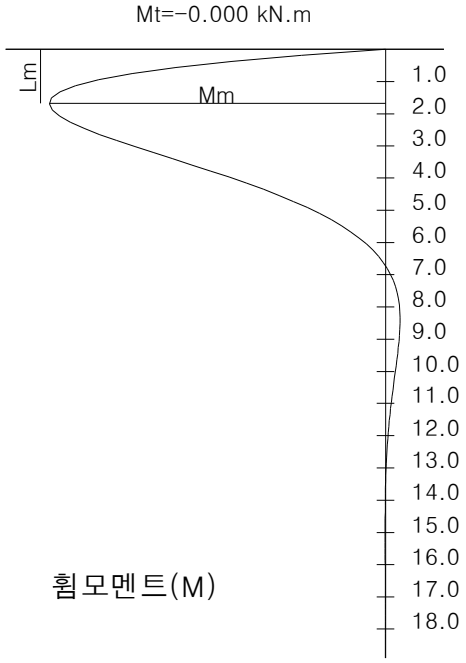
- 최대모멘트 및 깊이 : -64.394 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.708 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.708 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-93.358	4.708	
1.260	-61.567	-14.301	2.173	
2.520	-56.817	15.550	0.555	
3.780	-33.476	18.754	-0.157	
5.040	-13.398	12.519	-0.316	
6.300	-2.056	5.778	-0.243	
7.560	2.228	1.478	-0.127	
8.820	2.689	-0.416	-0.042	
10.080	1.796	-0.839	0.000	
11.340	0.829	-0.646	0.013	
12.600	0.212	-0.338	0.012	
13.860	-0.060	-0.113	0.007	
15.120	-0.120	0.000	0.003	
16.380	-0.093	0.035	0.000	
17.640	-0.048	0.032	-0.001	
18.900	-0.016	0.019	-0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6)

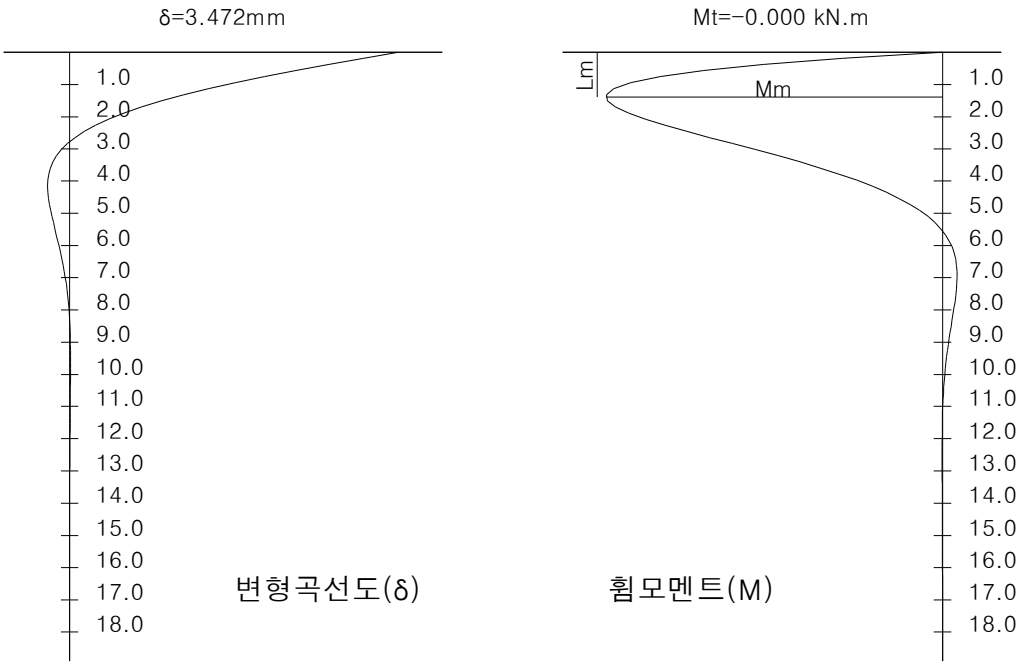
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -69.605 kN.m, 1.388 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.472 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.472 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-122.179	3.472	
1.260	-69.223	-6.123	1.287	
2.520	-51.327	24.813	0.120	
3.780	-21.427	19.870	-0.220	
5.040	-3.557	8.771	-0.192	
6.300	2.511	1.730	-0.090	
7.560	2.716	-0.824	-0.020	
8.820	1.411	-1.027	0.007	
10.080	0.394	-0.563	0.010	
11.340	-0.047	-0.171	0.006	
12.600	-0.130	0.009	0.002	
13.860	-0.085	0.047	0.000	
15.120	-0.032	0.033	0.000	
16.380	-0.003	0.013	0.000	
17.640	0.005	0.002	0.000	
18.900	0.005	-0.002	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)

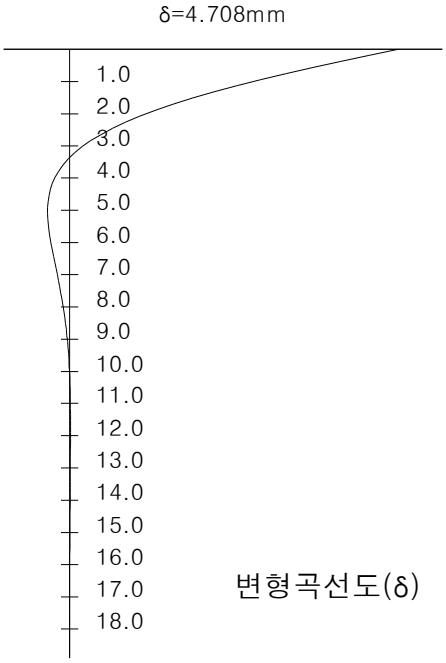
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -64.394 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.708 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.708 mm

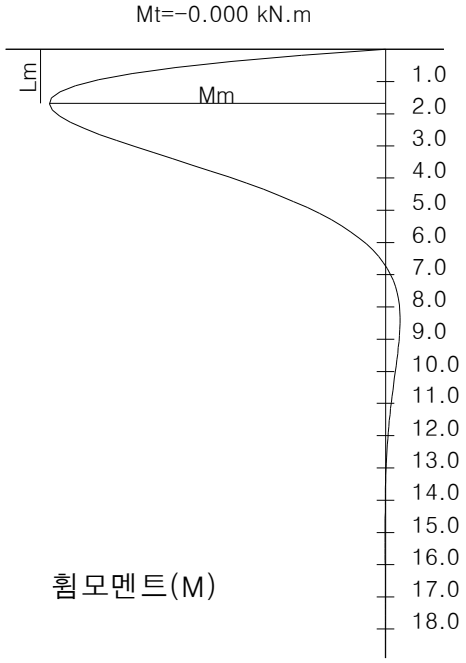
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-93.358	4.708	
1.260	-61.567	-14.301	2.173	
2.520	-56.817	15.550	0.555	
3.780	-33.476	18.754	-0.157	
5.040	-13.398	12.519	-0.316	
6.300	-2.056	5.778	-0.243	
7.560	2.228	1.478	-0.127	
8.820	2.689	-0.416	-0.042	
10.080	1.796	-0.839	0.000	
11.340	0.829	-0.646	0.013	
12.600	0.212	-0.338	0.012	
13.860	-0.060	-0.113	0.007	
15.120	-0.120	0.000	0.003	
16.380	-0.093	0.035	0.000	
17.640	-0.048	0.032	-0.001	
18.900	-0.016	0.019	-0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

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

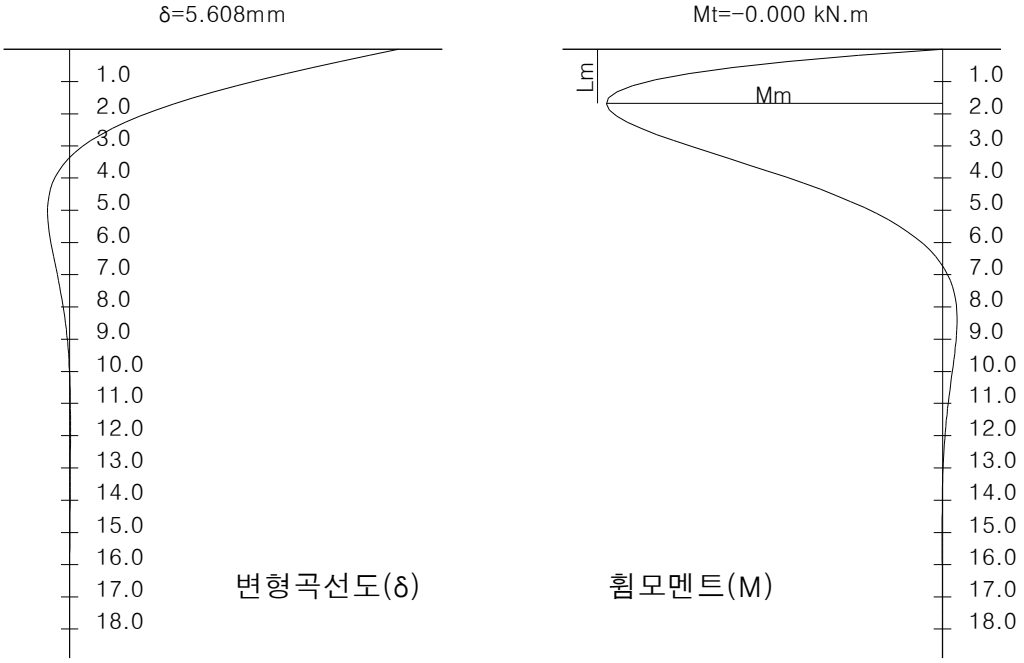
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -76.695 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.608 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.608 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-111.193	5.608	
1.260	-73.328	-17.033	2.588	
2.520	-67.672	18.521	0.661	
3.780	-39.871	22.337	-0.187	
5.040	-15.957	14.911	-0.376	
6.300	-2.449	6.882	-0.289	
7.560	2.654	1.760	-0.151	
8.820	3.203	-0.495	-0.051	
10.080	2.139	-0.999	0.000	
11.340	0.988	-0.769	0.016	
12.600	0.253	-0.402	0.014	
13.860	-0.071	-0.134	0.009	
15.120	-0.143	0.000	0.003	
16.380	-0.110	0.041	0.001	
17.640	-0.058	0.038	-0.001	
18.900	-0.019	0.022	-0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6+8+11)

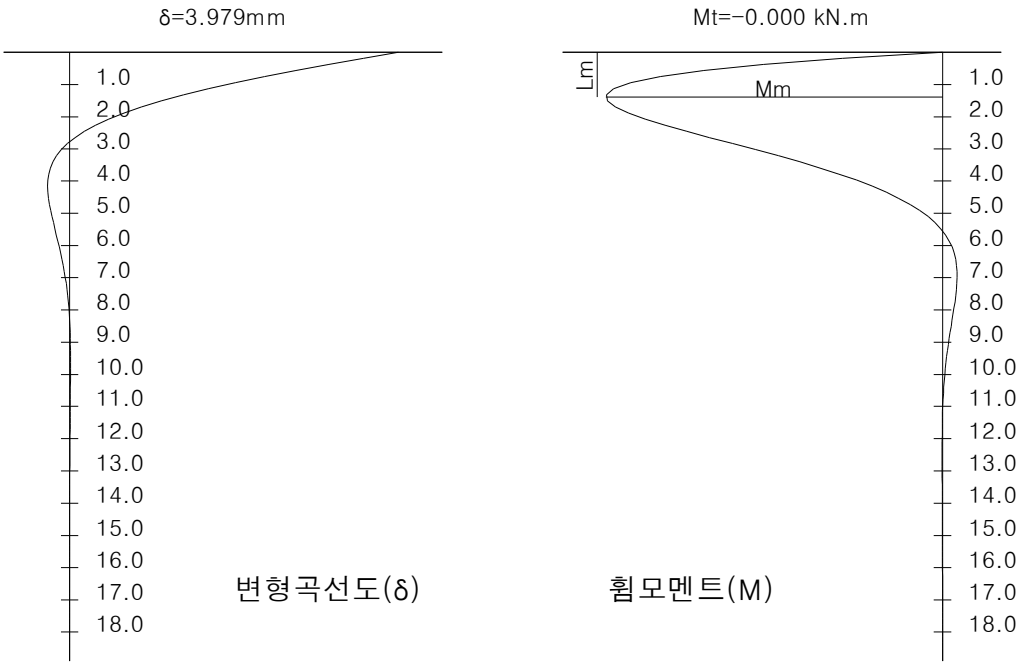
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -79.766 kN.m, 1.388 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.979 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.979 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-140.014	3.979	
1.260	-79.328	-7.017	1.475	
2.520	-58.820	28.435	0.138	
3.780	-24.555	22.770	-0.252	
5.040	-4.076	10.052	-0.220	
6.300	2.877	1.983	-0.103	
7.560	3.113	-0.945	-0.023	
8.820	1.617	-1.177	0.007	
10.080	0.451	-0.646	0.011	
11.340	-0.054	-0.196	0.006	
12.600	-0.148	0.010	0.002	
13.860	-0.097	0.054	0.000	
15.120	-0.036	0.038	-0.001	
16.380	-0.004	0.015	0.000	
17.640	0.006	0.002	0.000	
18.900	0.005	-0.002	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)

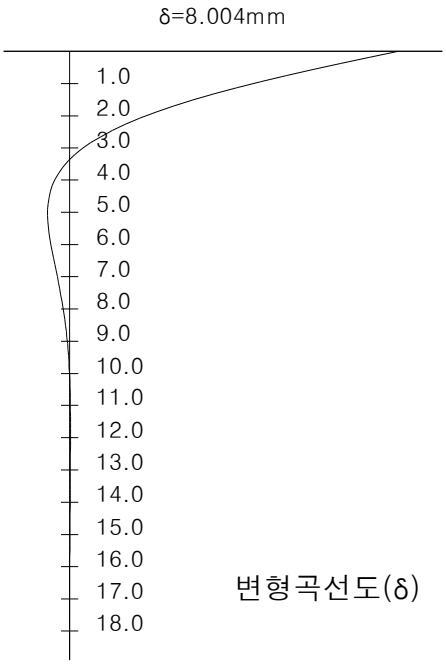
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

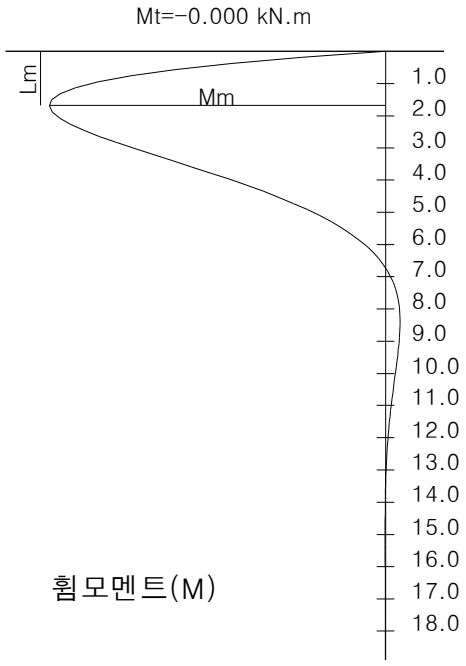
- 최대모멘트 및 깊이 : -109.469 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.004 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.004 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-158.709	8.004	
1.260	-104.664	-24.312	3.693	
2.520	-96.590	26.435	0.944	
3.780	-56.909	31.882	-0.266	
5.040	-22.776	21.283	-0.536	
6.300	-3.495	9.823	-0.413	
7.560	3.788	2.512	-0.216	
8.820	4.572	-0.707	-0.072	
10.080	3.053	-1.426	0.000	
11.340	1.410	-1.098	0.022	
12.600	0.361	-0.574	0.021	
13.860	-0.101	-0.192	0.012	
15.120	-0.204	0.000	0.005	
16.380	-0.158	0.059	0.001	
17.640	-0.082	0.054	-0.001	
18.900	-0.028	0.032	-0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㈏ COMBO 2 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

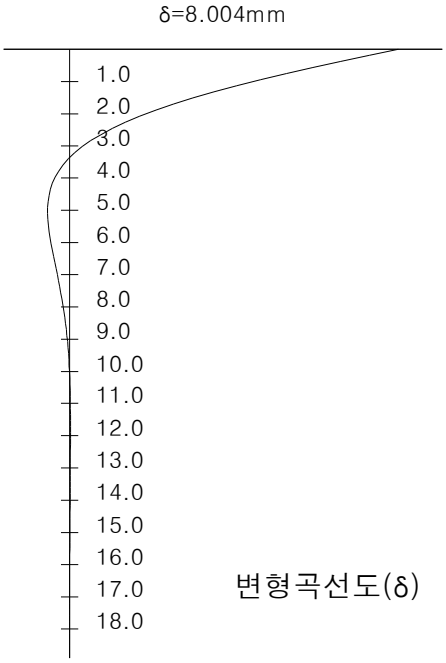
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

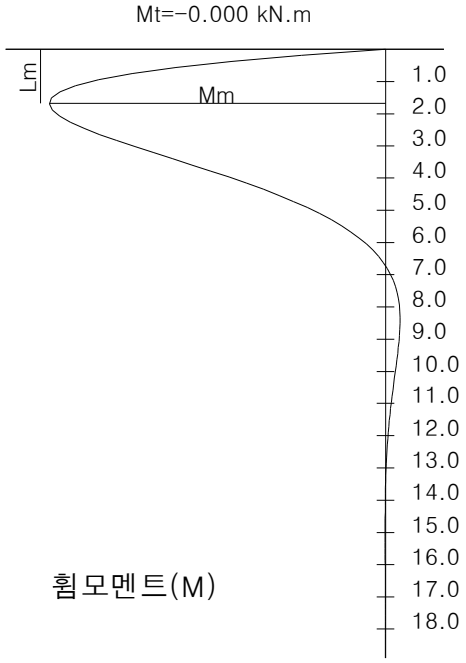
- 최대모멘트 및 깊이 : -109.469 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.004 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.004 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-158.709	8.004	
1.260	-104.664	-24.312	3.693	
2.520	-96.590	26.435	0.944	
3.780	-56.909	31.882	-0.266	
5.040	-22.776	21.283	-0.536	
6.300	-3.495	9.823	-0.413	
7.560	3.788	2.512	-0.216	
8.820	4.572	-0.707	-0.072	
10.080	3.053	-1.426	0.000	
11.340	1.410	-1.098	0.022	
12.600	0.361	-0.574	0.021	
13.860	-0.101	-0.192	0.012	
15.120	-0.204	0.000	0.005	
16.380	-0.158	0.059	0.001	
17.640	-0.082	0.054	-0.001	
18.900	-0.028	0.032	-0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6)

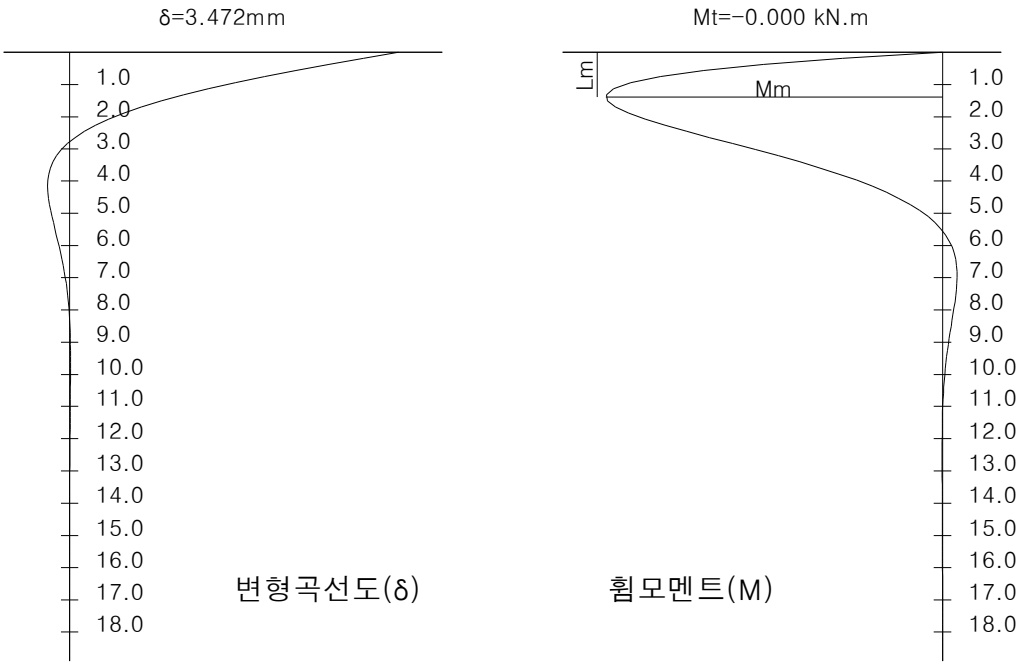
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -69.605 kN.m, 1.388 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.472 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.472 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-122.179	3.472	
1.260	-69.223	-6.123	1.287	
2.520	-51.327	24.813	0.120	
3.780	-21.427	19.870	-0.220	
5.040	-3.557	8.771	-0.192	
6.300	2.511	1.730	-0.090	
7.560	2.716	-0.824	-0.020	
8.820	1.411	-1.027	0.007	
10.080	0.394	-0.563	0.010	
11.340	-0.047	-0.171	0.006	
12.600	-0.130	0.009	0.002	
13.860	-0.085	0.047	0.000	
15.120	-0.032	0.033	0.000	
16.380	-0.003	0.013	0.000	
17.640	0.005	0.002	0.000	
18.900	0.005	-0.002	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

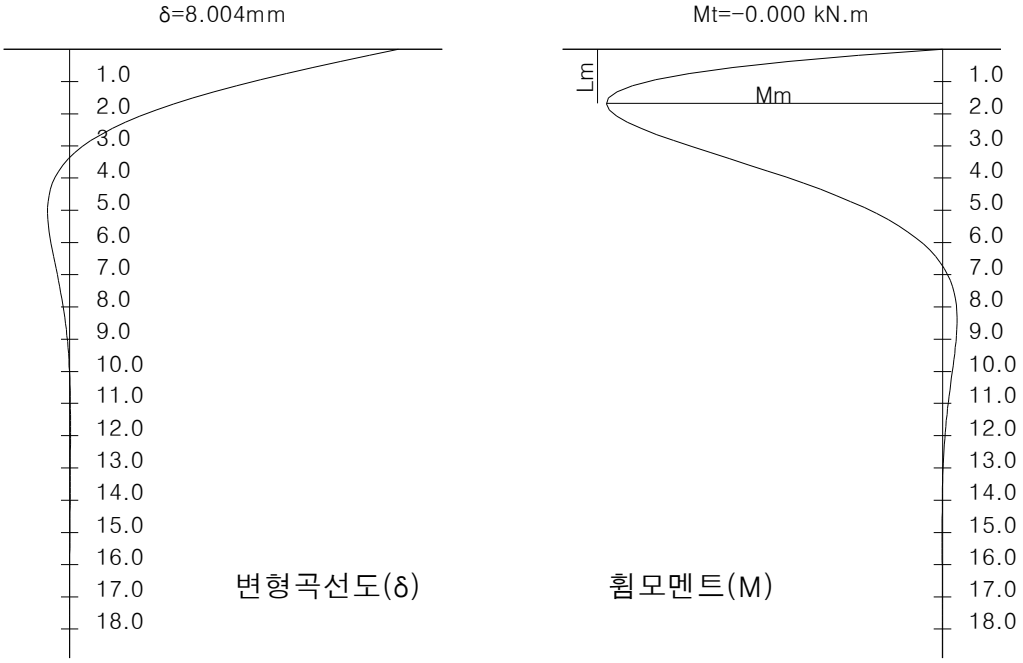
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -109.469 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.004 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.004 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-158.709	8.004	
1.260	-104.664	-24.312	3.693	
2.520	-96.590	26.435	0.944	
3.780	-56.909	31.882	-0.266	
5.040	-22.776	21.283	-0.536	
6.300	-3.495	9.823	-0.413	
7.560	3.788	2.512	-0.216	
8.820	4.572	-0.707	-0.072	
10.080	3.053	-1.426	0.000	
11.340	1.410	-1.098	0.022	
12.600	0.361	-0.574	0.021	
13.860	-0.101	-0.192	0.012	
15.120	-0.204	0.000	0.005	
16.380	-0.158	0.059	0.001	
17.640	-0.082	0.054	-0.001	
18.900	-0.028	0.032	-0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

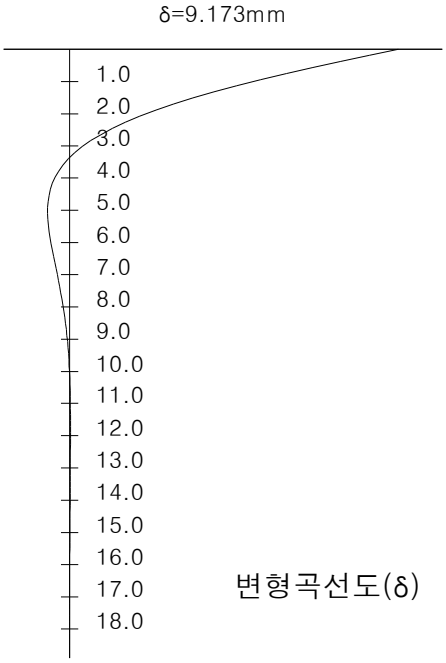
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -125.461 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.173 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.173 mm

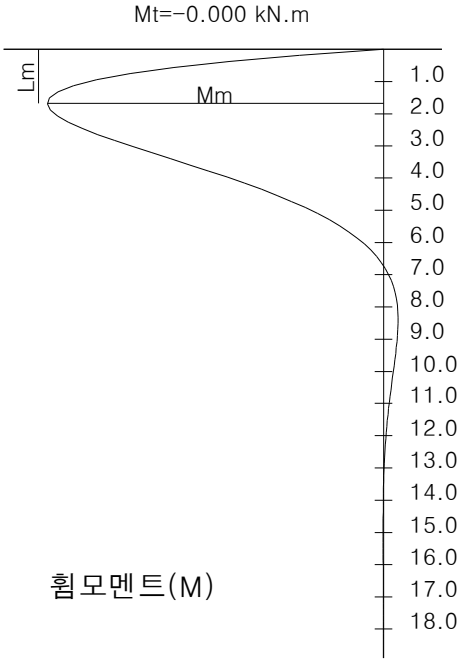
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-181.894	9.173	
1.260	-119.954	-27.863	4.233	
2.520	-110.700	30.297	1.082	
3.780	-65.223	36.540	-0.305	
5.040	-26.104	24.392	-0.615	
6.300	-4.006	11.258	-0.473	
7.560	4.341	2.879	-0.248	
8.820	5.240	-0.810	-0.083	
10.080	3.499	-1.634	0.000	
11.340	1.615	-1.259	0.025	
12.600	0.413	-0.658	0.024	
13.860	-0.116	-0.220	0.014	
15.120	-0.234	0.000	0.006	
16.380	-0.181	0.067	0.001	
17.640	-0.094	0.062	-0.001	
18.900	-0.032	0.037	-0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉮ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)

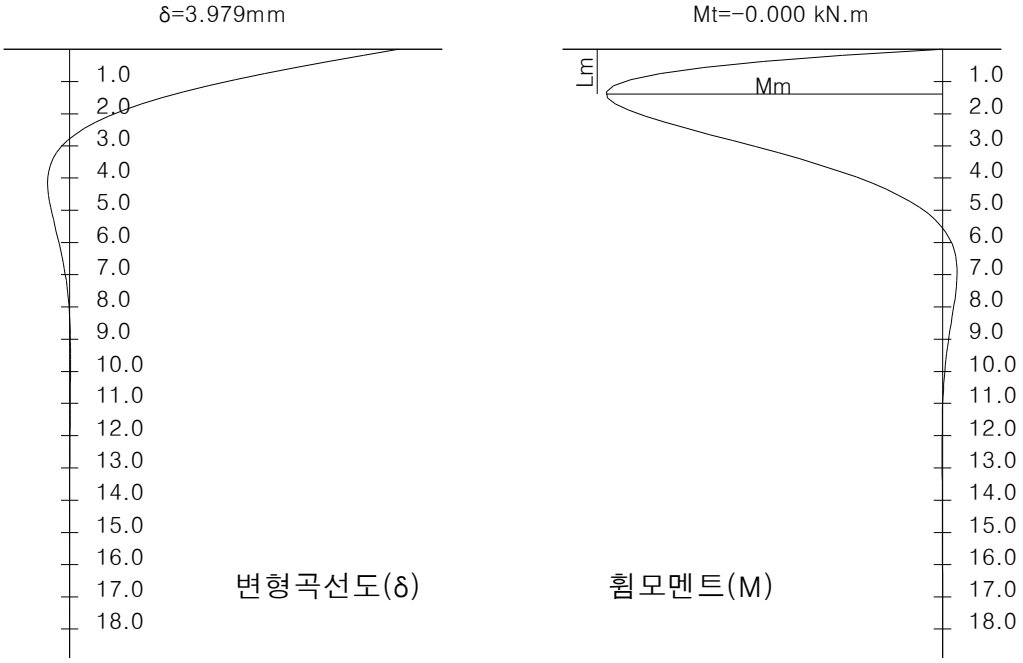
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -79.766 kN.m, 1.388 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.979 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.979 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-140.014	3.979	
1.260	-79.328	-7.017	1.475	
2.520	-58.820	28.435	0.138	
3.780	-24.555	22.770	-0.252	
5.040	-4.076	10.052	-0.220	
6.300	2.877	1.983	-0.103	
7.560	3.113	-0.945	-0.023	
8.820	1.617	-1.177	0.007	
10.080	0.451	-0.646	0.011	
11.340	-0.054	-0.196	0.006	
12.600	-0.148	0.010	0.002	
13.860	-0.097	0.054	0.000	
15.120	-0.036	0.038	-0.001	
16.380	-0.004	0.015	0.000	
17.640	0.006	0.002	0.000	
18.900	0.005	-0.002	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 881.600 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1322.400 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.504 = 1.583 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/㎡)	주면마찰력(U*f*L)
1.583	9.000	사질토	6.500	9.000	92.627
1.583	10.000	사질토	1.000	10.000	15.834
1.583	15.000	사질토	2.100	15.000	49.876
1.583	50.000	사질토	2.400	50.000	190.004
1.583	50.000	사질토	0.832	50.000	65.844
1.583	50.000	사질토	-	-	-
계	-	-	-	-	414.194

사질토 : f = 1.0 x N (≤ 50.0)

점성토 : f = 5.0 x N (≤ 150.0)

N ≤ 2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 5.6076 ㎜ O.K

지진시 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 3.9787 ㎜ O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

Pa1 = 1 / 3 x 414.194 + 0.000 = 138.065 kN (평상시)

Pa2 = 1 / 2 x 414.194 + 0.000 = 207.097 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	378.268	355.186	138.065	O.K
	HINGE	433.823	316.063	138.065	O.K
COMBO 2	FIX	378.268	355.186	138.065	O.K
	HINGE	433.823	316.063	138.065	O.K
COMBO 3	FIX	482.016	195.504	207.097	O.K
	HINGE	433.760	256.507	207.097	O.K
COMBO 4	FIX	625.942	502.603	138.065	O.K
	HINGE	573.766	569.648	138.065	O.K
COMBO 5	FIX	680.618	433.484	138.065	O.K
	HINGE	619.481	510.770	138.065	O.K
COMBO 6	FIX	677.578	217.489	207.097	O.K
	HINGE	631.684	275.506	207.097	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 : 19.00 m

이음개소수 : 1 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 5.00%

장경비 (L/D) = 18.90/0.508 = 37.205 < 100 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 5.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

fsa = 133.000 MPa (평상시)

= 199.500 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	378.268	97.729	76.787	133.000	O.K
	HINGE	433.823	64.394	62.488	133.000	O.K
COMBO 2	FIX	378.268	97.729	76.787	133.000	O.K
	HINGE	433.823	64.394	62.488	133.000	O.K
COMBO 3	FIX	482.016	75.814	71.718	199.500	O.K
	HINGE	433.760	69.605	65.279	199.500	O.K
COMBO 4	FIX	625.942	88.441	87.764	133.000	O.K
	HINGE	573.766	64.394	71.506	133.000	O.K
COMBO 5	FIX	680.618	96.050	95.368	133.000	O.K
	HINGE	619.481	76.695	81.049	133.000	O.K
COMBO 6	FIX	677.578	72.102	82.329	199.500	O.K
	HINGE	631.684	79.766	83.482	199.500	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 76.00 MPa (평상시)

= 114.00 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

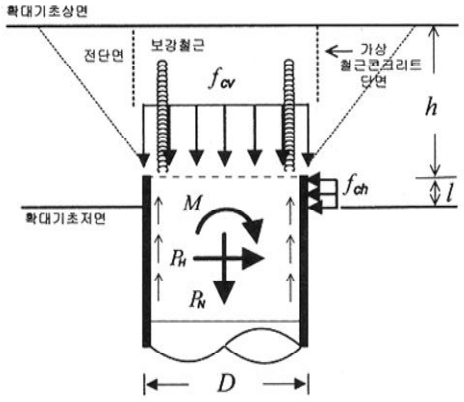
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 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	93.358	12.028	76.000	O.K
	HINGE	93.358	12.028	76.000	O.K
COMBO 2	FIX	93.358	12.028	76.000	O.K
	HINGE	93.358	12.028	76.000	O.K
COMBO 3	FIX	122.179	15.741	114.000	O.K
	HINGE	122.179	15.741	114.000	O.K
COMBO 4	FIX	93.358	12.028	76.000	O.K
	HINGE	93.358	12.028	76.000	O.K
COMBO 5	FIX	111.193	14.326	76.000	O.K
	HINGE	111.193	14.326	76.000	O.K
COMBO 6	FIX	140.014	18.039	114.000	O.K
	HINGE	140.014	18.039	114.000	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 = 680618.1 / (π/4 x 508 ²)
= 3.358 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 677577.7 / (π/4 x 508 ²)
= 3.343 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 680618.1 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.122 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 677577.7 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.122 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 = 111193.200 / (508 x 100)
= 2.189 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 140013.600 / (508 x 100)
= 2.756 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

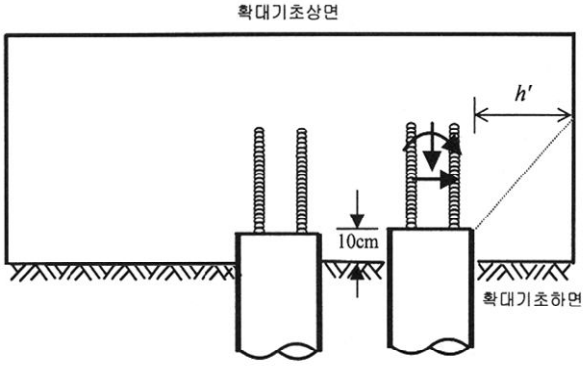
τh = 111193.200 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.187 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 140013.600 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.236 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa\ 1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

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 = 970077.222 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 = 970077.222 N ∴ O.K

종점 교대

목 차

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

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

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

4. 안 정 검 토
- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정

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

6. 철근량 검토

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

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

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

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

11. 말 뚝 계 산
- 1) 설계조건
- 2) 말뚝도심에서의 작용하중
- 3) 말뚝의 특성치 계산
- 4) 말뚝의 변위 및 부재력
- 5) 말뚝의 안정성 검토
- 6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	700.000	488.634	O.K
	허용인발력(kN/EA)	20.283	-	O.K
	휨응력(MPa)	140.000	71.892	O.K
	전단응력(MPa)	80.000	9.997	O.K
	수평변위(mm)	15.000	3.913	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1035.000	464.039	O.K
	허용인발력(kN/EA)	30.424	-	O.K
	휨응력(MPa)	210.000	64.806	O.K
	전단응력(MPa)	120.000	12.452	O.K
	수평변위(mm)	15.000	2.746	O.K

■ 단면 휨 설계

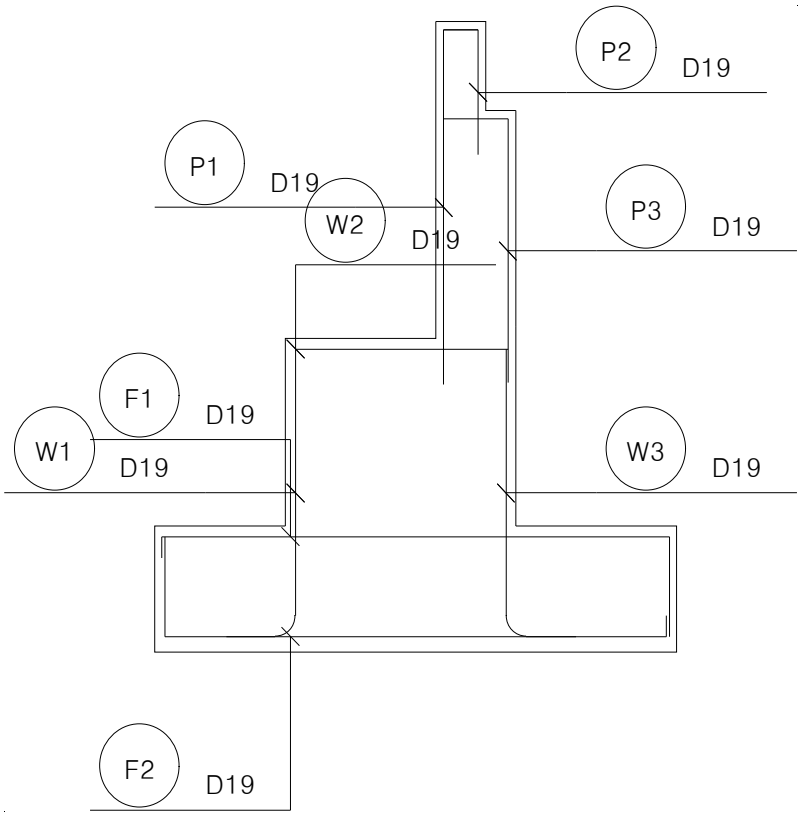
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	956.621	2292	254.419	603.833	2.373	O.K
후면저판		1200	100	348.809	2292	97.613	633.056	6.485	O.K
벽체 (H=4.920)		2300	100	537.292	2292	300.879	1275.962	4.241	O.K
흉벽		800	80	982.903	2292	178.65	410.961	2.3	O.K
좌측날개벽	D(T=500 mm)	500	80	1369.5	2292	143.156	235.623	1.646	O.K
	A(T=500 mm)	500	80	1888.62	3096.8	195.583	313.686	1.604	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	1067.82	2292	112.226	235.623	2.1	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	2124.28	3096.8	219.05	313.686	1.432	O.K
우측날개벽	D(T=500 mm)	500	80	575.86	2292	61.053	235.623	3.859	O.K
	A(T=500 mm)	500	80	1963.9	3096.8	203.102	313.686	1.544	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	2141.95	3096.8	220.8	313.686	1.421	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	1495.48	2292	155.973	235.623	1.511	O.K

■ 사용성 검토

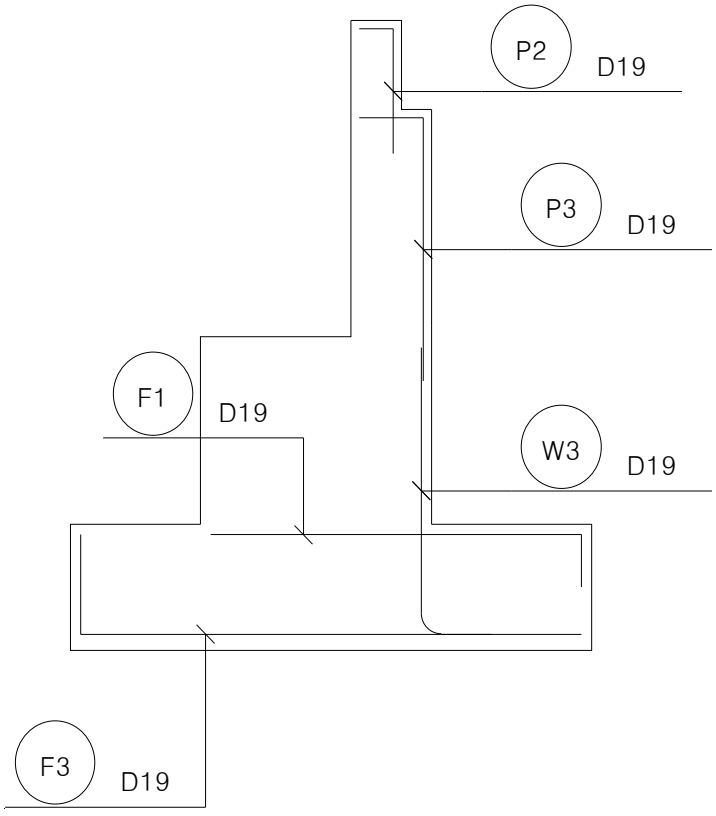
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		77.667	150	125	662.695	O.K
후면저판		28.425	150	125	2216.395	O.K
벽체 (H=4.920)		39.733	150	125	1585.589	O.K
흉벽		68.269	150	125	922.817	O.K
좌측날개벽	D(T=500 mm)	95.606	150	125	647.447	O.K
	A(T=500 mm)	97.903	150	125	631.87	O.K
	B(T=500 mm)	74.949	150	125	840.572	O.K
	C(T=500 mm)	109.649	150	125	545.7	O.K
우측날개벽	D(T=500 mm)	40.774	150	125	1545.119	O.K
	A(T=500 mm)	101.666	150	125	602.093	O.K
	B(T=500 mm)	110.525	150	125	540.006	O.K
	C(T=500 mm)	104.165	150	125	579.764	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

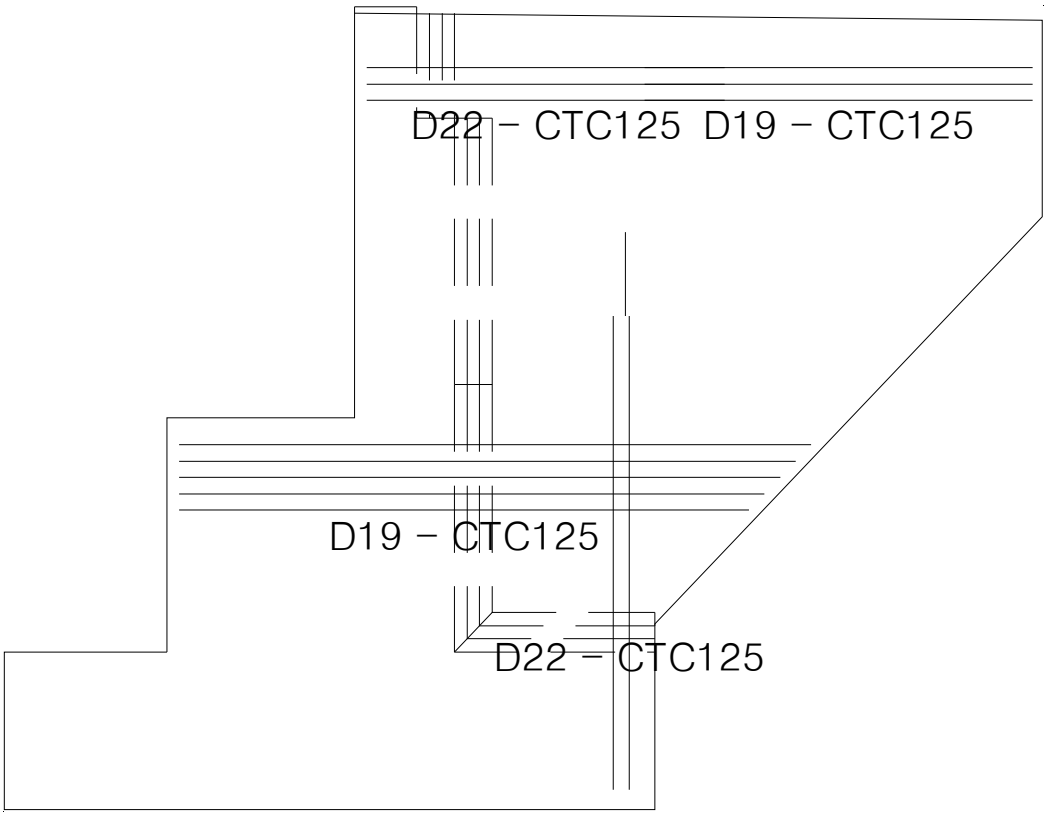


- ② Cycle (CTC = 250)

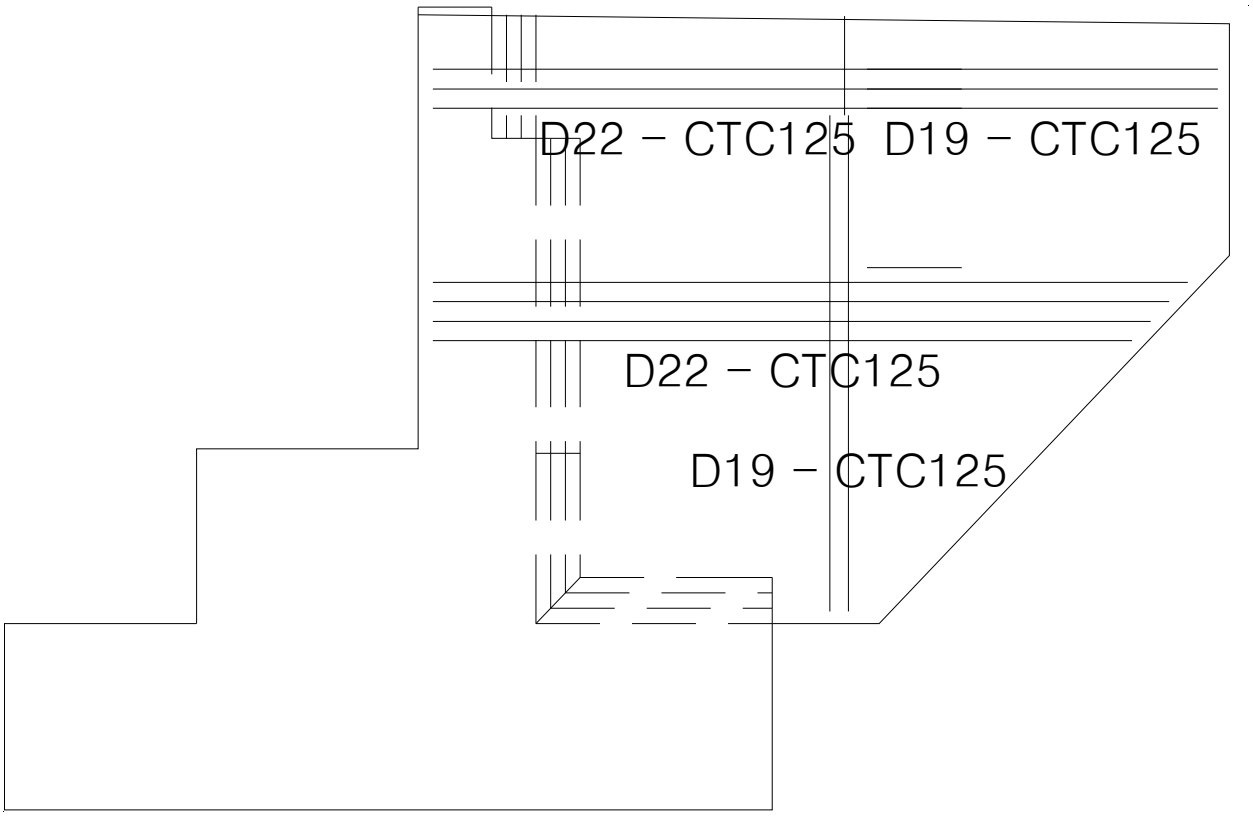


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : STEEL BOX
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 12.600 m
(5) 교 대 총높이 : H = 6.120 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 = 198.142 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 140.929 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 9.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : Φ2 = 26.619 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.320 ; 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 = 26636.600 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]

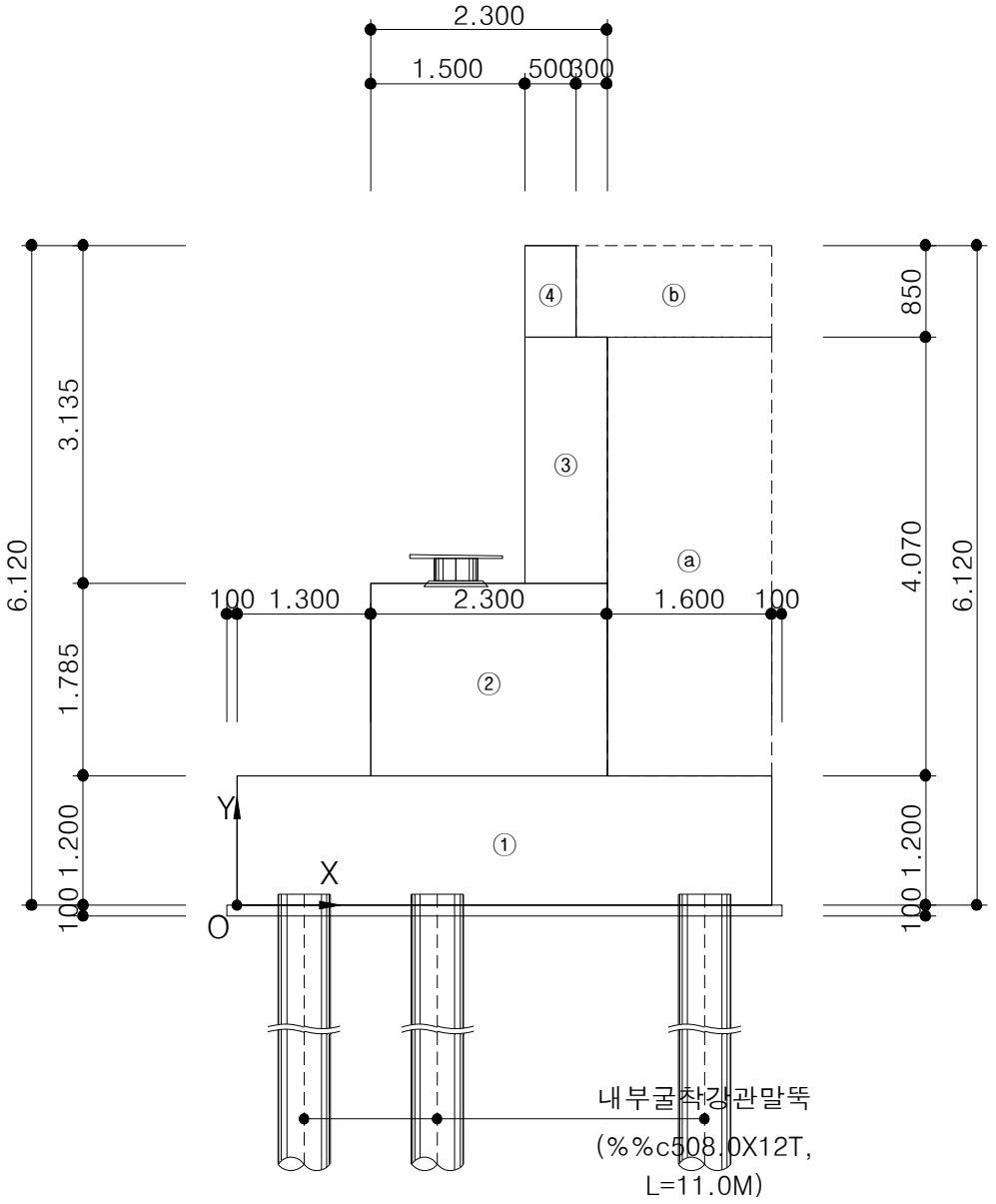
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조기준 : 한국콘크리트학회 (2012)
(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	계
고정하중	1417.052	1079.532	2496.584
활하중	1005.457	770.246	1775.703

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	계
교축방향	128.529	98.65	227.179
직각방향	184.92	164.041	348.961

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	2.300 × 1.785	= 4.105	25.000	102.616	7.901
	③	0.800 × 2.285	= 1.828	25.000	45.708	3.519
	④	0.500 × 0.850	= 0.425	25.000	10.625	0.818
	소계		= 12.598		314.948	24.251
뒷채움재	ⓐ	1.600 × 4.070	= 6.512	20.000	130.240	10.028
	ⓑ	1.900 × 0.850	= 1.615	20.000	32.300	2.487
	소계		= 8.127		162.540	12.516
총 계					477.488	36.767

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	2.450	2.092	251.409	16.532
	③	3.200	4.127	146.264	14.526
	④	3.050	5.695	32.406	4.659
	소 계			835.679	42.925
뒷채움재	ⓐ	4.400	3.235	573.056	32.442
	ⓑ	4.250	5.695	137.275	14.164
	소 계			710.331	46.606
총 계				1546.010	89.531

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 835.679 / 314.948 = 2.653 m
  Y = 42.925 / 24.251 = 1.770 m
- 뒷채움재 : X = 710.331 / 162.540 = 4.370 m
  Y = 46.606 / 12.516 = 3.724 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)

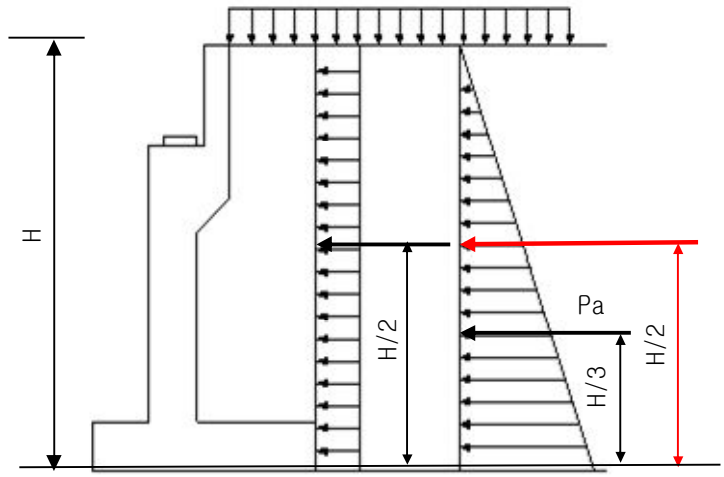
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 6.120 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 6.120² x cos(0.000)

= 101.501 kN

y = H / 3 = 2.040 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.120 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.120² x cos(0.000)

= 117.607 kN

y = H / 2 = 3.060 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 4.920 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 4.920² x cos(11.667 + 0.000)

= 59.503 kN

y = H / 3 = 1.640 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 4.920 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 4.920² x cos(0.000 + 0.000)

= 76.008 kN

y = H / 2 = 2.460 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

  Rd = 2496.584 ÷ 12.600 = 198.142 kN/m

- 활하중반력

  Rl = 1775.703 ÷ 12.600 = 140.929 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

Ph = Rd x μs x sinθ (μs = 가동받침의 마찰계수)

= 198.142 x 0.150 x sin90.0

= 29.721 kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

- 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

F1 = Fm1 + Fm2

Fm1 = Rd x Kh x $\cos^2$ θ

Fm2 = Rd x Kh x $\sin^2$ θ (Kh x sinθ ≤ μs 일 때)

Rd x μs x sinθ (Kh x sinθ > μs 일 때)

F1 = 198.142 x 0.154 x $\cos^2$ 90.0 + 198.142 x 0.150 x sin90.0

= 29.721 kN/m

- 교량받침에 작용하는 지진시 수평력

F2 = 27.695 x cos90.0 + 18.030 x sin90.0

= 18.030 kN/m

F1 > F2 이므로, 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력은

Fm = 29.721 kN/m

Kh : 설계수평진도 = 0.154 x 1.000 = 0.154 (가속도계수 x 지반계수)

Rd : 생각하고 있는 하부구조에 작용하는 지진시의 상부로 부터의 연직반력 (kN)

μs : 가동받침의 마찰계수

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 1.900 = 19.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 6.120 m)

Pa1 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

= 0.271 x 10.000 x 6.120 x cos0.000

= 16.585 kN

y = H / 2 = 3.060 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 4.920 m)

Pa2 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

= 0.251 x 10.000 x 4.920 x cos11.667

= 12.094 kN

y = H / 2 = 2.460 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	314.948	-	2.653	1.770	835.678	-
2. 교대구체(지진시	314.948	24.251	2.653	1.770	835.678	42.925
3. 뒷채움재(평상시	162.540	-	4.370	3.724	710.331	-
4. 뒷채움재(지진시	162.540	12.516	4.370	3.724	710.331	46.608
5. 배면토압(평상시	-	101.501	-	2.040	-	207.062
6. 배면토압(지진시	-	117.607	-	3.060	-	359.877
7. 뒷채움 상재하중	19.000	16.585	4.250	3.060	80.750	50.750
8. 상부 고정하중	198.142	-	2.130	-	422.042	-
9. 상부활하중	140.929	-	2.130	-	300.179	-
10. 교량받침마찰력	-	29.721	-	3.385	-	100.594
11. 상부관성력	-	29.721	-	3.385	-	100.594

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)	496.488	118.086	1626.759	257.812
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	496.488	118.086	1626.759	257.812
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	477.488	154.374	1546.009	449.410
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	835.559	118.086	2348.980	257.812
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	835.559	147.807	2348.980	358.406
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+8+11)	675.630	184.095	1968.051	550.004

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	0.65	8	5.2	-
2 열	1.95	8	15.6	-
3 열	4.55	8	36.4	-
계	-	24	57.2	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)	6255.749	1487.884	-0.374	-2339.650
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	6255.749	1487.884	-0.374	-2339.650
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	6016.349	1945.112	0.087	523.422
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	10528.043	1487.884	-0.119	-1252.837
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	10528.043	1862.368	0.001	10.528
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+8+11)	8512.938	2319.597	0.284	2417.674

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

각 작용력은 교대의 전폭 12.600 m)을 고려한 결과값임.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도.설(2008) 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.

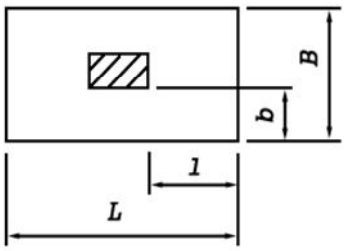
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 170645.852 x 24 / (12.600 x 5.200) = 62507.638 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 12.600 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.200 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 24 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26636584.056 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

β = ⁴ √[(3 x 62507.638) / (26636584.056 x 1.200³)] = 0.253 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = MAX(l,b) = MAX(0.000, 1.600) = 1.600
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.600, 뒷굽기준으로 검토

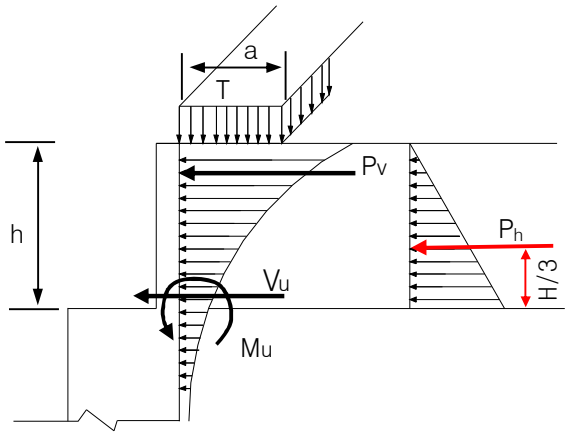


βλ = 0.253 x 1.600 = 0.404 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (3.135 - 0.36) = 79.833 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 3.135^2 x cos11.667 = 24.165 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.135 x 24.165 = 25.255 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 24.165 = 89.980 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 79.833 + 1.70 x 25.255 = 178.650 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.285 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.519 kN

p2 = 0.850 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.818 kN

Pw = 3.519 + 0.818 = 4.338 kN

Mw = 3.519 x 2.285/2 + 0.818 x (2.285 + 0.850/2) = 6.239 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 3.135^2 x cos0.000 = 30.868 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 3.135 x 30.868 = 48.391 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.338 + 1.00 x 30.868 = 35.206 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 6.239 + 1.00 x 48.391 = 54.630 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	89.980	178.650	
지진시	35.206	54.630	
설계단면력	89.980	178.650	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 4.920 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	12.239	1.718	-	1.000	12.239	21.031
2. 배면토압(평상시)	59.503	1.640	1.700	-	101.155	165.894
3. 배면토압(지진시)	76.008	2.460	-	1.000	76.008	186.980
4. 뒷채움 상재하중	12.094	2.460	1.700	-	20.560	50.577
5. 교량받침마찰력	29.721	2.185	1.300	-	38.637	84.408
6. 상부관성력	29.721	2.185	-	1.000	29.721	64.929

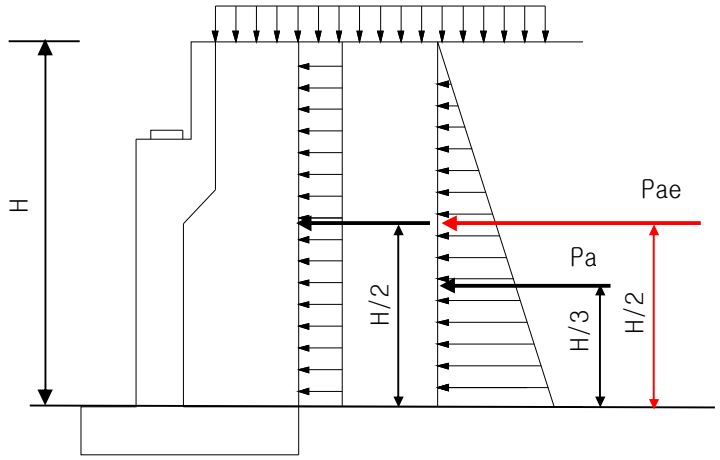
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

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

Ho = ∑(H② ~ H④) = 12.239 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 21.031 kN.m

y = Mo / Ho = 21.031 / 12.239 = 1.718



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 4.920 m)	160.352	300.879	
지진시(H = 4.920 m)	117.968	272.940	
설계단면력	160.352	300.879	

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	314.948	-	2.653	1.770	835.678	-
2. 교대구체(지진시	314.948	24.251	2.653	1.770	835.678	42.925
3. 뒷채움재(평상시	162.540	-	4.370	3.724	710.331	-
4. 뒷채움재(지진시	162.540	12.516	4.370	3.724	710.331	46.608
5. 배면토압(평상시	-	101.501	-	2.040	-	207.062
6. 배면토압(지진시	-	117.607	-	3.060	-	359.877
7. 토압의 연직분력	13.265	-	4.667	-	61.903	-
8. 뒷채움 상재하중	19.000	16.585	4.250	3.060	80.750	50.750
9. 상부 고정하중	198.142	-	2.130	-	422.042	-
10. 상부활하중	140.929	-	2.130	-	300.179	-
11. 교량받침마찰력	-	29.721	-	3.385	-	100.594
12. 상부관성력	-	29.721	-	3.385	-	100.594

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)	684.135	200.746	2288.659	438.280
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	667.985	200.746	2220.022	438.280
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	477.488	154.374	1546.009	449.410
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1244.717	200.746	3482.699	438.280
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1108.777	239.384	3158.909	569.053
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)	675.630	184.095	1968.051	550.004

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
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

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.383) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

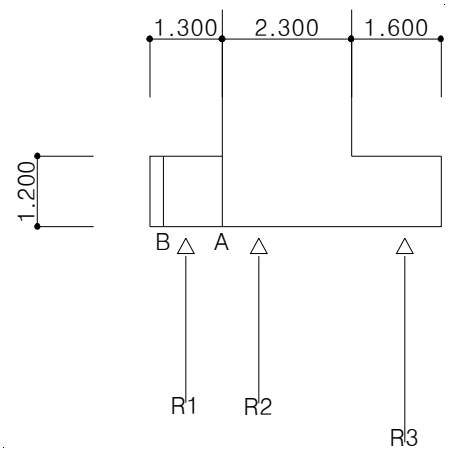
Mc = V x e

- 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)	8620.1	2529.402	-0.321	-2767.052
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	8416.61	2529.402	-0.284	-2390.317
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	6016.349	1945.112	0.087	523.422
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10	15683.432	2529.402	-0.063	-988.056
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	13970.593	3016.232	0.048	670.588
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)	8512.938	2319.597	0.284	2417.674

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(12.600 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 12.600 (kN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 12.600 (kN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 12.600 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	357.640	358.790	454.190
COMB 2	358.560	352.660	432.780
COMB 3	305.550	264.400	232.710
COMB 4	696.330	664.190	687.410
COMB 5	679.340	606.420	559.080
COMB 6	464.040	382.040	271.680

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.250 x 25.000 = 7.500 kN

Ma = 1.200 x 1.300 x 25.000 x 1.300 / 2 = 25.350 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

Ma = R1 x 0.650

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	147.597	9.750	114.642
COMB 2	0.000	147.977	9.750	115.022
COMB 3	0.000	126.100	7.500	100.750
COMB 4	0.000	287.374	9.750	254.419
COMB 5	0.000	280.363	9.750	247.408
COMB 6	0.000	191.509	7.500	166.159

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

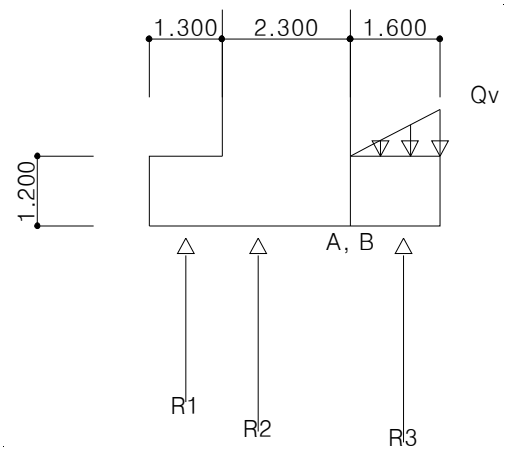
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

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

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 12.600 (kN/m)

R2 = Ru2 x 8본 / 12.600 (kN/m)

R3 = Ru3 x 8본 / 12.600 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	283.150	340.170	361.080
COMB 2	285.020	334.280	340.860
COMB 3	265.060	254.280	182.090
COMB 4	626.330	646.690	599.910
COMB 5	600.530	586.710	460.570
COMB 6	421.130	371.310	218.040

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 1.600 x 25.000 = 48.000 kN

Ma = 1.200 x 1.600 x 25.000 x 1.600 / 2 = 38.400 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 162.540 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 162.540 kN

Ma = 162.540 x (4.370 - 3.600) = 125.187 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.600 = 16.000 kN

Ma = 10.000 x 1.600 x 1.600 / 2 = 12.800 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 4.920^2 x sin11.667

= 13.265 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 13.265 / 1.600

= 16.582 kN

Vb = 16.582 x 1.600 / 2 = 13.265 kN

Ma = 16.582 x 1.600 x 1.600 / 3 = 14.150 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x 0.950

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	229.257	217.794	101.396	46.443
COMB 2	216.419	205.598	100.634	47.759
COMB 3	115.613	109.832	94.927	53.755
COMB 4	380.895	361.850	50.242	-97.613
COMB 5	292.425	277.804	24.628	-24.447
COMB 6	138.438	131.516	72.102	32.071

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

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

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	254.42	9.75

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 956.621 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 2.396]

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 = 956.621 mm²

ρmin = Max(956.621, 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 (= 254.419 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.373]

* 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 (= 9.750 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 3820.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1200.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ < 3820.000 ㎟

(3820.000 / 1.000) = 3820.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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	97.61	101.40

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

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

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

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.08022

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 348.809 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 6.571]

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 = 348.809 mm²

ρmin = Max(348.809, 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 (= 97.613 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.485]

* 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 (= 101.396 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 3820.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1200.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ < 3820.000 ㎟

(3820.000 / 1.000) = 3820.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

3) 벽체 (H=4.920)

* 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	300.88	160.35

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 537.292 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.266]

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 (= 300.879 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.241]

* 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 (= 160.352 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 300 = 2865.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 1000.0 = 3450.000 ㎟ > 2865.000 ㎟

(2865.000 / 1.000) = 2865.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 300 = 2865.000 ㎟

필요철근량 : 0.0025 x 2300.0 x 1000.0 = 5750.000 ㎟ > 2865.000 ㎟

(2865.000 / 1.000) = 2865.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ 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	178.65	89.98

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 982.903 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.332]

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 (= 178.650 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.300]

* 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 (= 89.980 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 528 = 2452.934 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 2452.934 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 528 = 2452.934 ㎟

필요철근량 : 0.0025 x 800.0 x 1000.0 = 2000.000 ㎟ < 2452.934 ㎟

(2452.934 / 1.000) = 2452.934 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (3.135 - 0.36) = 79.833 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 3.135^2 x cos11.667 = 24.165 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.135 x 24.165 = 25.255 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 24.165 = 52.930 kN

Ms = 79.833 + 25.255 = 105.088 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 4.920 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	12.239	1.718	-	1.000	12.239	21.031
2. 배면토압(평상시)	59.503	1.640	1.000	-	59.503	97.585
3. 배면토압(지진시)	76.008	2.460	-	1.000	76.008	186.980
4. 뒷채움 상재하중	12.094	2.460	1.000	-	12.094	29.751
5. 교량받침마찰력	29.721	2.185	1.000	-	29.721	64.929
6. 상부관성력	29.721	2.185	-	1.000	29.721	64.929

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

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

Ho = ∑(H② ~ H④) = 12.239 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 21.031 kN.m

y = Mo / Ho = 21.031 / 12.239 = 1.718

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	101.318	192.265	

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)	509.753	118.086	1688.662	257.812
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	509.753	118.086	1688.662	257.812
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	477.488	154.374	1546.009	449.410
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	848.824	118.086	2410.884	257.812
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	848.824	147.807	2410.884	358.407
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)	675.630	184.095	1968.052	550.004

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

① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.383) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

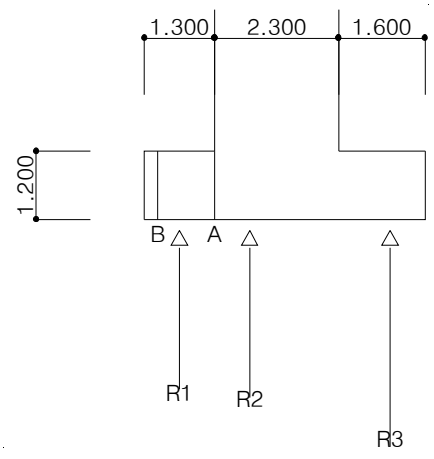
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	6422.888	1487.884	-0.424	-2723.304
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	6422.888	1487.884	-0.424	-2723.304
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	6016.349	1945.112	0.087	523.422
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10	10695.182	1487.884	-0.153	-1636.363
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	10695.182	1862.368	-0.035	-374.331
COMB 6	고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)	8512.938	2319.597	0.284	2417.674

각 작용력은 교대의 전폭(12.600 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 12.600 (kN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 12.600 (kN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 12.600 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	241.990	255.990	341.000
COMB 2	241.990	255.990	341.000
COMB 3	305.550	264.400	232.710
COMB 4	447.120	440.780	481.690
COMB 5	488.630	451.160	438.310
COMB 6	464.040	382.040	271.680

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.250 x 25.000 = 7.500 kN

Ma = 1.200 x 1.300 x 25.000 x 1.300 / 2 = 25.350 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

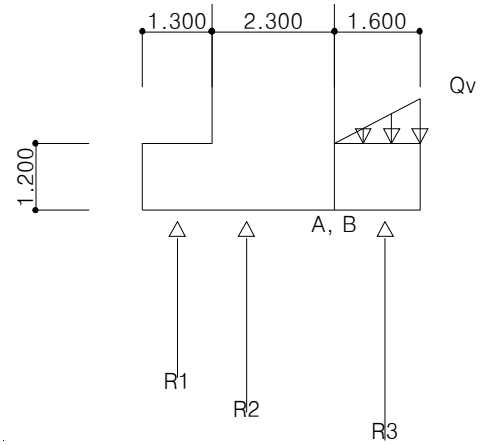
Ma = R1 x 0.650

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	99.869	7.500	74.519
COMB 2	0.000	99.869	7.500	74.519
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	184.526	7.500	159.176
COMB 5	0.000	201.657	7.500	176.307
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 12.600 (kN/m)

R2 = Ru2 x 8본 / 12.600 (kN/m)

R3 = Ru3 x 8본 / 12.600 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	196.380	244.590	283.980
COMB 2	196.380	244.590	283.980
COMB 3	265.060	254.280	182.090
COMB 4	404.250	430.060	428.100
COMB 5	438.960	438.740	376.210
COMB 6	421.130	371.310	218.040

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 -『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x 0.950

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	180.305	171.290	59.501	19.247
COMB 2	180.305	171.290	59.501	19.247
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	271.810	258.219	32.004	-67.682
COMB 5	238.863	226.920	0.942	-36.384
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)] = 176.307 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 178.747/3)]
= 77.667 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1050.0/(8x2292.000)]
= 178.747 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 77.67) - 2.5 x 140.50 = 662.69 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 77.67) = 811.16 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 662.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 662.69 mm) ∴ O.K

② 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 67.682 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 183.345/3)]
= 28.425 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(8x2292.000)]
= 183.345 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 28.42) - 2.5 x 90.50 = 2544.24 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 28.42) = 2216.39 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2216.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2216.39 mm) ∴ O.K

③ 벽체 (H=4.920)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 192.265 x 1000000 / [2292.000 x (2200.000 - 266.295/3)]
= 39.733 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2200.0/(8x2292.000)]
= 266.295 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 39.73) - 2.5 x 90.50 = 1755.74 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 39.73) = 1585.59 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1585.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1585.59 mm) ∴ O.K

④ 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 105.088 x 1000000 / [2292.000 x (720.000 - 145.188/3)]
= 68.269 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(8x2292.000)]
= 145.188 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

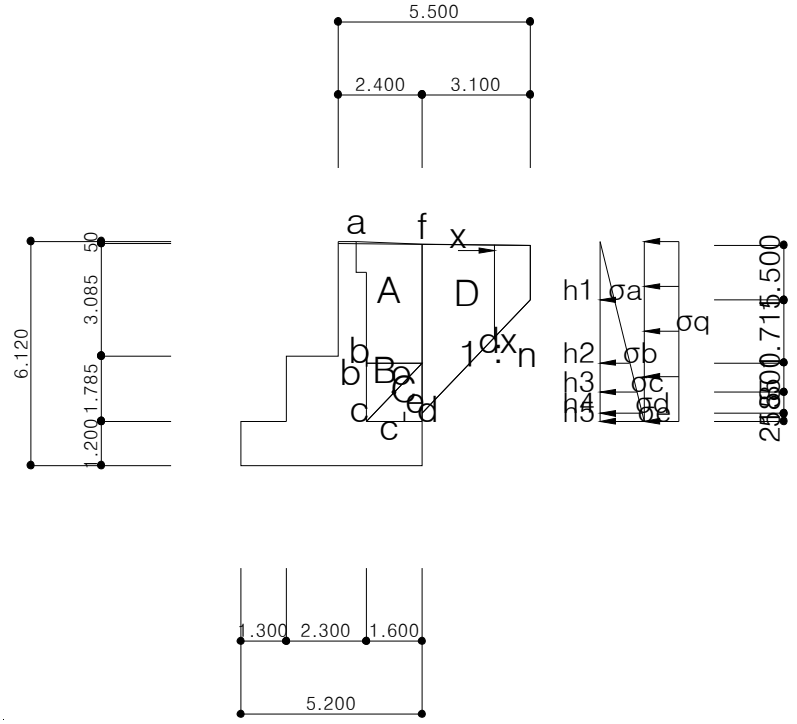
Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 68.27) - 2.5 x 70.50 = 977.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 68.27) = 922.82 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 922.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 922.82 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

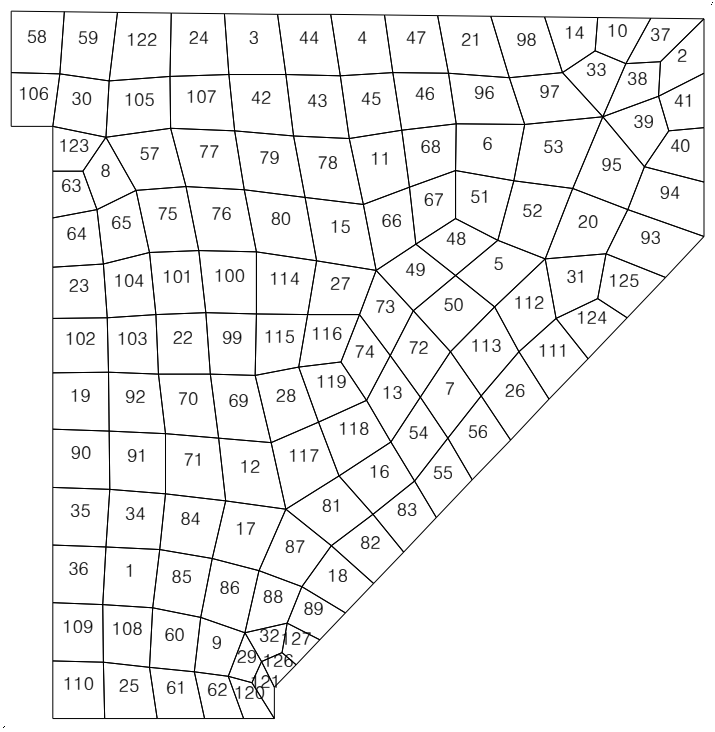


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	143.156	195.583	112.226	219.05
전단력(kN)	131.747	104.721	111.838	248.719

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	84.21	115.049	66.015	128.853
전단력(kN)	77.498	61.6	65.787	146.305

(2) 철근량 검토

① D(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	143.16	131.75

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

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

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

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02877

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

* 필요철근량 산정

Mu / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1369.496 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.674]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (420.00 - a/2) = 235.623 kN.m

≥ Mu (= 143.156 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.646]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 131.747 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	195.58	104.72

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

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

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02052

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1888.621 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.640]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

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

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (420.00 - a/2) = 313.686 kN.m

≥ Mu (= 195.583 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.604]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 104.721 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	112.23	111.84

* 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 (420.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02877

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1067.824 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.146]

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 = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (420.00 - a/2) = 235.623 kN.m

≥ Mu (= 112.226 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.100]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 111.838 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	219.05	248.72

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

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

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02052

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

* 필요철근량 산정

Mu / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2124.283 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.458]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

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

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (420.00 - a/2) = 313.686 kN.m

≥ Mu (= 219.050 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.432]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 248.719 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 84.210 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 107.117/3)]

= 95.606 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(8x2292.000)]

= 107.117 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 / 95.61) - 2.5 x 70.50 = 647.45 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 95.61) = 658.96 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 647.45 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 647.45 mm) ∴ O.K

② A(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 115.049 x 1000000 / [3096.800 x (420.000 - 121.596/3)]

= 97.903 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x3096.800/1000.0 + 8x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(8x3096.800)]

= 121.596 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 97.90) - 2.5 x 69.00 = 631.87 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 97.90) = 643.50 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 631.87 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 631.87 mm) ∴ O.K

③ B(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 66.015 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 107.117/3)]

= 74.949 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(8x2292.000)]

= 107.117 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 / 74.95) - 2.5 x 70.50 = 874.46 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 74.95) = 840.57 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 840.57 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 840.57 mm) ∴ O.K

④ C(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 128.853 x 1000000 / [3096.800 x (420.000 - 121.596/3)]

= 109.649 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x3096.800/1000.0 + 8x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(8x3096.800)]

= 121.596 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 109.65) - 2.5 x 69.00 = 545.70 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 109.65) = 574.56 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

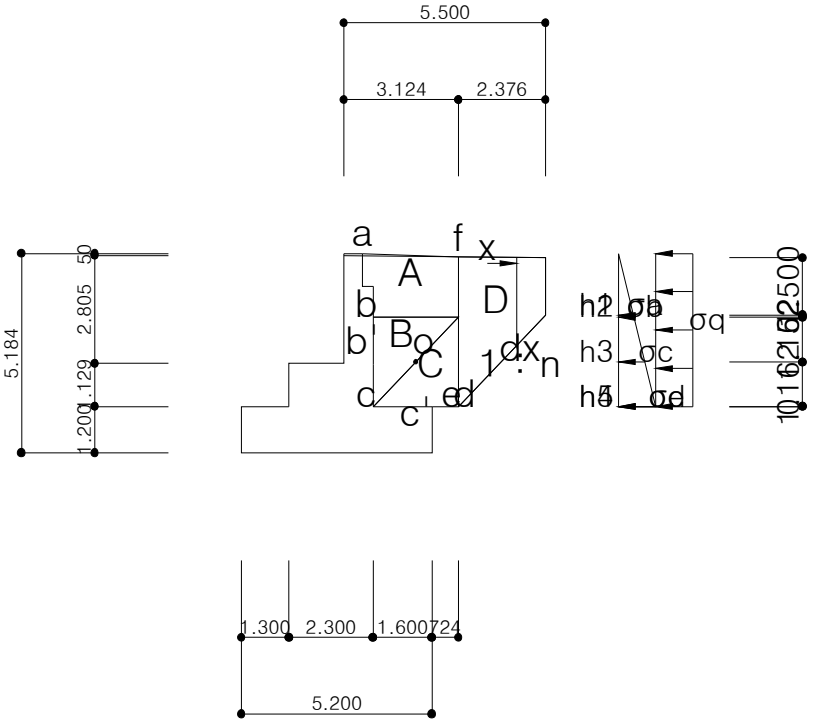
Sa는 작은 값인 545.70 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 545.70 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

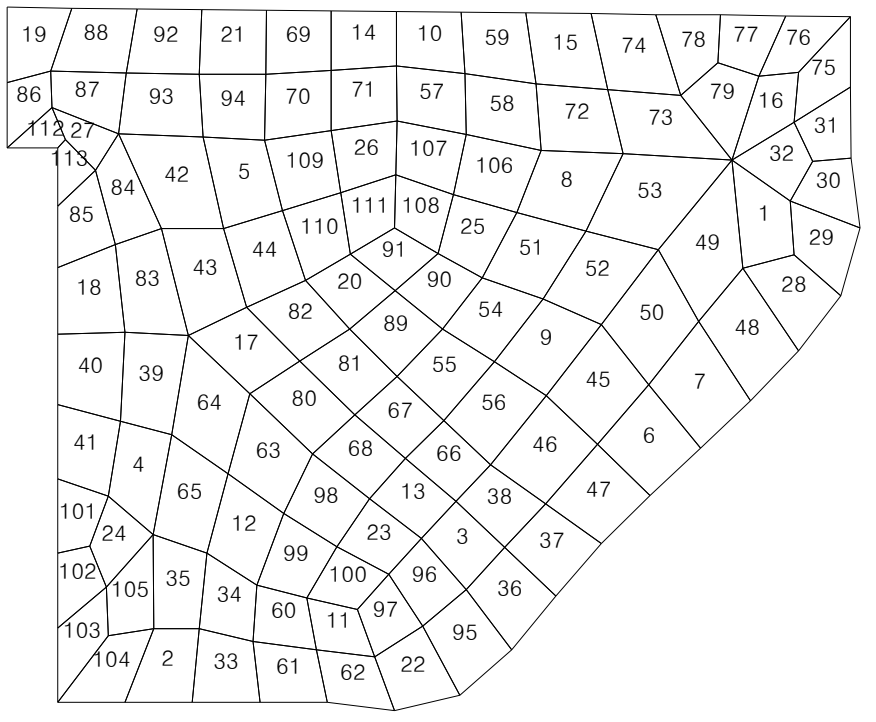


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	61.053	203.102	220.8	155.973
전단력(kN)	65.644	253.2	209.227	185.676

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	35.913	119.472	129.882	91.749
전단력(kN)	38.614	148.941	123.075	109.221

(2) 철근량 검토

① D(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	61.05	65.64

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

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

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

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02877

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

* 필요철근량 산정

Mu / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 575.860 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.980]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (420.00 - a/2) = 235.623 kN.m

≥ Mu (= 61.053 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.859]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 65.644 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	203.10	253.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

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

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02052

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1963.901 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.577]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

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

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (420.00 - a/2) = 313.686 kN.m

≥ Mu (= 203.102 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.544]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 253.200 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	220.80	209.23

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

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

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02052

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2141.947 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.446]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

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

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (420.00 - a/2) = 313.686 kN.m

≥ Mu (= 220.800 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.421]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 209.227 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	155.97	185.68

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

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

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

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02877

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

* 필요철근량 산정

Mu / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1495.481 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.533]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (420.00 - a/2) = 235.623 kN.m

≥ Mu (= 155.973 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.511]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 185.676 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 35.913 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 107.117/3)]

= 40.774 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(8x2292.000)]

= 107.117 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 / 40.77) - 2.5 x 70.50 = 1755.15 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 40.77) = 1545.12 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1545.12 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1545.12 mm) ∴ O.K

② A(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 119.472 x 1000000 / [3096.800 x (420.000 - 121.596/3)]

= 101.666 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x3096.800/1000.0 + 8x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(8x3096.800)]

= 121.596 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 101.67) - 2.5 x 69.00 = 602.09 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 101.67) = 619.67 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 602.09 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 602.09 mm) ∴ O.K

③ B(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 129.882 x 1000000 / [3096.800 x (420.000 - 121.596/3)]

= 110.525 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x3096.800/1000.0 + 8x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(8x3096.800)]

= 121.596 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 110.53) - 2.5 x 69.00 = 540.01 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 110.53) = 570.00 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 540.01 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 540.01 mm) ∴ O.K

④ C(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 91.749 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 107.117/3)]

= 104.165 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x2292.000/1000.0 + 8x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(8x2292.000)]

= 107.117 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 / 104.16) - 2.5 x 70.50 = 579.76 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 104.16) = 604.81 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 579.76 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 579.76 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 7.000 = 4.9 m

- 등분포 고정하중

W1 = 23.000 x 0.050 = 1.150 kN/m ; 접속판위의 포장

W2 = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

Wd = 1.150 + 11.250 = 12.400 kN/m

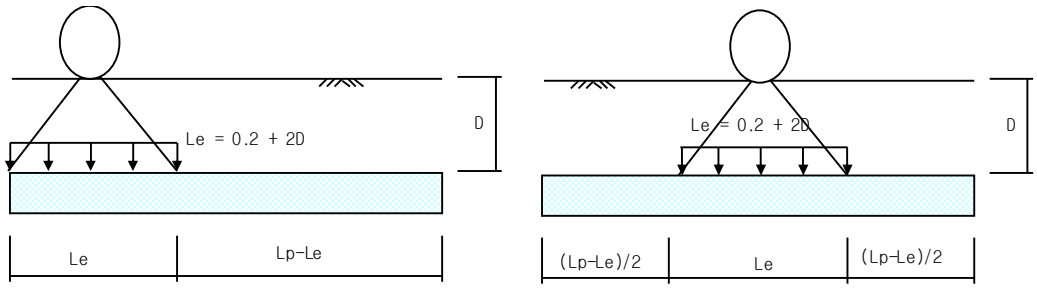
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.400 x 4.900 / 2 = 30.380 kN/m

Md = 12.400 x 4.900² / 8 = 37.215 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) / [3.000 x (0.200 + 2D)]

= 2 x 96.000 x (1 + 0.300) / [3.000 x (0.200 + 2 x 0.050)]

= 277.333 kN/m²

Vl = Ps x Le - (Ps x Le²) / (2 x Lp)

= 277.333 x 0.300 - (277.333 x 0.300²) / (2 x 4.900)

= 80.653 kN

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

= 277.333 x 4.900/2 x 0.300/2 - 277.333 x 0.300/2 x 0.300/4

= 98.800 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = (1.30 x Vd + 2.15 x Vl)

= 1.30 x 30.380 + 2.15 x 80.653

= 212.898 kN

Mu = (1.30 x Md + 2.15 x Ml)

= 1.30 x 37 + 2.15 x 99

= 260.800 kN.m

2) 단면력 검토

* 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	260.80	212.90

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

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

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01283

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2935.415 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.381]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

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

ρuse = As / bd = 0.01096

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (370.00 - a/2) = 351.648 kN.m

≥ Mu (= 260.800 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.348]

* 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 (= 212.898 kN) , 전단보강 불필요.

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

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

소요 주철근 : 2935.4 ㎟

필요 철근량 : 2935.4 x 0.248 = 729.3 ㎟ < 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

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 136.016 x 1000000 / [4053.600 x (370.000 - 125.840/3)]

= 102.283 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -8x4053.600/1000.0 + 8x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(8x4053.600)]

= 125.840 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

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 / 102.28) - 2.5 x 67.50 = 601.17 mm

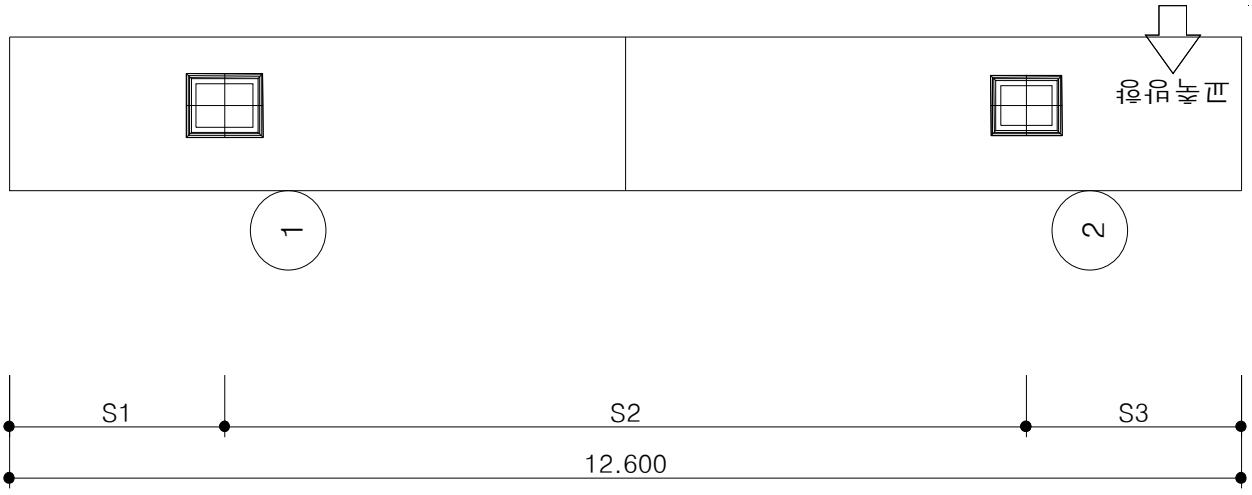
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 102.28) = 615.94 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 601.17 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 601.17 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 50.120 = 450.600 ㎜

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	450.600	422.000	582.000	619.000	O.K
2	450.600	387.000	527.000	636.500	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

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

$= (200 + 1.67 \times 170.240 + 6.66 \times 7.356) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2)$

= 533.292 ㎜

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1500 - 120 - 50 = 1330 ㎜ ≥ 533 ㎜ ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	3000.000	2462.111	O.K	319.700	231.150	O.K
SHOE 2	2500.000	1929.839	O.K	296.100	205.051	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	2462.111	184.833	173.797	1412.000	2141.400	
2	1929.839	140.809	154.174	1357.000	2123.100	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	4292.554	8516.200	O.K	4441.461	7742.000	O.K
2	3405.275	8516.200	O.K	3600.944	7742.000	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 2462.111 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 1417.052 x 0.150 / 1.15 = 184.833 kN

  Hx2 = 160.661 / 1.33 = 120.798 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 184.833 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 12.600 / 0.000 = 0.000 [8≤B/D]

  W1 = 2.4 x 0.000 = 0.000 kN/㎡ < 6.0 이므로

  Hy1 = 6.000 x 50.120 / 2 / 2EA / 1.25 = 60.144 kN

  Hy2 = 231.150 / 1.33 = 173.797 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 173.797 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 422.000 mm b1y = 582.000 mm

b2x = 830.000 mm b2y = 2200.800 mm

bcx = 2 x b2x = 1660.000 mm < 5 x b1x = 2110.000 mm

bcy = 2 x b2y = 4401.600 mm > 5 x b1y = 2910.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 422.000/1660.000) x 2462.111 x 10^3 /150.000

= 3060.335 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 582.000/2910.000) x 2462.111 x 10^3 /150.000

= 3282.815 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 184.833 x 10^3 / 150.000

= 1232.219 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 173.797 x 10^3 / 150.000

= 1158.647 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 422.000 + 2200.800 = 2622.800 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 830.000 mm가 Bxo/2 = 1311.400 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 830.000 + (422.000+2200.800)/2 = 2141.400 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 582.000 + 830.000 = 1412.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 3282.815 + 1158.647 = 4441.461 mm^2

Bxo = 2141.400 mm 범위내에서 D22 - 20 EA

As = 387.100 x 20 = 7742.000 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 3060.335 + 1232.219 = 4292.554 mm^2

Byo = 1412.000 mm 범위내에서 D22 - 22 EA

As = 387.100 x 22 = 8516.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 173.797 x 10^3 / 150.000 = 0.000 ㎟

사용철근 : D19 - 20 EA + D19 - 22 EA

As = 286.500 x 20 + 286.500 x 22 = 0.000 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 184.833 x 10^3 / 150.000 = 0.000 ㎟

사용철근 : D19 - 20 EA + D19 - 22 EA

As = 286.500 x 20 + 286.500 x 22 = 0.000 ㎟ ∴ O.K

11. 말뚝 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	10.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 205000.0 MPa

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

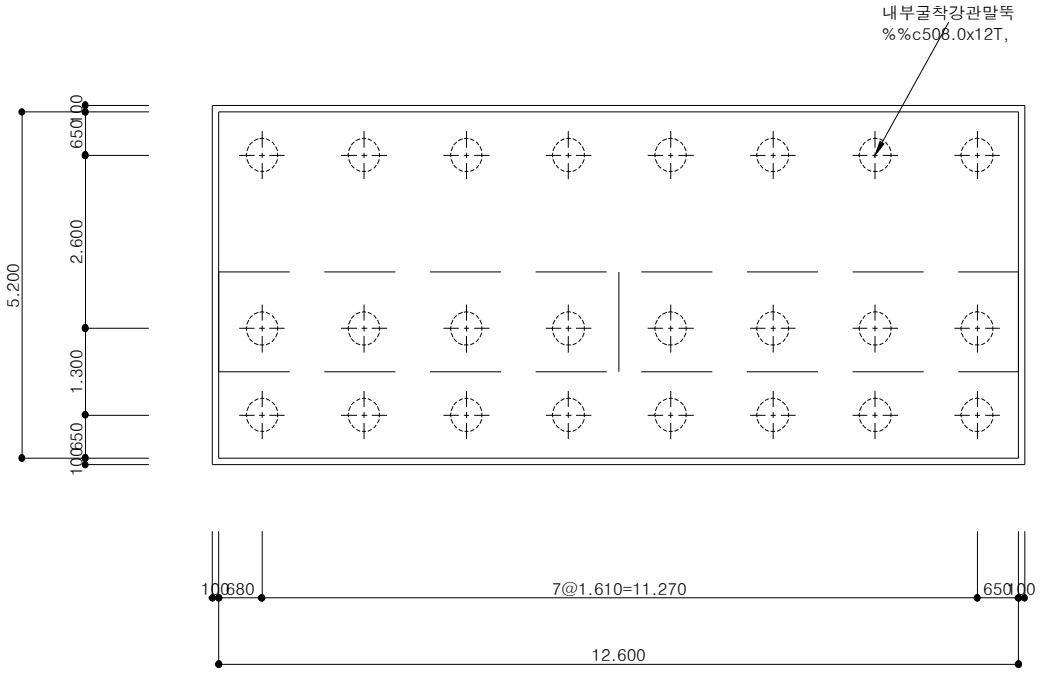
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 40

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	6255.749	1487.884	-2339.650	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7
	COMBO 2	6255.749	1487.884	-2339.650	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 3	6016.349	1945.112	523.422	고정하중+토압+지진하중(2+4+6
	COMBO 4	10528.043	1487.884	-1252.837	정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8
	COMBO 5	10528.043	1862.368	10.528	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 6	8512.938	2319.597	2417.674	하중+토압+지진하중(2+4+6+8+
계수하중	COMBO 1	8620.100	2529.402	-2767.052	정하중+활하중+토압(1+3+5+7+
	COMBO 2	8416.610	2529.402	-2390.317	중+활하중+토압+온도하중(1+3+
	COMBO 3	6016.349	1945.112	523.422	고정하중+토압+지진하중(2+4+6
	COMBO 4	15683.432	2529.402	-988.056	하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9
	COMBO 5	13970.593	3016.232	670.588	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+
	COMBO 6	8512.938	2319.597	2417.674	하중+토압+지진하중(2+4+6+9+

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 m² ; 말뚝의 순단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.585

Kv = a x Ap x Ep / L = 170645.852 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 2800 x N = 2800 x 10 = 28000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.868	63249.17
1.868	2.112	38697.02
2.112	2.137	36955.01
2.137	2.139	36795.78
2.139	2.139	36780.88
2.139	2.139	36779.49
2.139	2.139	36779.36

Kh = 36779.34 kN/m³

β = 0.467 m-1

βL = 0.467 x 10.9000 = 5.095 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.571	126498.34
1.571	1.748	82590.30
1.748	1.765	79354.34
1.765	1.767	79057.55
1.767	1.767	79029.78
1.767	1.767	79027.18
1.767	1.767	79026.93

Kh = 79026.91 kN/m³

β = 0.566 m-1

βL = 0.566 x 10.9000 = 6.168 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	39658.292	70382.109	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	42423.209	62185.485	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	42423.209	62185.485	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	90761.782	109886.862	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	951799.0	1689170.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1018157.0	-1492451.6
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4095500.5	4095500.5
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	12944898.4	13403900.3
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0014957	0.0015275	-0.0000631	중+활하중+토압(1
	COMBO 2	0.0014957	0.0015275	-0.0000631	하중+토압+온도하
	COMBO 3	0.0013154	0.0014690	0.0001855	중+토압+지진하중
	COMBO 4	0.0015938	0.0025706	0.0000286	활하중+토압(1+3
	COMBO 5	0.0021374	0.0025706	0.0001689	+토압+온도하중(
	COMBO 6	0.0016998	0.0020786	0.0003696	토압+지진하중(2+
계수하중	COMBO 1	0.0026520	0.0021048	-0.0000052	+활하중+토압(1+
	COMBO 2	0.0026860	0.0020551	0.0000266	하중+토압+온도하
	COMBO 3	0.0013154	0.0014690	0.0001855	중+토압+지진하중
	COMBO 4	0.0028125	0.0038294	0.0001449	활하중+토압(1+3+5
	COMBO 5	0.0035206	0.0034112	0.0003287	토압+온도하중(1+
	COMBO 6	0.0016998	0.0020786	0.0003696	토압+지진하중(2+

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.137 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

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

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

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

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0014957	0.0014181	-0.0000631	241.994	61.995	-69.181
	2	0.0014957	0.0015001	-0.0000631	255.991	61.995	-69.181
	3	0.0014957	0.0016642	-0.0000631	283.984	61.995	-69.181
COMBO 2	1	0.0014957	0.0014181	-0.0000631	241.994	61.995	-69.181
	2	0.0014957	0.0015001	-0.0000631	255.991	61.995	-69.181
	3	0.0014957	0.0016642	-0.0000631	283.984	61.995	-69.181
COMBO 3	1	0.0013154	0.0017906	0.0001855	305.554	81.046	-61.415
	2	0.0013154	0.0015494	0.0001855	264.399	81.046	-61.415
	3	0.0013154	0.0010671	0.0001855	182.090	81.046	-61.415
COMBO 4	1	0.0015938	0.0026202	0.0000286	447.121	61.995	-65.021
	2	0.0015938	0.0025830	0.0000286	440.782	61.995	-65.021
	3	0.0015938	0.0025087	0.0000286	428.103	61.995	-65.021
COMBO 5	1	0.0021374	0.0028634	0.0001689	488.634	77.599	-75.343
	2	0.0021374	0.0026438	0.0001689	451.160	77.599	-75.343
	3	0.0021374	0.0022046	0.0001689	376.211	77.599	-75.343
COMBO 6	1	0.0016998	0.0027193	0.0003696	464.039	96.650	-65.085
	2	0.0016998	0.0022388	0.0003696	382.039	96.650	-65.085
	3	0.0016998	0.0012777	0.0003696	218.040	96.650	-65.085

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0026520	0.0020958	-0.0000052	357.641	105.392	-112.974
	2	0.0026520	0.0021025	-0.0000052	358.788	105.392	-112.974
	3	0.0026520	0.0021160	-0.0000052	361.083	105.392	-112.974
COMBO 2	1	0.0026860	0.0021012	0.0000266	358.562	105.392	-111.532
	2	0.0026860	0.0020666	0.0000266	352.659	105.392	-111.532
	3	0.0026860	0.0019974	0.0000266	340.855	105.392	-111.532
COMBO 3	1	0.0013154	0.0017906	0.0001855	305.554	81.046	-61.415
	2	0.0013154	0.0015494	0.0001855	264.399	81.046	-61.415
	3	0.0013154	0.0010671	0.0001855	182.090	81.046	-61.415
COMBO 4	1	0.0028125	0.0040806	0.0001449	696.331	105.392	-106.165
	2	0.0028125	0.0038922	0.0001449	664.190	105.392	-106.165
	3	0.0028125	0.0035155	0.0001449	599.909	105.392	-106.165
COMBO 5	1	0.0035206	0.0039810	0.0003287	679.336	125.676	-119.521
	2	0.0035206	0.0035536	0.0003287	606.415	125.676	-119.521
	3	0.0035206	0.0026990	0.0003287	460.573	125.676	-119.521
COMBO 6	1	0.0016998	0.0027193	0.0003696	464.039	96.650	-65.085
	2	0.0016998	0.0022388	0.0003696	382.039	96.650	-65.085
	3	0.0016998	0.0012777	0.0003696	218.040	96.650	-65.085

▣ 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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	241.994	61.995	-69.181	8
	2	0.433	0	255.991	61.995	-69.181	8
	3	-2.167	0	283.984	61.995	-69.181	8
	계			6255.749	1487.884	-2339.650	24
COMBO 2	1	1.733	0	241.994	61.995	-69.181	8
	2	0.433	0	255.991	61.995	-69.181	8
	3	-2.167	0	283.984	61.995	-69.181	8
	계			6255.749	1487.884	-2339.650	24
COMBO 3	1	1.733	0	305.554	81.046	-61.415	8
	2	0.433	0	264.399	81.046	-61.415	8
	3	-2.167	0	182.090	81.046	-61.415	8
	계			6016.349	1945.112	523.422	24
COMBO 4	1	1.733	0	447.121	61.995	-65.021	8
	2	0.433	0	440.782	61.995	-65.021	8
	3	-2.167	0	428.103	61.995	-65.021	8
	계			10528.043	1487.884	-1252.837	24
COMBO 5	1	1.733	0	488.634	77.599	-75.343	8
	2	0.433	0	451.160	77.599	-75.343	8
	3	-2.167	0	376.211	77.599	-75.343	8
	계			10528.043	1862.368	10.528	24
COMBO 6	1	1.733	0	464.039	96.650	-65.085	8
	2	0.433	0	382.039	96.650	-65.085	8
	3	-2.167	0	218.040	96.650	-65.085	8
	계			8512.938	2319.597	2417.674	24

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	357.641	105.392	-112.974	8
	2	0.433	0	358.788	105.392	-112.974	8
	3	-2.167	0	361.083	105.392	-112.974	8
	계			8620.100	2529.402	-2767.052	24
COMBO 2	1	1.733	0	358.562	105.392	-111.532	8
	2	0.433	0	352.659	105.392	-111.532	8
	3	-2.167	0	340.855	105.392	-111.532	8
	계			8416.610	2529.402	-2390.317	24
COMBO 3	1	1.733	0	305.554	81.046	-61.415	8
	2	0.433	0	264.399	81.046	-61.415	8
	3	-2.167	0	182.090	81.046	-61.415	8
	계			6016.349	1945.112	523.422	24
COMBO 4	1	1.733	0	696.331	105.392	-106.165	8
	2	0.433	0	664.190	105.392	-106.165	8
	3	-2.167	0	599.909	105.392	-106.165	8
	계			15683.432	2529.402	-988.056	24
COMBO 5	1	1.733	0	679.336	125.676	-119.521	8
	2	0.433	0	606.415	125.676	-119.521	8
	3	-2.167	0	460.573	125.676	-119.521	8
	계			13970.593	3016.232	670.588	24
COMBO 6	1	1.733	0	464.039	96.650	-65.085	8
	2	0.433	0	382.039	96.650	-65.085	8
	3	-2.167	0	218.040	96.650	-65.085	8
	계			8512.938	2319.597	2417.674	24

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)

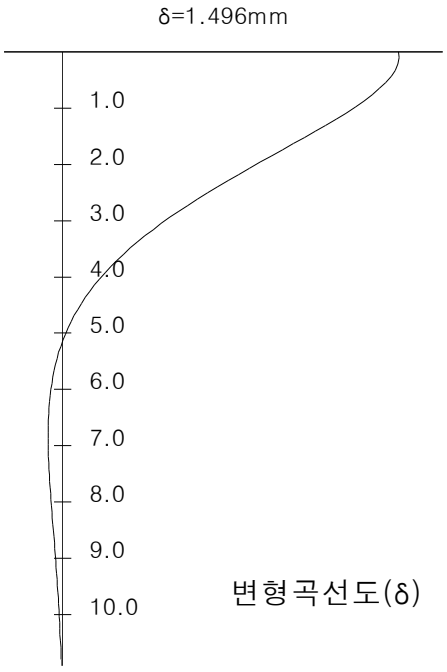
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

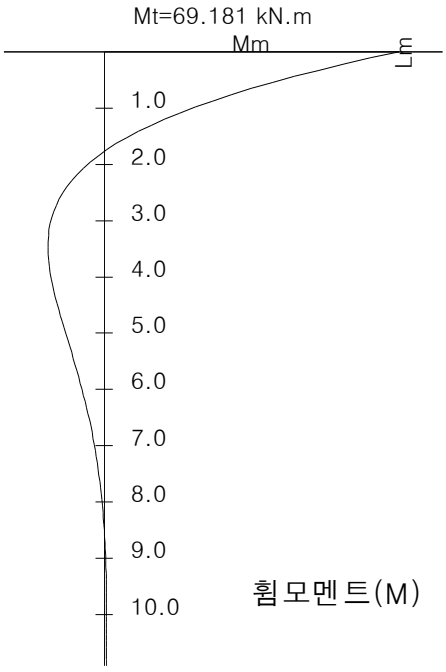
- 최대모멘트 및 깊이 : 69.181 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.496 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.496 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	69.181	-61.995	1.496	
0.727	31.391	-42.255	1.391	
1.453	7.076	-25.305	1.109	
2.180	-6.413	-12.555	0.784	
2.907	-12.199	-4.028	0.491	
3.633	-13.127	0.956	0.261	
4.360	-11.442	3.326	0.102	
5.087	-8.707	3.981	0.005	
5.813	-5.890	3.659	-0.046	
6.540	-3.495	2.895	-0.064	
7.267	-1.706	2.032	-0.062	
7.993	-0.519	1.260	-0.051	
8.720	0.168	0.662	-0.037	
9.447	0.489	0.250	-0.024	
10.173	0.571	0.000	-0.014	
10.900	0.519	-0.127	-0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

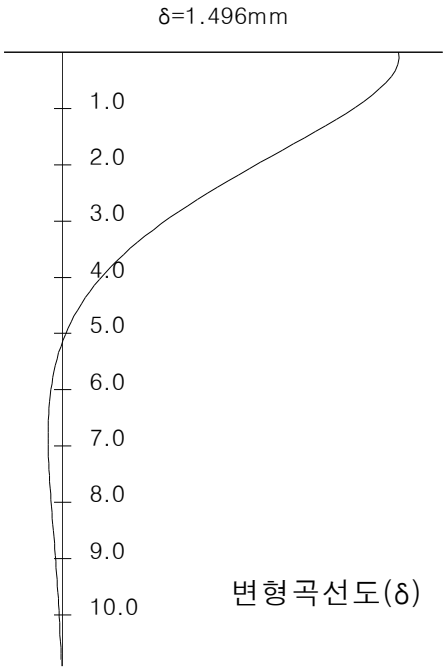
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

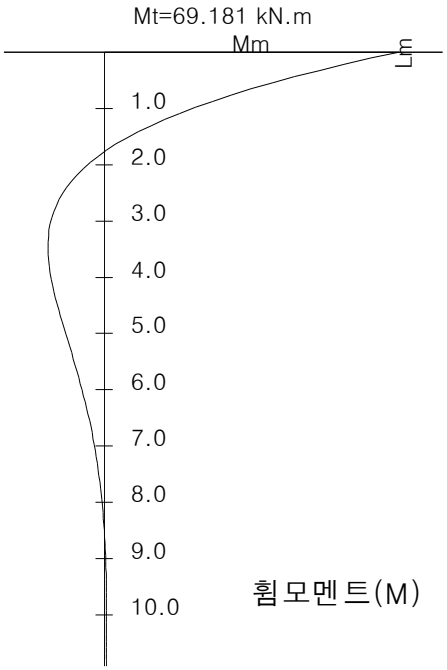
- 최대모멘트 및 깊이 : 69.181 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.496 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.496 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	69.181	-61.995	1.496	
0.727	31.391	-42.255	1.391	
1.453	7.076	-25.305	1.109	
2.180	-6.413	-12.555	0.784	
2.907	-12.199	-4.028	0.491	
3.633	-13.127	0.956	0.261	
4.360	-11.442	3.326	0.102	
5.087	-8.707	3.981	0.005	
5.813	-5.890	3.659	-0.046	
6.540	-3.495	2.895	-0.064	
7.267	-1.706	2.032	-0.062	
7.993	-0.519	1.260	-0.051	
8.720	0.168	0.662	-0.037	
9.447	0.489	0.250	-0.024	
10.173	0.571	0.000	-0.014	
10.900	0.519	-0.127	-0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6)

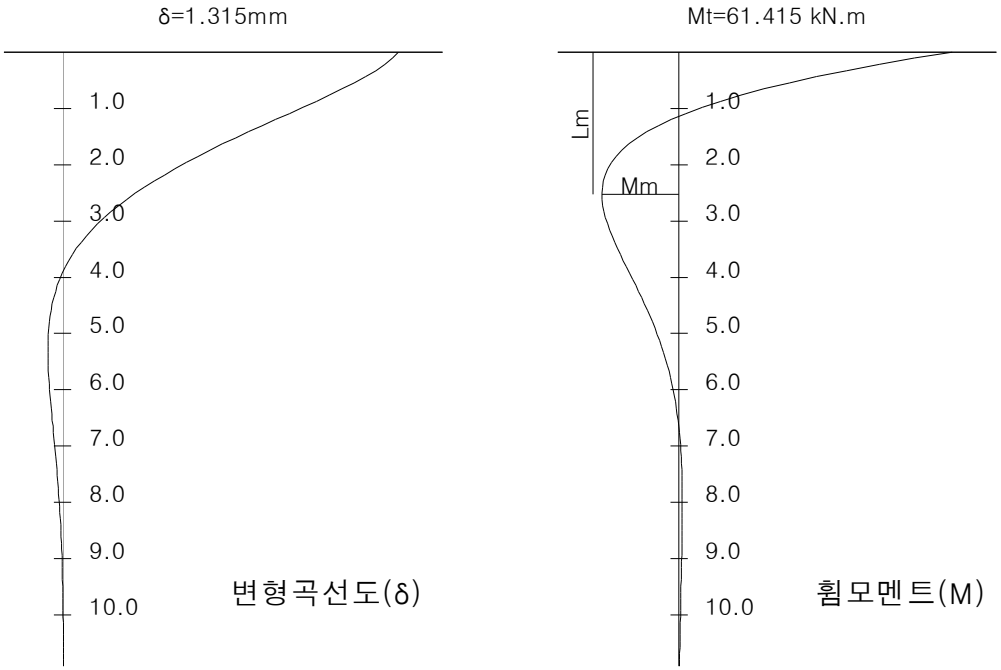
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.319 kN.m, 2.526 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.315 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.315 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	61.415	-81.046	1.315	
0.727	15.641	-46.185	1.061	
1.453	-7.977	-20.514	0.711	
2.180	-16.565	-4.637	0.398	
2.907	-16.625	3.379	0.171	
3.633	-12.923	6.143	0.033	
4.360	-8.400	5.980	-0.035	
5.087	-4.529	4.568	-0.057	
5.813	-1.813	2.923	-0.054	
6.540	-0.213	1.545	-0.041	
7.267	0.537	0.593	-0.026	
7.993	0.747	0.042	-0.013	
8.720	0.671	-0.209	-0.005	
9.447	0.488	-0.273	0.000	
10.173	0.298	-0.240	0.002	
10.900	0.147	-0.171	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)

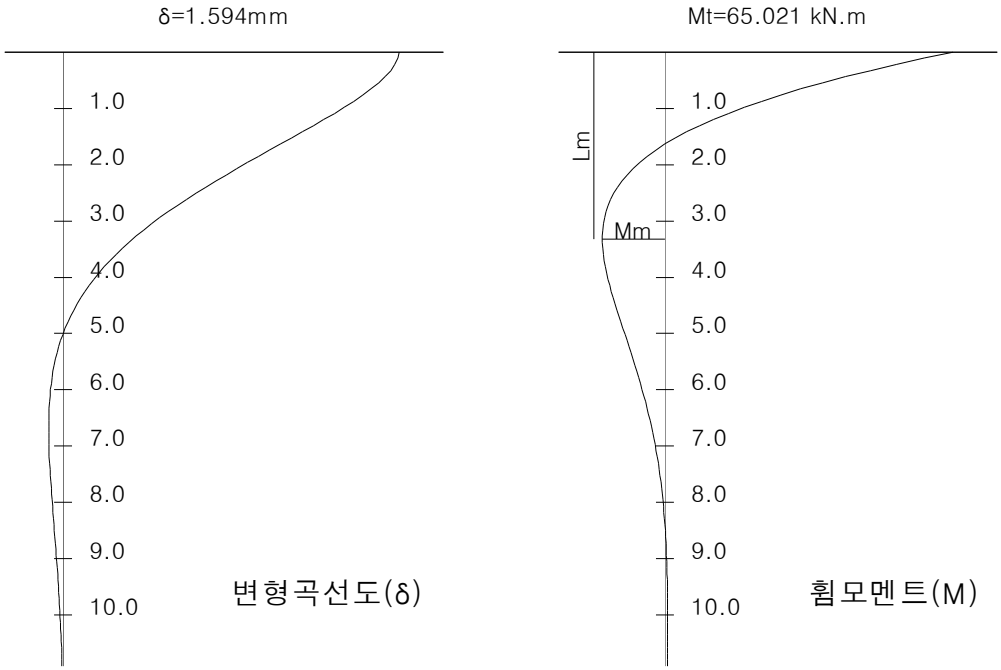
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.061 kN.m, 3.319 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.594 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.594 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	65.021	-61.995	1.594	
0.727	27.612	-41.332	1.434	
1.453	4.110	-24.066	1.117	
2.180	-8.479	-11.359	0.773	
2.907	-13.469	-3.051	0.471	
3.633	-13.786	1.662	0.241	
4.360	-11.681	3.779	0.085	
5.087	-8.696	4.231	-0.008	
5.813	-5.753	3.765	-0.054	
6.540	-3.316	2.910	-0.069	
7.267	-1.536	1.999	-0.065	
7.993	-0.381	1.208	-0.052	
8.720	0.267	0.609	-0.037	
9.447	0.552	0.205	-0.023	
10.173	0.605	-0.033	-0.013	
10.900	0.533	-0.149	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

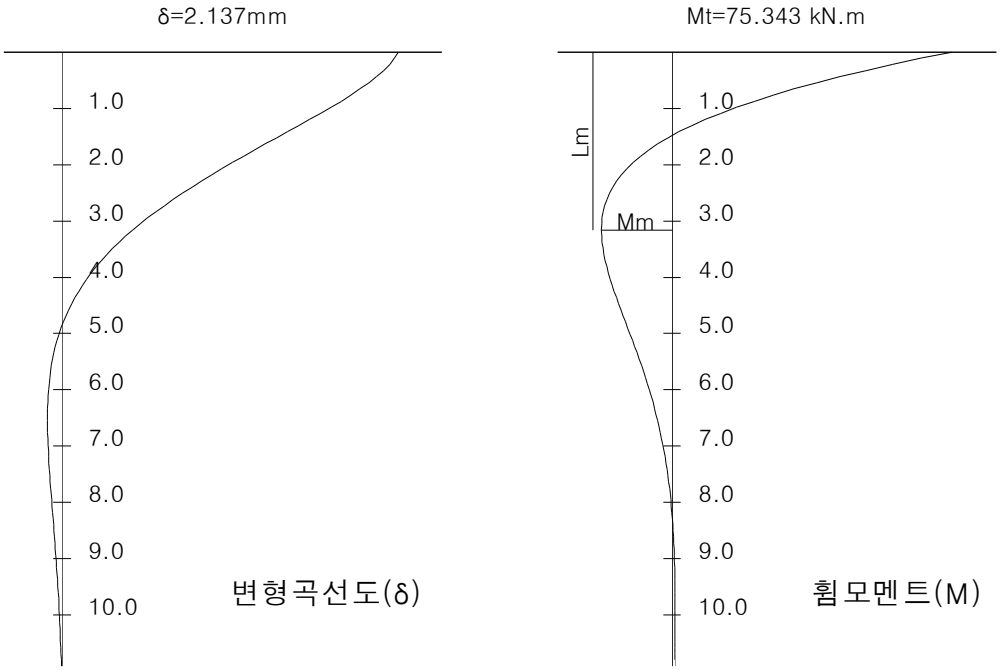
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.001 kN.m, 3.164 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.137 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.137 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	75.343	-77.599	2.137	
0.727	29.071	-50.395	1.856	
1.453	0.837	-28.324	1.409	
2.180	-13.615	-12.482	0.950	
2.907	-18.704	-2.400	0.562	
3.633	-18.212	3.106	0.273	
4.360	-14.970	5.387	0.081	
5.087	-10.867	5.658	-0.029	
5.813	-7.002	4.866	-0.080	
6.540	-3.892	3.665	-0.093	
7.267	-1.676	2.454	-0.084	
7.993	-0.277	1.437	-0.066	
8.720	0.478	0.685	-0.046	
9.447	0.782	0.192	-0.028	
10.173	0.807	-0.090	-0.015	
10.900	0.688	-0.218	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6+8+11)

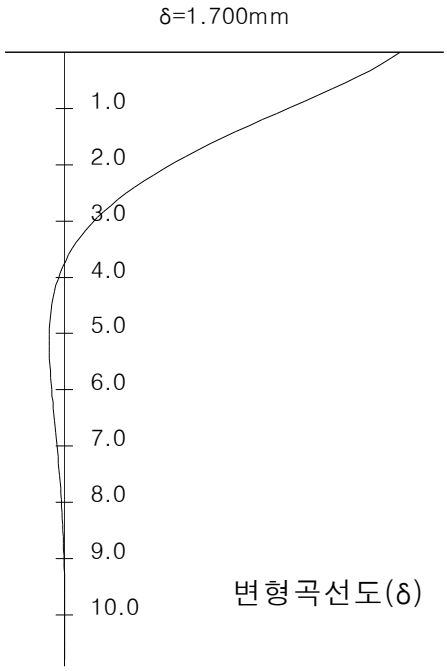
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

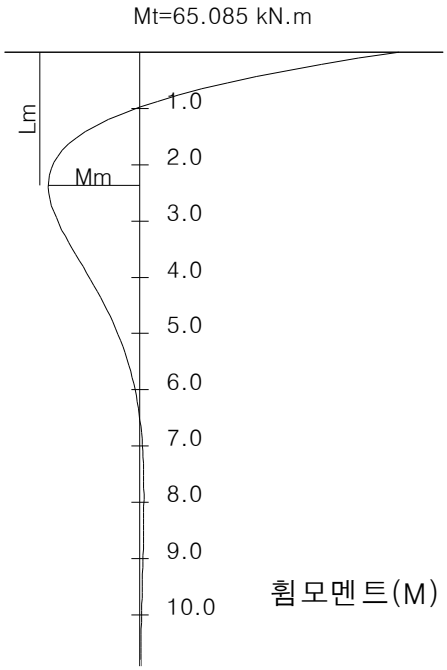
- 최대모멘트 및 깊이 : -23.046 kN.m, 2.363 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.700 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.700 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	65.085	-96.650	1.700	
0.727	11.538	-52.632	1.310	
1.453	-14.576	-21.493	0.845	
2.180	-22.781	-2.993	0.451	
2.907	-21.278	5.806	0.177	
3.633	-15.848	8.370	0.017	
4.360	-9.909	7.620	-0.057	
5.087	-5.078	5.582	-0.077	
5.813	-1.817	3.435	-0.068	
6.540	0.023	1.722	-0.049	
7.267	0.826	0.583	-0.030	
7.993	0.994	-0.048	-0.015	
8.720	0.845	-0.315	-0.005	
9.447	0.590	-0.361	0.001	
10.173	0.346	-0.301	0.003	
10.900	0.161	-0.207	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)

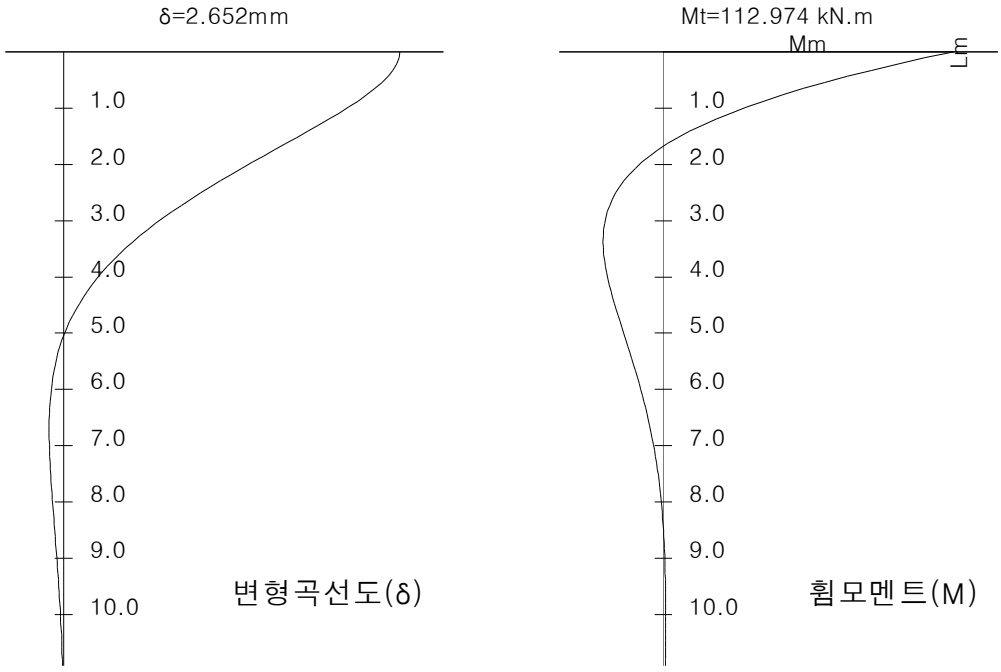
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : 112.974 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.652 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.652 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	112.974	-105.392	2.652	
0.727	49.156	-70.806	2.412	
1.453	8.727	-41.639	1.894	
2.180	-13.204	-20.012	1.320	
2.907	-22.152	-5.760	0.813	
3.633	-23.050	2.412	0.422	
4.360	-19.718	6.158	0.154	
5.087	-14.789	7.046	-0.007	
5.813	-9.861	6.338	-0.087	
6.540	-5.742	4.938	-0.114	
7.267	-2.711	3.417	-0.108	
7.993	-0.729	2.085	-0.088	
8.720	0.396	1.067	-0.063	
9.447	0.901	0.375	-0.040	
10.173	1.009	-0.037	-0.022	
10.900	0.898	-0.240	-0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

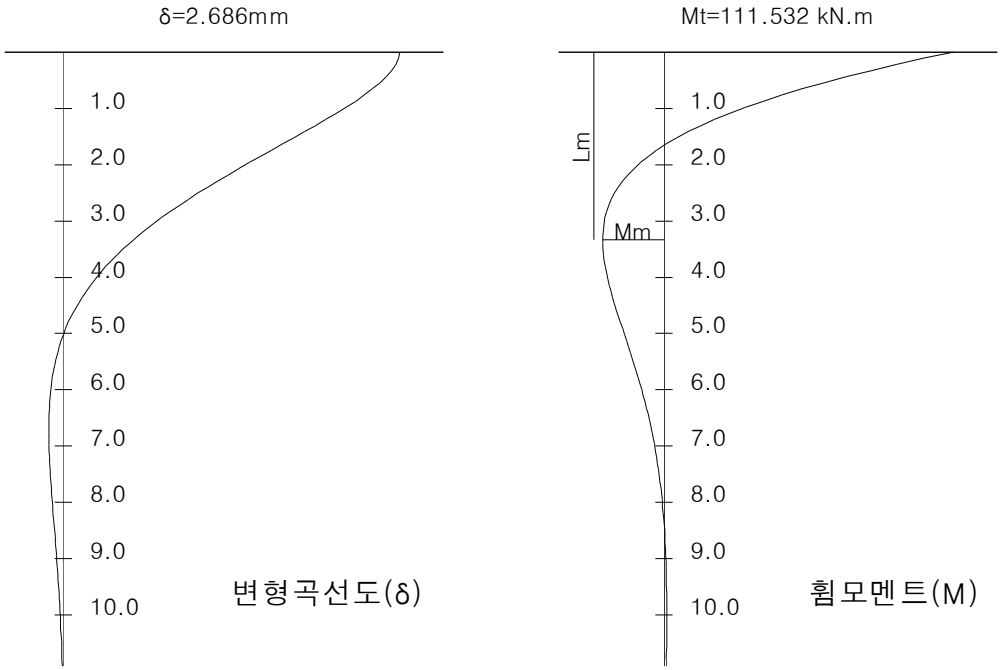
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -23.690 kN.m, 3.338 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.686 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.686 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	111.532	-105.392	2.686	
0.727	47.846	-70.486	2.427	
1.453	7.699	-41.210	1.897	
2.180	-13.920	-19.597	1.316	
2.907	-22.593	-5.421	0.806	
3.633	-23.278	2.657	0.415	
4.360	-19.801	6.315	0.148	
5.087	-14.785	7.133	-0.011	
5.813	-9.813	6.375	-0.090	
6.540	-5.680	4.944	-0.115	
7.267	-2.652	3.406	-0.109	
7.993	-0.681	2.067	-0.088	
8.720	0.430	1.048	-0.063	
9.447	0.923	0.360	-0.040	
10.173	1.021	-0.048	-0.022	
10.900	0.903	-0.247	-0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6)

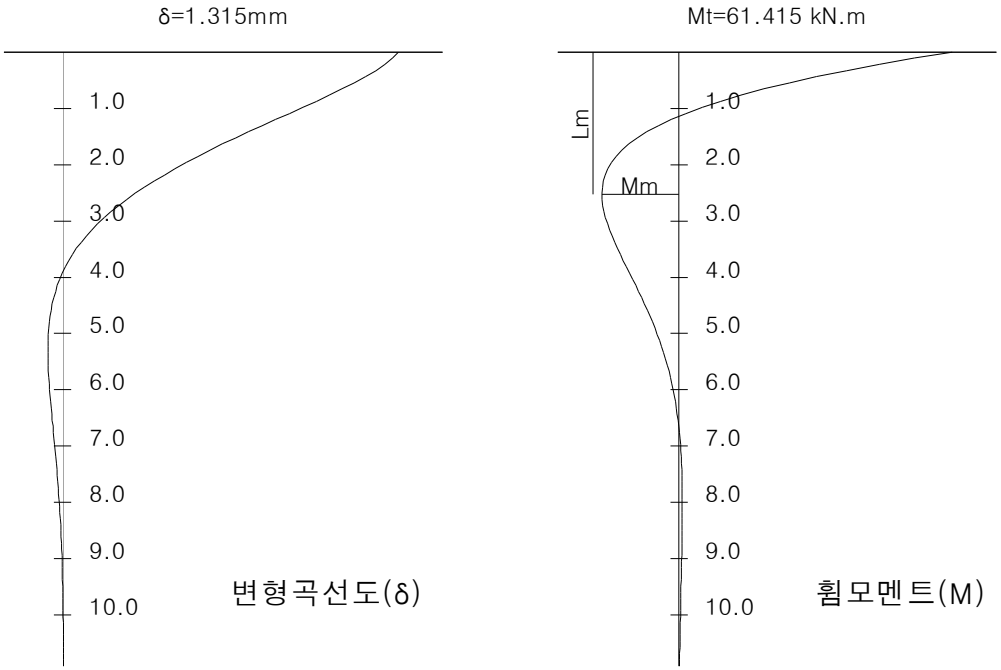
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.319 kN.m, 2.526 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.315 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.315 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	61.415	-81.046	1.315	
0.727	15.641	-46.185	1.061	
1.453	-7.977	-20.514	0.711	
2.180	-16.565	-4.637	0.398	
2.907	-16.625	3.379	0.171	
3.633	-12.923	6.143	0.033	
4.360	-8.400	5.980	-0.035	
5.087	-4.529	4.568	-0.057	
5.813	-1.813	2.923	-0.054	
6.540	-0.213	1.545	-0.041	
7.267	0.537	0.593	-0.026	
7.993	0.747	0.042	-0.013	
8.720	0.671	-0.209	-0.005	
9.447	0.488	-0.273	0.000	
10.173	0.298	-0.240	0.002	
10.900	0.147	-0.171	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

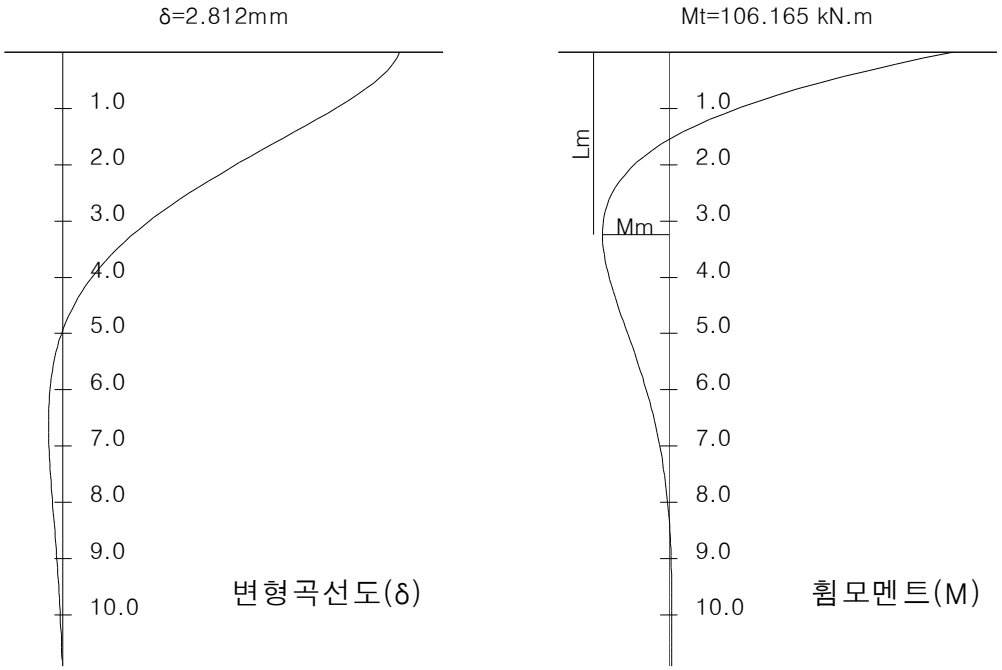
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -24.884 kN.m, 3.236 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.812 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.812 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	106.165	-105.392	2.813	
0.727	42.969	-69.296	2.482	
1.453	3.872	-39.612	1.906	
2.180	-16.585	-18.055	1.302	
2.907	-24.232	-4.160	0.781	
3.633	-24.127	3.567	0.389	
4.360	-20.110	6.899	0.126	
5.087	-14.770	7.455	-0.028	
5.813	-9.636	6.512	-0.101	
6.540	-5.450	4.964	-0.122	
7.267	-2.433	3.363	-0.112	
7.993	-0.503	2.000	-0.089	
8.720	0.558	0.980	-0.063	
9.447	1.004	0.302	-0.039	
10.173	1.065	-0.092	-0.021	
10.900	0.921	-0.276	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

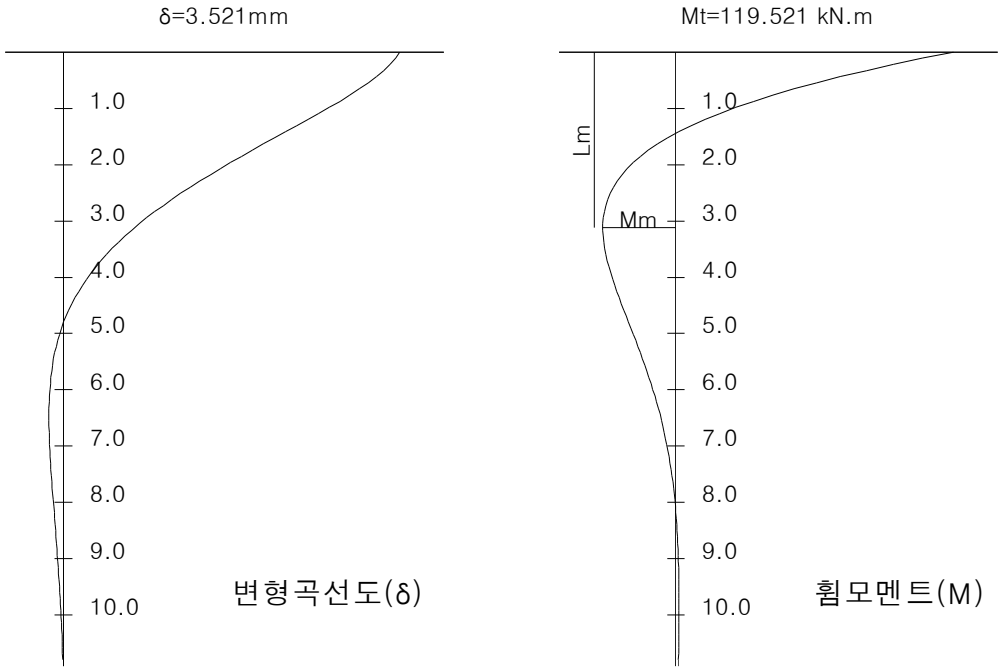
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.404 kN.m, 3.124 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.521 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.521 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	119.521	-125.676	3.521	
0.727	44.810	-81.064	3.032	
1.453	-0.428	-45.128	2.286	
2.180	-23.292	-19.496	1.532	
2.907	-31.057	-3.299	0.898	
3.633	-29.891	5.455	0.430	
4.360	-24.389	8.997	0.121	
5.087	-17.593	9.314	-0.055	
5.813	-11.257	7.945	-0.135	
6.540	-6.196	5.945	-0.154	
7.267	-2.612	3.955	-0.138	
7.993	-0.366	2.296	-0.107	
8.720	0.833	1.078	-0.074	
9.447	1.304	0.283	-0.045	
10.173	1.328	-0.166	-0.023	
10.900	1.123	-0.367	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈅ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)

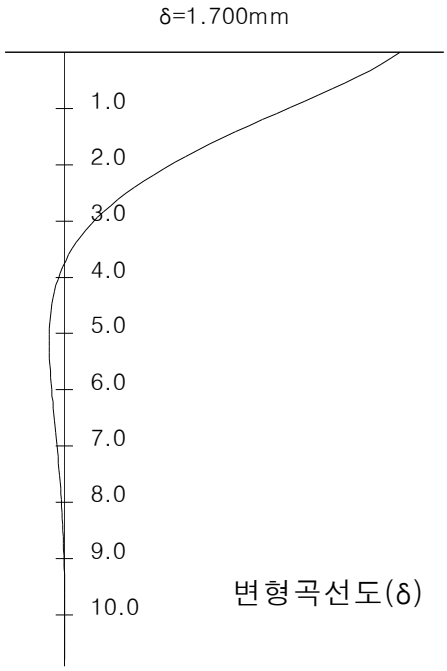
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

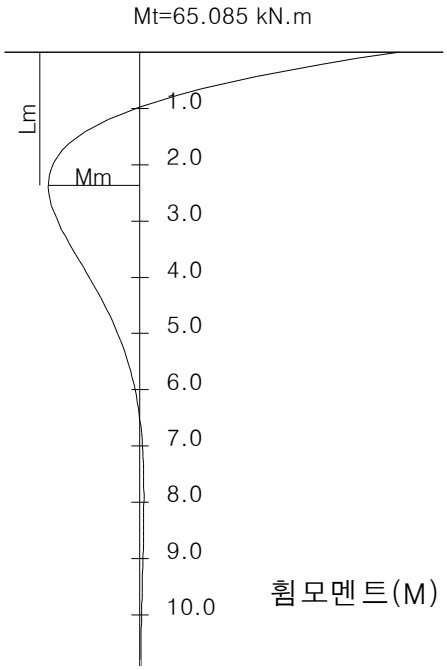
- 최대모멘트 및 깊이 : -23.046 kN.m, 2.363 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.700 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.700 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	65.085	-96.650	1.700	
0.727	11.538	-52.632	1.310	
1.453	-14.576	-21.493	0.845	
2.180	-22.781	-2.993	0.451	
2.907	-21.278	5.806	0.177	
3.633	-15.848	8.370	0.017	
4.360	-9.909	7.620	-0.057	
5.087	-5.078	5.582	-0.077	
5.813	-1.817	3.435	-0.068	
6.540	0.023	1.722	-0.049	
7.267	0.826	0.583	-0.030	
7.993	0.994	-0.048	-0.015	
8.720	0.845	-0.315	-0.005	
9.447	0.590	-0.361	0.001	
10.173	0.346	-0.301	0.003	
10.900	0.161	-0.207	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19829.146	35191.054	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	475899.5	844585.3
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4095500.5	4095500.5
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	10766615.6	10766615.6
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		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0031265	0.0015275	-0.0002173	중+활하중+토압(1
	COMBO 2	0.0031265	0.0015275	-0.0002173	하중+토압+온도하
	COMBO 3	0.0023030	0.0014690	0.0000486	중+토압+지진하중
	COMBO 4	0.0031265	0.0025706	-0.0001164	활하중+토압(1+3
	COMBO 5	0.0039134	0.0025706	0.0000010	+토압+온도하중(
	COMBO 6	0.0027464	0.0020786	0.0002246	토압+지진하중(2+
계수하중	COMBO 1	0.0053150	0.0021048	-0.0002570	+활하중+토압(1+
	COMBO 2	0.0053150	0.0020551	-0.0002220	하중+토압+온도하
	COMBO 3	0.0023030	0.0014690	0.0000486	중+토압+지진하중
	COMBO 4	0.0053150	0.0038294	-0.0000918	활하중+토압(1+3+5
	COMBO 5	0.0063380	0.0034112	0.0000623	토압+온도하중(1+
	COMBO 6	0.0027464	0.0020786	0.0002246	토압+지진하중(2+

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.913 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

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

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

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

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0031265	0.0011508	-0.0002173	196.380	61.995	0.000
	2	0.0031265	0.0014333	-0.0002173	244.587	61.995	0.000
	3	0.0031265	0.0019983	-0.0002173	341.001	61.995	0.000
COMBO 2	1	0.0031265	0.0011508	-0.0002173	196.380	61.995	0.000
	2	0.0031265	0.0014333	-0.0002173	244.587	61.995	0.000
	3	0.0031265	0.0019983	-0.0002173	341.001	61.995	0.000
COMBO 3	1	0.0023030	0.0015533	0.0000486	265.061	81.046	0.000
	2	0.0023030	0.0014901	0.0000486	254.276	81.046	0.000
	3	0.0023030	0.0013637	0.0000486	232.707	81.046	0.000
COMBO 4	1	0.0031265	0.0023689	-0.0001164	404.250	61.995	0.000
	2	0.0031265	0.0025202	-0.0001164	430.064	61.995	0.000
	3	0.0031265	0.0028228	-0.0001164	481.692	61.995	0.000
COMBO 5	1	0.0039134	0.0025723	0.0000010	438.958	77.599	0.000
	2	0.0039134	0.0025711	0.0000010	438.741	77.599	0.000
	3	0.0039134	0.0025685	0.0000010	438.307	77.599	0.000
COMBO 6	1	0.0027464	0.0024678	0.0002246	421.125	96.650	0.000
	2	0.0027464	0.0021759	0.0002246	371.311	96.650	0.000
	3	0.0027464	0.0015921	0.0002246	271.681	96.650	0.000

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0053150	0.0016593	-0.0002570	283.153	105.392	0.000
	2	0.0053150	0.0019934	-0.0002570	340.166	105.392	0.000
	3	0.0053150	0.0026616	-0.0002570	454.193	105.392	0.000
COMBO 2	1	0.0053150	0.0016703	-0.0002220	285.024	105.392	0.000
	2	0.0053150	0.0019589	-0.0002220	334.275	105.392	0.000
	3	0.0053150	0.0025361	-0.0002220	432.777	105.392	0.000
COMBO 3	1	0.0023030	0.0015533	0.0000486	265.061	81.046	0.000
	2	0.0023030	0.0014901	0.0000486	254.276	81.046	0.000
	3	0.0023030	0.0013637	0.0000486	232.707	81.046	0.000
COMBO 4	1	0.0053150	0.0036704	-0.0000918	626.332	105.392	0.000
	2	0.0053150	0.0037897	-0.0000918	646.690	105.392	0.000
	3	0.0053150	0.0040283	-0.0000918	687.407	105.392	0.000
COMBO 5	1	0.0063380	0.0035192	0.0000623	600.531	125.676	0.000
	2	0.0063380	0.0034382	0.0000623	586.714	125.676	0.000
	3	0.0063380	0.0032763	0.0000623	559.080	125.676	0.000
COMBO 6	1	0.0027464	0.0024678	0.0002246	421.125	96.650	0.000
	2	0.0027464	0.0021759	0.0002246	371.311	96.650	0.000
	3	0.0027464	0.0015921	0.0002246	271.681	96.650	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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	196.380	61.995	0.000	8
	2	0.433	0	244.587	61.995	0.000	8
	3	-2.167	0	341.001	61.995	0.000	8
	계			6255.749	1487.884	0.000	24
COMBO 2	1	1.733	0	196.380	61.995	0.000	8
	2	0.433	0	244.587	61.995	0.000	8
	3	-2.167	0	341.001	61.995	0.000	8
	계			6255.749	1487.884	0.000	24
COMBO 3	1	1.733	0	265.061	81.046	0.000	8
	2	0.433	0	254.276	81.046	0.000	8
	3	-2.167	0	232.707	81.046	0.000	8
	계			6016.349	1945.112	0.000	24
COMBO 4	1	1.733	0	404.250	61.995	0.000	8
	2	0.433	0	430.064	61.995	0.000	8
	3	-2.167	0	481.692	61.995	0.000	8
	계			10528.043	1487.884	0.000	24
COMBO 5	1	1.733	0	438.958	77.599	0.000	8
	2	0.433	0	438.741	77.599	0.000	8
	3	-2.167	0	438.307	77.599	0.000	8
	계			10528.043	1862.368	0.000	24
COMBO 6	1	1.733	0	421.125	96.650	0.000	8
	2	0.433	0	371.311	96.650	0.000	8
	3	-2.167	0	271.681	96.650	0.000	8
	계			8512.938	2319.597	0.000	24

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	283.153	105.392	0.000	8
	2	0.433	0	340.166	105.392	0.000	8
	3	-2.167	0	454.193	105.392	0.000	8
	계			8620.100	2529.402	0.000	24
COMBO 2	1	1.733	0	285.024	105.392	0.000	8
	2	0.433	0	334.275	105.392	0.000	8
	3	-2.167	0	432.777	105.392	0.000	8
	계			8416.610	2529.402	0.000	24
COMBO 3	1	1.733	0	265.061	81.046	0.000	8
	2	0.433	0	254.276	81.046	0.000	8
	3	-2.167	0	232.707	81.046	0.000	8
	계			6016.349	1945.112	0.000	24
COMBO 4	1	1.733	0	626.332	105.392	0.000	8
	2	0.433	0	646.690	105.392	0.000	8
	3	-2.167	0	687.407	105.392	0.000	8
	계			15683.432	2529.402	0.000	24
COMBO 5	1	1.733	0	600.531	125.676	0.000	8
	2	0.433	0	586.714	125.676	0.000	8
	3	-2.167	0	559.080	125.676	0.000	8
	계			13970.593	3016.232	0.000	24
COMBO 6	1	1.733	0	421.125	96.650	0.000	8
	2	0.433	0	371.311	96.650	0.000	8
	3	-2.167	0	271.681	96.650	0.000	8
	계			8512.938	2319.597	0.000	24

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)

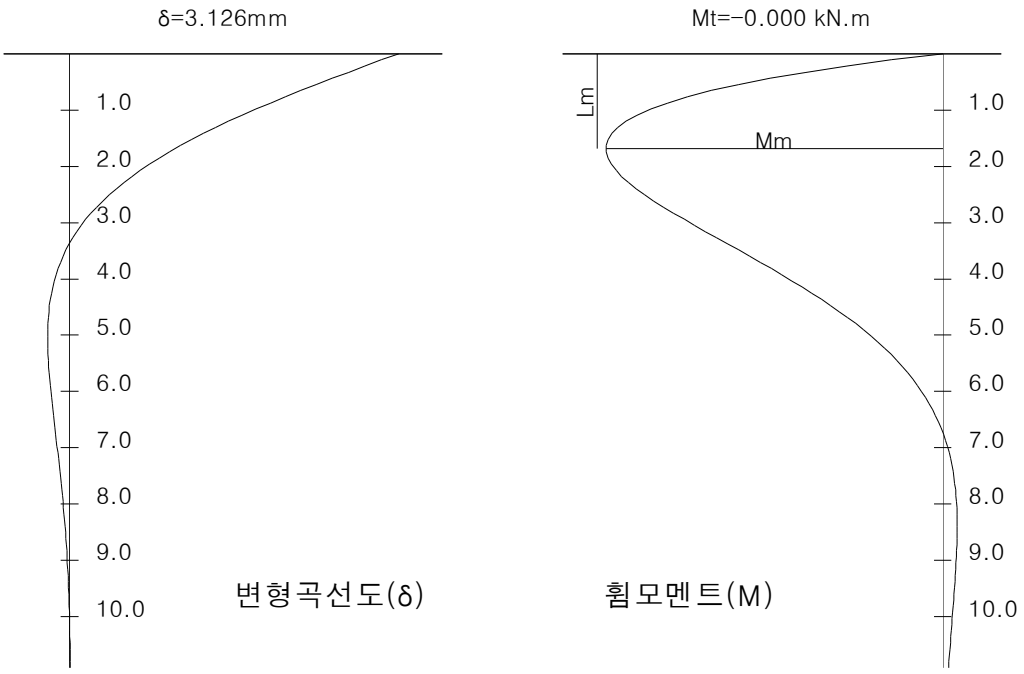
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -42.761 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.126 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.126 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-61.995	3.127	
0.727	-31.463	-26.914	2.099	
1.453	-42.245	-4.707	1.233	
2.180	-40.770	7.325	0.592	
2.907	-33.325	12.221	0.169	
3.633	-24.075	12.695	-0.073	
4.360	-15.431	10.850	-0.183	
5.087	-8.513	8.132	-0.209	
5.813	-3.608	5.418	-0.188	
6.540	-0.528	3.152	-0.147	
7.267	1.120	1.485	-0.101	
7.993	1.772	0.396	-0.062	
8.720	1.811	-0.221	-0.032	
9.447	1.533	-0.497	-0.011	
10.173	1.141	-0.556	0.001	
10.900	0.754	-0.494	0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

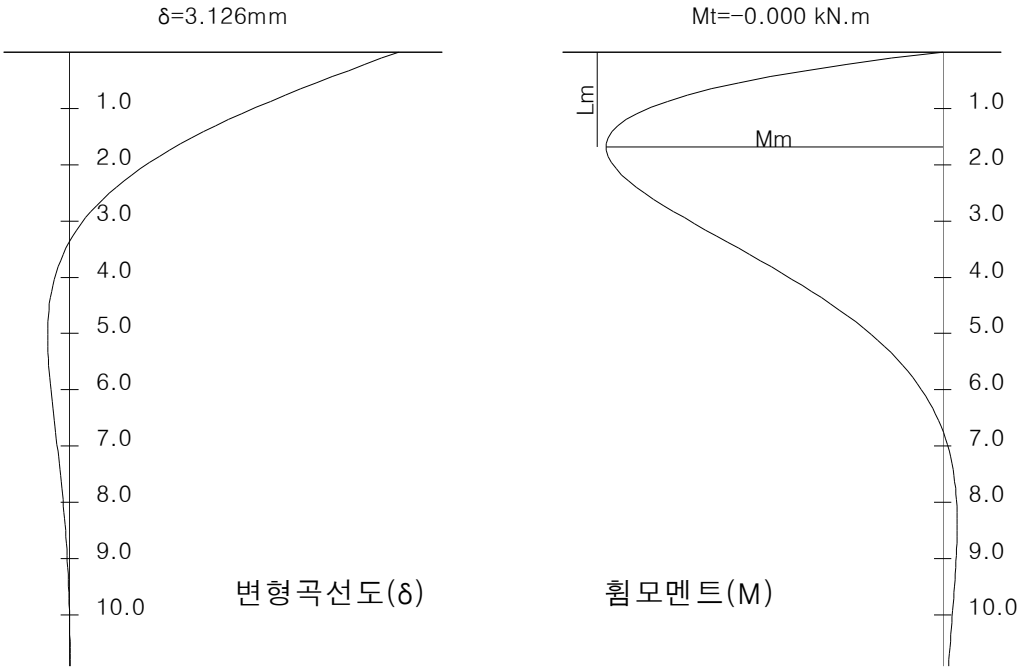
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -42.761 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.126 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.126 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-61.995	3.127	
0.727	-31.463	-26.914	2.099	
1.453	-42.245	-4.707	1.233	
2.180	-40.770	7.325	0.592	
2.907	-33.325	12.221	0.169	
3.633	-24.075	12.695	-0.073	
4.360	-15.431	10.850	-0.183	
5.087	-8.513	8.132	-0.209	
5.813	-3.608	5.418	-0.188	
6.540	-0.528	3.152	-0.147	
7.267	1.120	1.485	-0.101	
7.993	1.772	0.396	-0.062	
8.720	1.811	-0.221	-0.032	
9.447	1.533	-0.497	-0.011	
10.173	1.141	-0.556	0.001	
10.900	0.754	-0.494	0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6)

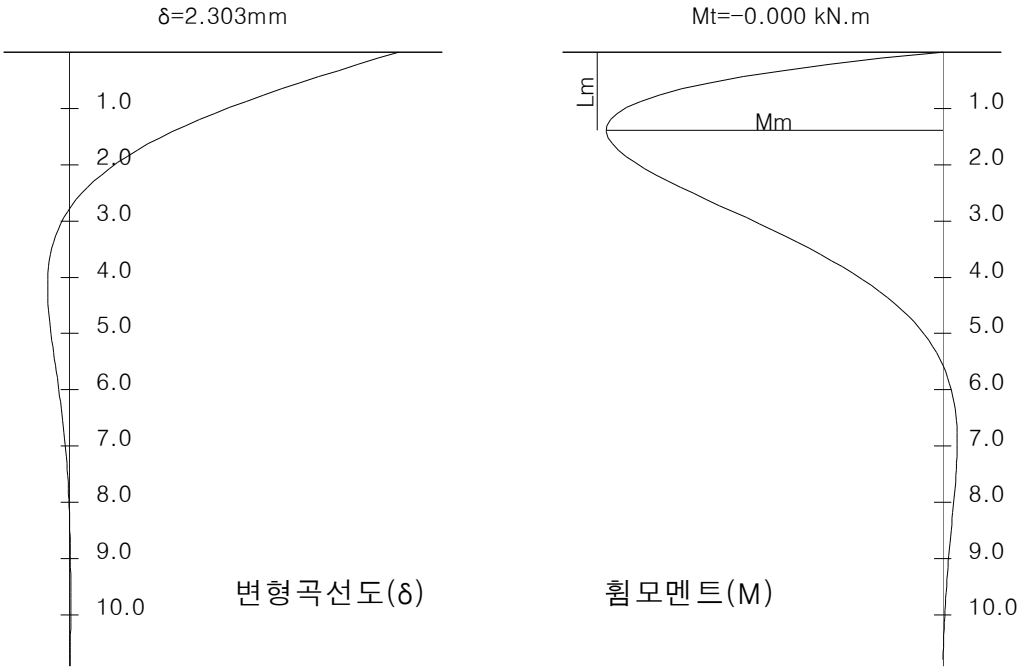
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.172 kN.m, 1.388 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.303 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.303 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-81.046	2.303	
0.727	-37.946	-27.768	1.399	
1.453	-46.110	1.865	0.689	
2.180	-39.360	14.467	0.222	
2.907	-27.569	16.760	-0.033	
3.633	-16.208	14.010	-0.138	
4.360	-7.583	9.661	-0.153	
5.087	-2.093	5.584	-0.125	
5.813	0.788	2.541	-0.085	
6.540	1.877	0.634	-0.048	
7.267	1.935	-0.346	-0.021	
7.993	1.526	-0.699	-0.005	
8.720	1.005	-0.697	0.004	
9.447	0.550	-0.540	0.007	
10.173	0.227	-0.350	0.006	
10.900	0.034	-0.188	0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)

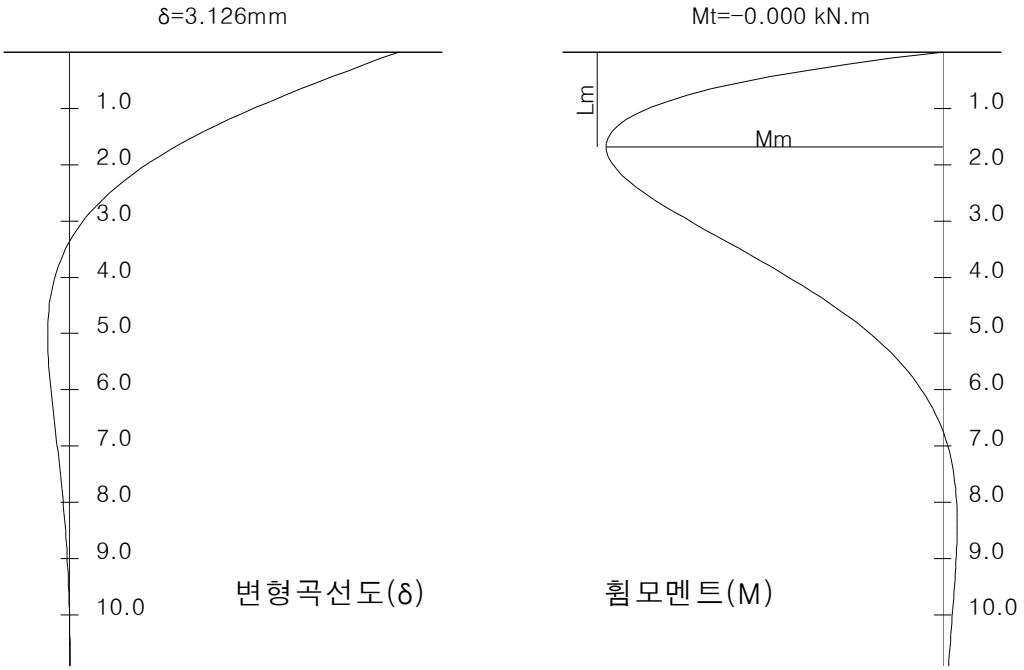
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -42.761 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.126 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.126 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-61.995	3.127	
0.727	-31.463	-26.914	2.099	
1.453	-42.245	-4.707	1.233	
2.180	-40.770	7.325	0.592	
2.907	-33.325	12.221	0.169	
3.633	-24.075	12.695	-0.073	
4.360	-15.431	10.850	-0.183	
5.087	-8.513	8.132	-0.209	
5.813	-3.608	5.418	-0.188	
6.540	-0.528	3.152	-0.147	
7.267	1.120	1.485	-0.101	
7.993	1.772	0.396	-0.062	
8.720	1.811	-0.221	-0.032	
9.447	1.533	-0.497	-0.011	
10.173	1.141	-0.556	0.001	
10.900	0.754	-0.494	0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

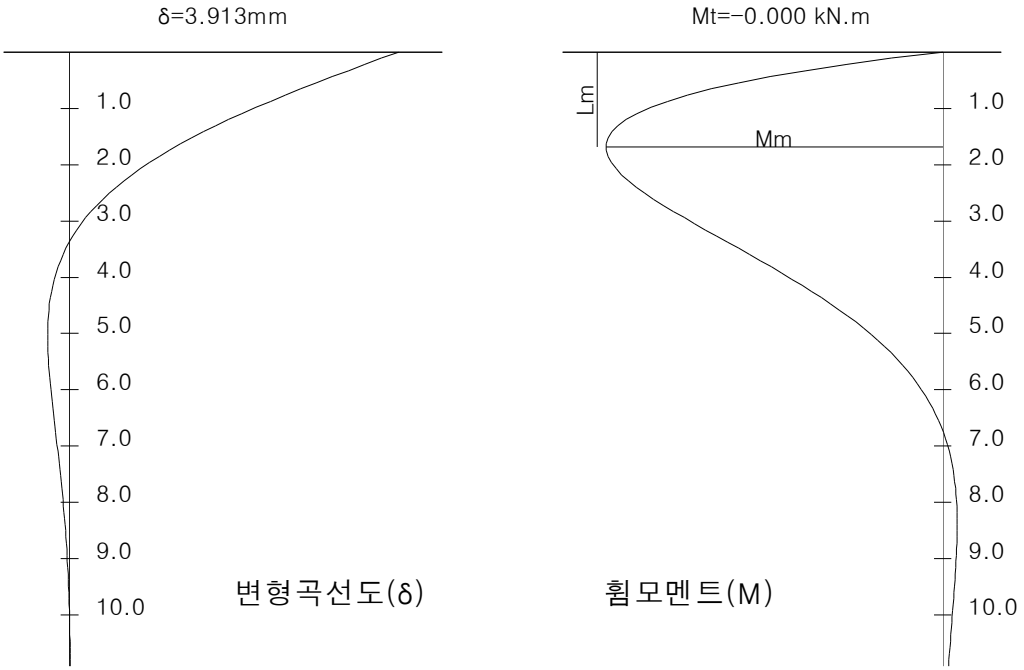
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -53.524 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.913 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.913 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-77.599	3.913	
0.727	-39.382	-33.687	2.627	
1.453	-52.877	-5.891	1.544	
2.180	-51.032	9.168	0.741	
2.907	-41.712	15.297	0.212	
3.633	-30.135	15.891	-0.091	
4.360	-19.315	13.581	-0.230	
5.087	-10.656	10.179	-0.262	
5.813	-4.515	6.782	-0.236	
6.540	-0.661	3.946	-0.183	
7.267	1.402	1.859	-0.127	
7.993	2.218	0.496	-0.077	
8.720	2.267	-0.276	-0.040	
9.447	1.919	-0.623	-0.014	
10.173	1.428	-0.696	0.001	
10.900	0.944	-0.619	0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈅ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6+8+11)

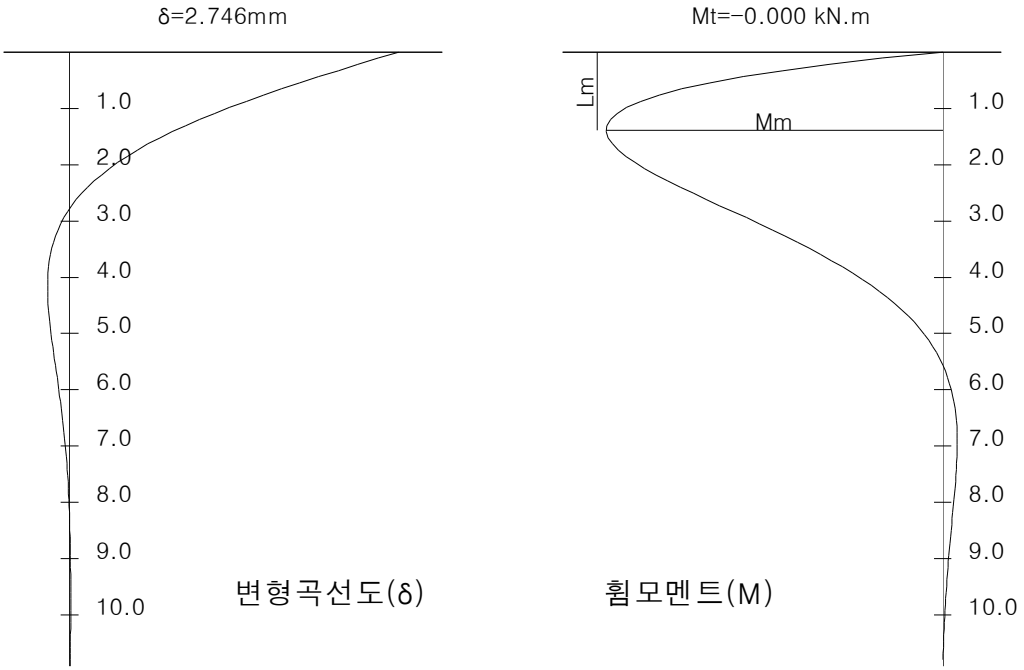
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -55.062 kN.m, 1.388 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.746 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.746 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-96.650	2.746	
0.727	-45.252	-33.114	1.669	
1.453	-54.988	2.224	0.821	
2.180	-46.937	17.252	0.265	
2.907	-32.877	19.987	-0.039	
3.633	-19.329	16.707	-0.164	
4.360	-9.043	11.521	-0.182	
5.087	-2.496	6.659	-0.149	
5.813	0.940	3.030	-0.101	
6.540	2.239	0.756	-0.058	
7.267	2.307	-0.412	-0.025	
7.993	1.820	-0.833	-0.006	
8.720	1.198	-0.831	0.004	
9.447	0.656	-0.644	0.008	
10.173	0.271	-0.417	0.008	
10.900	0.041	-0.224	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)

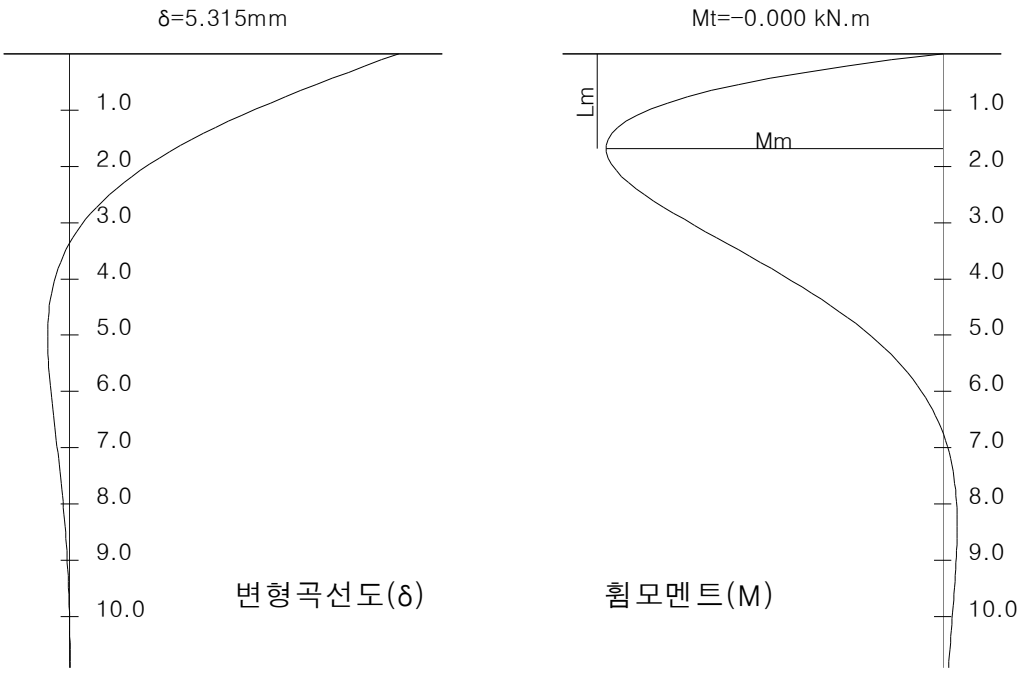
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -72.694 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.315 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.315 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-105.392	5.315	
0.727	-53.487	-45.753	3.568	
1.453	-71.816	-8.001	2.096	
2.180	-69.310	12.452	1.006	
2.907	-56.652	20.776	0.288	
3.633	-40.928	21.582	-0.124	
4.360	-26.232	18.445	-0.312	
5.087	-14.472	13.825	-0.356	
5.813	-6.133	9.211	-0.320	
6.540	-0.897	5.359	-0.249	
7.267	1.904	2.525	-0.172	
7.993	3.012	0.674	-0.105	
8.720	3.078	-0.375	-0.054	
9.447	2.606	-0.846	-0.019	
10.173	1.939	-0.945	0.002	
10.900	1.282	-0.840	0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

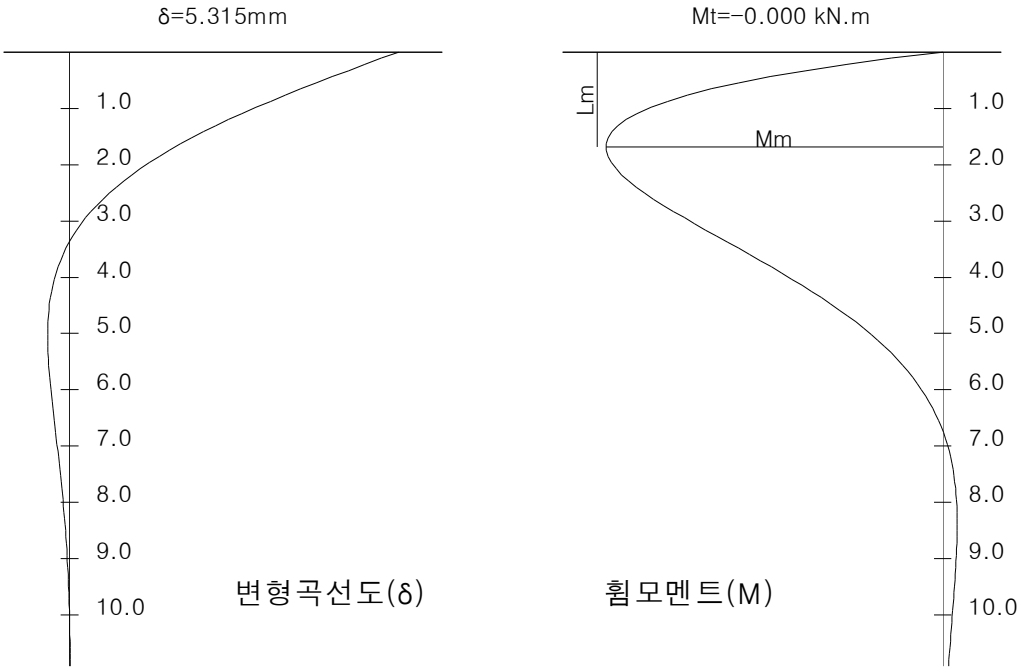
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -72.694 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.315 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.315 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-105.392	5.315	
0.727	-53.487	-45.753	3.568	
1.453	-71.816	-8.001	2.096	
2.180	-69.310	12.452	1.006	
2.907	-56.652	20.776	0.288	
3.633	-40.928	21.582	-0.124	
4.360	-26.232	18.445	-0.312	
5.087	-14.472	13.825	-0.356	
5.813	-6.133	9.211	-0.320	
6.540	-0.897	5.359	-0.249	
7.267	1.904	2.525	-0.172	
7.993	3.012	0.674	-0.105	
8.720	3.078	-0.375	-0.054	
9.447	2.606	-0.846	-0.019	
10.173	1.939	-0.945	0.002	
10.900	1.282	-0.840	0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6)

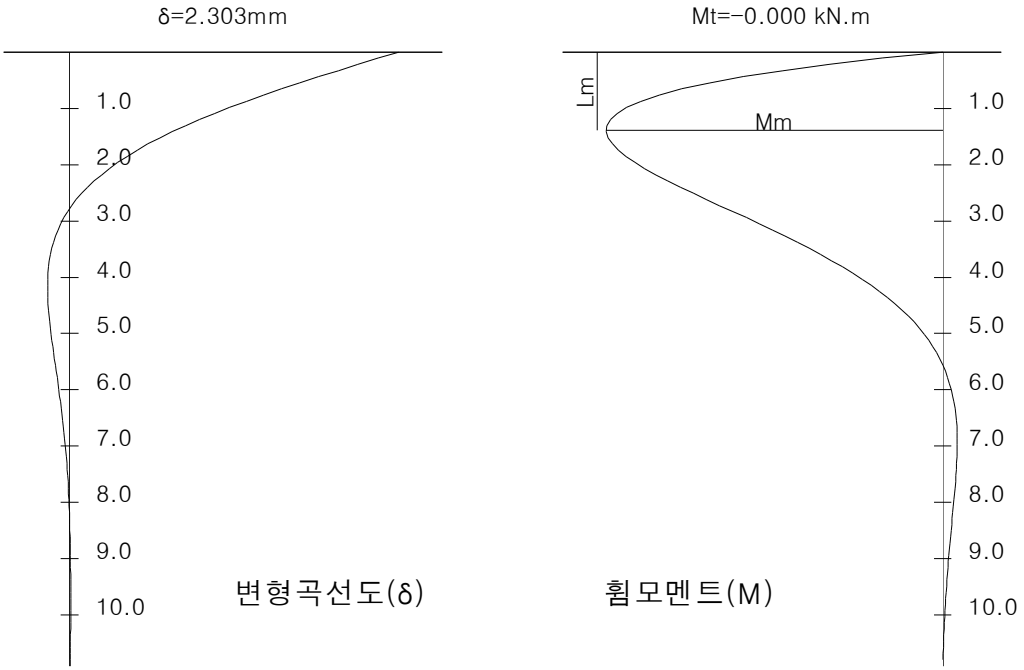
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.172 kN.m, 1.388 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.303 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.303 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-81.046	2.303	
0.727	-37.946	-27.768	1.399	
1.453	-46.110	1.865	0.689	
2.180	-39.360	14.467	0.222	
2.907	-27.569	16.760	-0.033	
3.633	-16.208	14.010	-0.138	
4.360	-7.583	9.661	-0.153	
5.087	-2.093	5.584	-0.125	
5.813	0.788	2.541	-0.085	
6.540	1.877	0.634	-0.048	
7.267	1.935	-0.346	-0.021	
7.993	1.526	-0.699	-0.005	
8.720	1.005	-0.697	0.004	
9.447	0.550	-0.540	0.007	
10.173	0.227	-0.350	0.006	
10.900	0.034	-0.188	0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

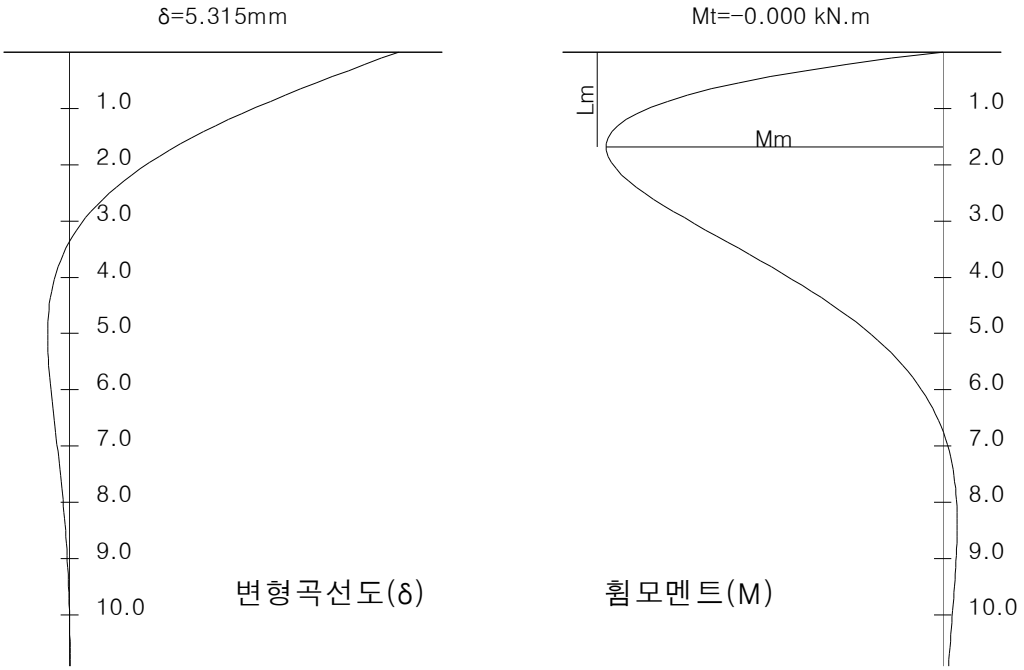
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -72.694 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.315 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.315 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-105.392	5.315	
0.727	-53.487	-45.753	3.568	
1.453	-71.816	-8.001	2.096	
2.180	-69.310	12.452	1.006	
2.907	-56.652	20.776	0.288	
3.633	-40.928	21.582	-0.124	
4.360	-26.232	18.445	-0.312	
5.087	-14.472	13.825	-0.356	
5.813	-6.133	9.211	-0.320	
6.540	-0.897	5.359	-0.249	
7.267	1.904	2.525	-0.172	
7.993	3.012	0.674	-0.105	
8.720	3.078	-0.375	-0.054	
9.447	2.606	-0.846	-0.019	
10.173	1.939	-0.945	0.002	
10.900	1.282	-0.840	0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

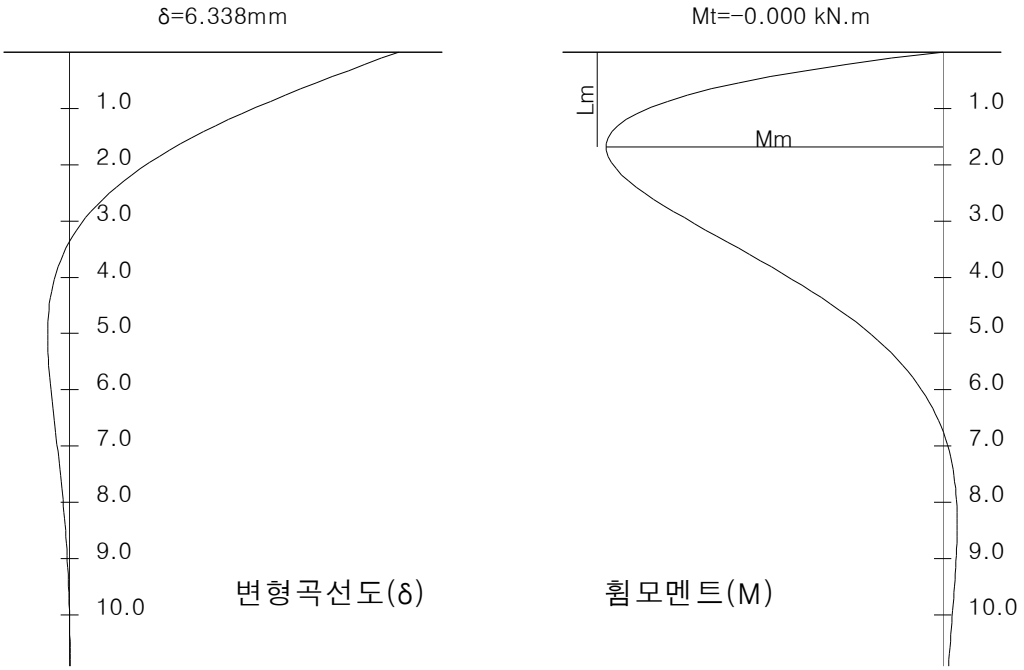
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -86.685 kN.m, 1.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.338 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.338 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-125.676	6.338	
0.727	-63.782	-54.559	4.255	
1.453	-85.638	-9.541	2.500	
2.180	-82.650	14.849	1.199	
2.907	-67.556	24.774	0.343	
3.633	-48.805	25.736	-0.147	
4.360	-31.281	21.995	-0.372	
5.087	-17.258	16.486	-0.425	
5.813	-7.313	10.984	-0.382	
6.540	-1.070	6.390	-0.297	
7.267	2.271	3.011	-0.205	
7.993	3.591	0.804	-0.125	
8.720	3.671	-0.447	-0.064	
9.447	3.108	-1.008	-0.022	
10.173	2.312	-1.127	0.002	
10.900	1.529	-1.002	0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈅ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중(2+4+6+9+12)

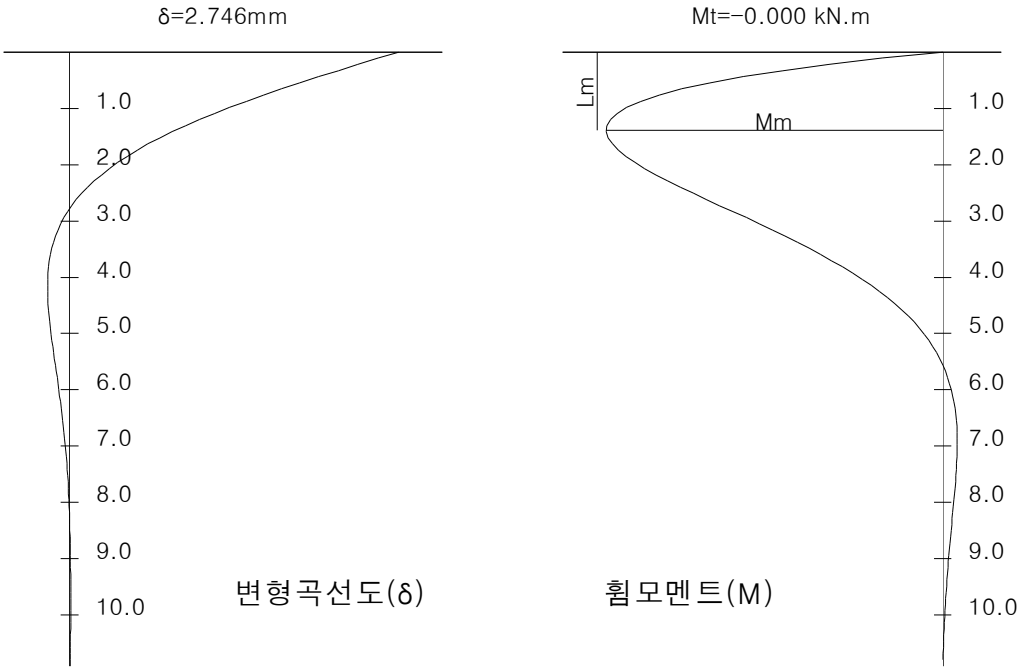
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -55.062 kN.m, 1.388 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.746 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.746 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-96.650	2.746	
0.727	-45.252	-33.114	1.669	
1.453	-54.988	2.224	0.821	
2.180	-46.937	17.252	0.265	
2.907	-32.877	19.987	-0.039	
3.633	-19.329	16.707	-0.164	
4.360	-9.043	11.521	-0.182	
5.087	-2.496	6.659	-0.149	
5.813	0.940	3.030	-0.101	
6.540	2.239	0.756	-0.058	
7.267	2.307	-0.412	-0.025	
7.993	1.820	-0.833	-0.006	
8.720	1.198	-0.831	0.004	
9.447	0.656	-0.644	0.008	
10.173	0.271	-0.417	0.008	
10.900	0.041	-0.224	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 700.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1035.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.504 = 1.583 m²

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.583	9.000	사질토	4.270	9.000	60.848
1.583	10.000	사질토	-	-	-
1.583	15.000	사질토	-	-	-
1.583	50.000	사질토	-	-	-
1.583	50.000	사질토	-	-	-
1.583	50.000	사질토	-	-	-
계	-	-	-	-	60.849

사질토 : f = 1.0 x N (≤ 50.0)

점성토 : f = 5.0 x N (≤ 150.0)

N ≤ 2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 3.9134 mm 0.K

지진시 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.7464 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

Pa1 = 1 / 3 x 60.849 + 0.000 = 20.283 kN (평상시)

Pa2 = 1 / 2 x 60.849 + 0.000 = 30.424 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	283.984	241.994	700.000	20.283	O.K
	HINGE	341.001	196.380	700.000	20.283	O.K
COMBO 2	FIX	283.984	241.994	700.000	20.283	O.K
	HINGE	341.001	196.380	700.000	20.283	O.K
COMBO 3	FIX	305.554	182.090	1035.000	30.424	O.K
	HINGE	265.061	232.707	1035.000	30.424	O.K
COMBO 4	FIX	447.121	428.103	700.000	20.283	O.K
	HINGE	481.692	404.250	700.000	20.283	O.K
COMBO 5	FIX	488.634	376.211	700.000	20.283	O.K
	HINGE	438.958	438.307	700.000	20.283	O.K
COMBO 6	FIX	464.039	218.040	1035.000	30.424	O.K
	HINGE	421.125	271.681	1035.000	30.424	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

:『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 11.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 10.90/0.508 = 21.457 < 100 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

fsa = 140.000 MPa (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M x y/Io

= V/0.016 ± M x 0.508/2 / 0.00047

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	283.984	69.181	55.401	140.000	O.K
	HINGE	341.001	42.761	44.906	140.000	O.K
COMBO 2	FIX	283.984	69.181	55.401	140.000	O.K
	HINGE	341.001	42.761	44.906	140.000	O.K
COMBO 3	FIX	305.554	61.415	52.626	210.000	O.K
	HINGE	265.061	46.172	41.842	210.000	O.K
COMBO 4	FIX	447.121	65.021	63.681	140.000	O.K
	HINGE	481.692	42.761	53.971	140.000	O.K
COMBO 5	FIX	488.634	75.343	71.892	140.000	O.K
	HINGE	438.958	53.524	56.989	140.000	O.K
COMBO 6	FIX	464.039	65.085	64.806	210.000	O.K
	HINGE	421.125	55.062	56.665	210.000	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.00 MPa (평상시)

= 120.00 MPa (지진시)

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

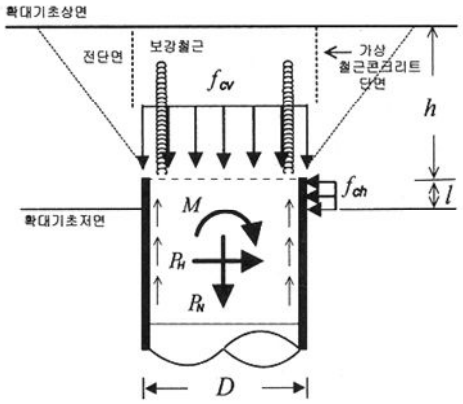
$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	61.995	7.987	80.000	O.K
	HINGE	61.995	7.987	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	61.995	7.987	80.000	O.K
	HINGE	61.995	7.987	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	81.046	10.442	120.000	O.K
	HINGE	81.046	10.442	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	61.995	7.987	80.000	O.K
	HINGE	61.995	7.987	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	77.599	9.997	80.000	O.K
	HINGE	77.599	9.997	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	96.650	12.452	120.000	O.K
	HINGE	96.650	12.452	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 = 488634.2 / (π/4 x 508 ²)
= 2.411 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 464038.6 / (π/4 x 508 ²)
= 2.289 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 488634.2 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.088 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 464038.6 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.084 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 = 77598.675 / (508 x 100)
= 1.528 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 96649.875 / (508 x 100)
= 1.903 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

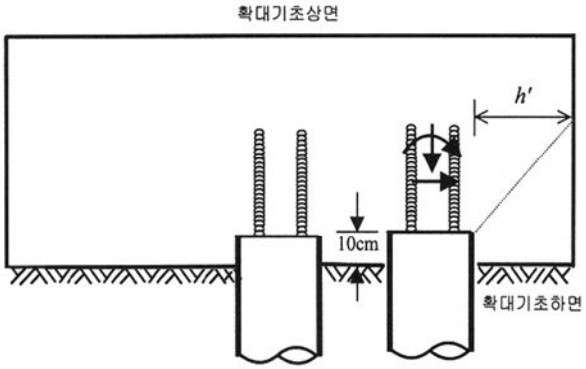
τh = 77598.675 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.131 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 96649.875 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.163 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa\,1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

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 = 696330.589 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 = 696330.589 N ∴ O.K

교각 P1

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

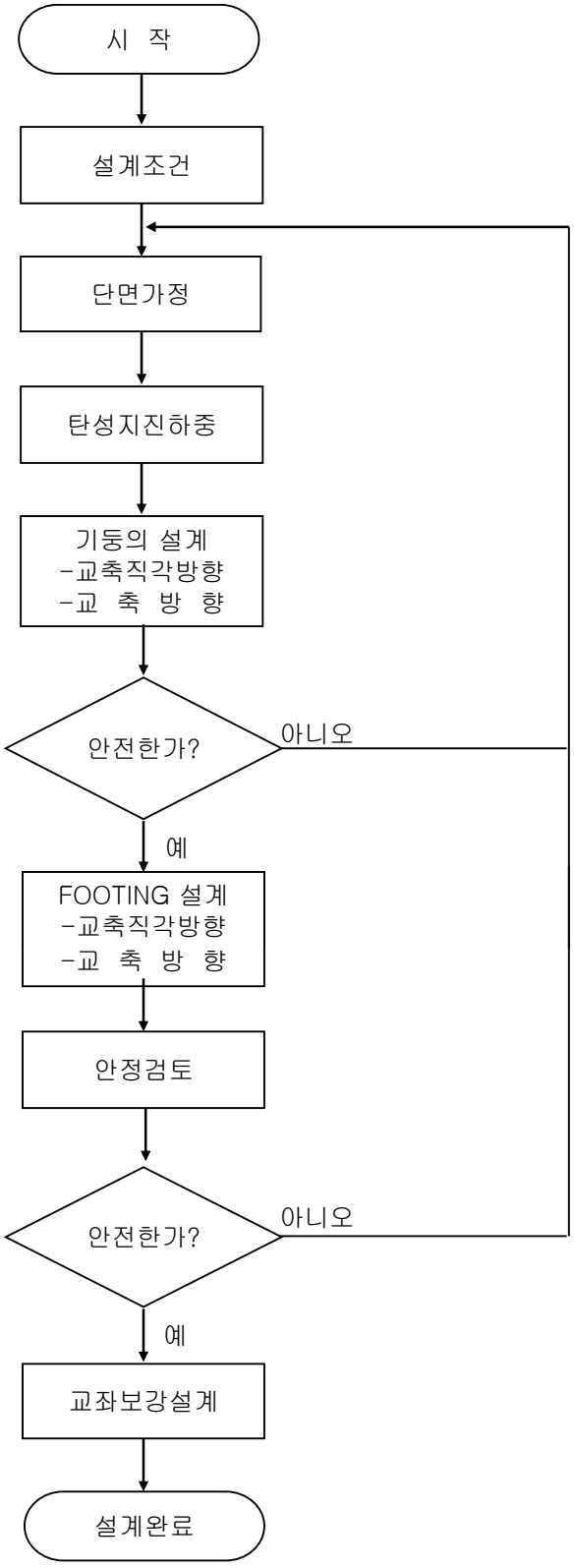
10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(뚫림) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
12.1 받침 연단거리 검토
12.2 최소 받침지지 길이 검토
12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
12.4 교량받침 보강 철근 검토
12.5 교량받침 하면 보강
12.6 교량받침 콘크리트 보강
13. 말뚝 교축직각방향 검토

14. 말뚝 교축방향 검토

1. 설계흐름도


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1000.000	578.396	O.K
		허용인발력(kN/EA)	194.344	-	O.K
		휨 응력(MPa)	140.000	37.600	O.K
		전단응력(MPa)	80.000	0.327	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.052	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1177.500	681.352	O.K
		허용인발력(kN/EA)	291.517	-	O.K
		휨 응력(MPa)	210.000	53.707	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	5.256	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.484	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1000.000	766.120	O.K
		허용인발력(kN/EA)	194.344	-	O.K
		휨 응력(MPa)	140.000	57.829	O.K
		전단응력(MPa)	80.000	2.115	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.476	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1177.500	731.909	O.K
		허용인발력(kN/EA)	291.517	-	O.K
		휨 응력(MPa)	210.000	59.091	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	4.580	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.508	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.005	25456.599	98334.643	3.863	O.K
	모멘트최대	0.005	17862.231	112382.449	6.292	O.K
	탄성설계	0.005	13740.178	99776.182	7.262	O.K
	편심최대	0.005	12366.160	112382.449	9.088	O.K
교축직각방향	축력최대	0.005	25456.599	74727.146	2.935	O.K
	모멘트최대	0.005	23646.120	55908.069	2.364	O.K
	탄성설계	0.005	13740.178	75882.850	5.523	O.K
	편심최대	0.005	19524.067	46815.483	2.398	O.K
합성부재력	축력최대	0.005	25456.599	74727.146	2.935	O.K
	모멘트최대	0.005	17862.231	79104.535	4.429	O.K
	편심최대	0.005	12366.160	65337.275	5.284	O.K
	모멘트최대	0.005	23646.120	55908.069	2.364	O.K
	편심최대	0.005	19524.067	46815.483	2.398	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	2600.0	100.0	37612.849	48180.000	29382.153	37165.517	1.265	O.K
	우측내민보	2600.0	100.0	36603.204	48180.000	28627.664	37165.517	1.298	O.K
	좌측내민보수	3200.0	100.0	1682.957	8143.300	1770.609	8507.467	4.805	O.K
	우측내민보수	3200.0	100.0	1817.505	8143.300	1911.886	8507.467	4.450	O.K
	교량받침1	2377.6	756.0	3321.609	48180.000	1708.223	22776.625	13.334	O.K
	교량받침3	1721.6	100.0	2629.448	16060.000	1443.348	8615.885	5.969	O.K
기초	교축방향	2200.0	150.0	15606.017	23613.100	10784.878	16246.525	1.506	O.K
	교직-지점부	2200.0	150.0	20998.004	39186.400	14468.119	26729.607	1.847	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	185.009	180.000	128.000	211.904	O.K
	우측내민보	182.213	180.000	128.000	218.438	O.K
	좌측내민보수평	72.861	180.000	173.333	864.660	O.K
	우측내민보수평	78.675	180.000	173.333	787.209	O.K
	교량받침1	19.984	180.000	128.000	2086.861	O.K
	교량받침3	45.476	180.000	128.000	1385.356	O.K
기초	교축방향	159.909	180.000	127.869	144.967	O.K
	교직-지점부	129.843	180.000	127.869	267.752	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 : STEEL BOX
3) 교 량 등 급 : 1 등교
4) 기 초 형 식 : 말뚝기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20 kN/m³ [도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.15

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치 : N = 30
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 36.213 ° ; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력 : C = 0 kN/m²
4) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.448 ; TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
5) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도 계수 x 지진구역계수
   - 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
   - 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도 : fck = 두부보: 27 MPa
   기둥: 27 MPa
   기초: 27 MPa
   - 탄성계수 : Ec = 두부보: 27555.8 MPa
   기둥: 27555.8 MPa
   기초: 27555.8 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]

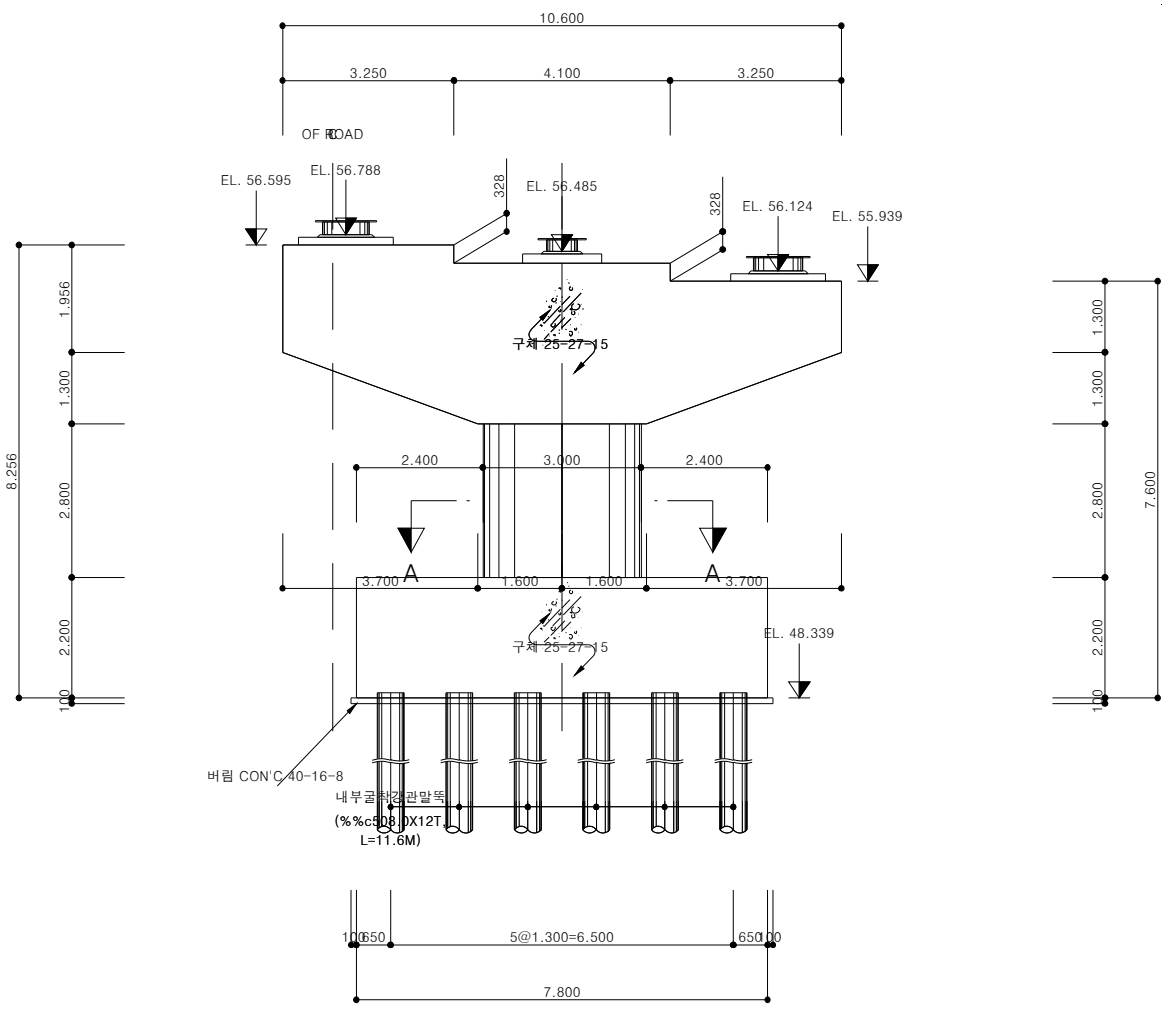
3.5 설 계 방 법

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) 콘크리트구조기준 : 한국콘크리트학회 (2012)
3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


10.600
3.250
4.100
3.250
OF ROAD
EL. 56.595
EL. 56.788
328
EL. 56.485
328
EL. 56.124
EL. 55.939
구체 25-27-15
2.400
3.000
2.400
A
A
3.700
1.600
1.600
3.700
구체 25-27-15
EL. 48.339
버림 CON'C 40-16-8
내부굴착강관말뚝
(%%c508.0X12T
L=11.6M)
1.956
1.300
2.800
2.200
100
8.256
1.300
1.300
2.800
2.200
100
7.600
100
650
5@1.300=6.500
650
100
7.800

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	4409.661	1630.219	1673.405	201.294
2	1478.275	1065.500	707.353	514.136
3	4914.579	836.544	309.418	1849.528
계	10802.515	3532.263	2690.176	2564.958

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 12.600 / 4.100 = 3.073 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (12.600 / 4.100)] x 4.100 = 13.880 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 13.88 kN/m

P1 = 13.880 x (50.120 + 70.000) / 2 x sin90.0

= 833.633 kN

작용위치 h = 4.100/2 + 0.400 + 0.650 = 3.1 m

작용모멘트 My = Ph x h = 833.633 x 3.100 = 2584.262 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.256 x 3.200 = 31.258 kN

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 78.685 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500.000 N/m의
풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

Ph = 1.500 x (50.120 + 70.000)/2 x sin90.0 = 90.09 kN

작용위치 h = 3.608 + 1.500 + 0.650 = 5.758 m

작용모멘트 My = Ph x h = 90.090 x 5.758 = 518.724 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 0.000012 x 25.0 x 0.000 = 0 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 27555800 x 3.97608 x 1EA x 0.00000 / 5.400³ x sin90.0

= 0 kN

② 교량받침에 의한 수평력

상부고정하중 : Vd = 10802.515 kN

교량받침마찰계수 : μ = 0.150

Ph = μ x W = 10802.515 x 0.150 x sin90.0

= 1620.377 kN

☞ 수평력은 ①,②중 작은값 0.000 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 0.000 x (0.400 + 1.300/2) = 0 kN.m

5.5 원심하중 (CF)

CF = 0.79 x V² / R (%)

= 0.79 x 60.000² / 170.000

= 16.729 %

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

작용위치	h = 3.608 + 1.800 + 0.650		=	6.058	m
작용수평력	Pcf = 16.729 x 3532.263 / 100		=	590.927	kN
작용모멘트	My = Pcf x h	= 590.927 x 6.058	=	3579.74	kN.m

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

(leff 적용)

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥 상단	경우 1	기둥 1	1601.262	4855.413	0.00161	646.754	3601.983	0.00088
	경우 2	기둥 1	1128.623	3114.096	0.00089	1332.336	7439.549	0.00211
기둥 하단	경우 1	기둥 1	1468.797	8056.124	0	660.630	4763.129	0
	경우 2	기둥 1	1045.230	5387.931	0	1279.863	9788.828	0

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q	
SVB01	1.00	1.00									1.00	
SVB02	1.00		1.00								1.00	
SVB03	1.00			1.00							1.00	
SVB04	1.00				1.00						1.00	
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00	
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00	
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00	
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00	
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00	
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00	
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00	
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00	
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00	
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00	
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00	
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00	
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00	
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00	
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00	
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00	
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00	
SVB22	1.00								1.00		1.00	
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00	
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00	
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00	
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00	

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축(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 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q	
ULB01	1.30	2.15									1.30	
ULB02	1.30		2.15								1.30	
ULB03	1.30			2.15							1.30	
ULB04	1.30				1.30						1.30	
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30	
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30	
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30	
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30	
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30	
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30	
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30	
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30	
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30	
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.25			1.25	
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.25			1.25	
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.25			1.25	
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25	
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.25			1.25	
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25	
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.25			1.25	
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25	
ULB22	1.00								1.00		1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30	
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30	
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30	
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20	

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q	
UEB01	1.00	2.15									1.30	
UEB02	1.00		2.15								1.30	
UEB03	1.00			2.15							1.30	
UEB04	1.00				1.30						1.30	
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30	
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30	
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30	
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30	
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30	
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30	
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30	
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30	
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30	
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.25			1.25	
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.25			1.25	
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.25			1.25	
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25	
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.25			1.25	
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25	
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.25			1.25	
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25	
UEB22	1.00								1.00		1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30	
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30	
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30	
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20	

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

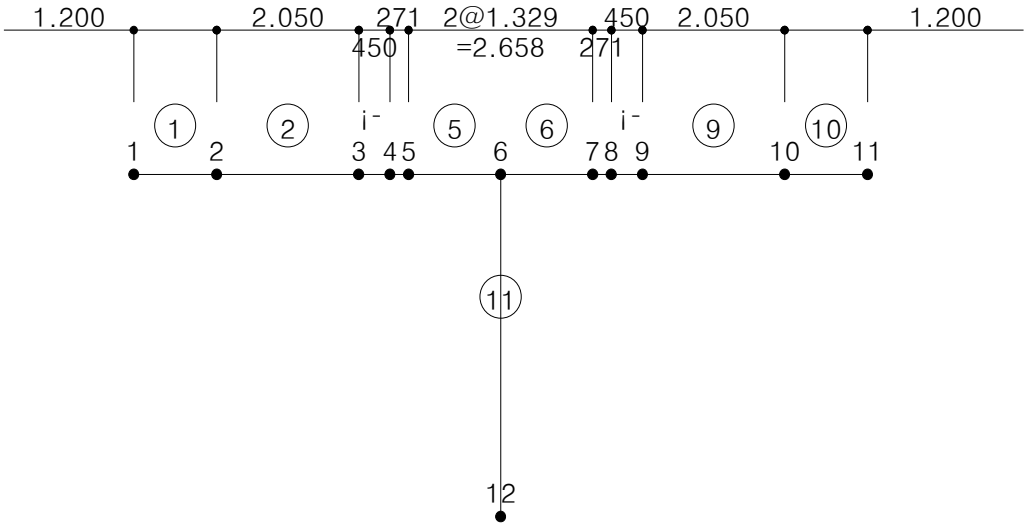
CF
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00
1.00

CF
1.30
1.30
1.30
1.30
1.30
1.30
1.30
1.30
1.30
1.30
1.30
1.25
1.25
1.25
1.25
1.25
1.25
1.30
1.30
1.30

CF
1.30
1.30
1.30
1.30
1.30
1.30
1.30
1.30
1.30
1.30
1.30
1.25
1.25
1.25
1.25
1.25
1.25
1.30
1.30
1.30

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0	4.75	5	3.971	4.75	9	7.35	4.75
2	1.2	4.75	6	5.3	4.75	10	9.4	4.75
3	3.25	4.75	7	6.629	4.75	11	10.6	4.75
4	3.7	4.75	8	6.9	4.75	12	5.3	0

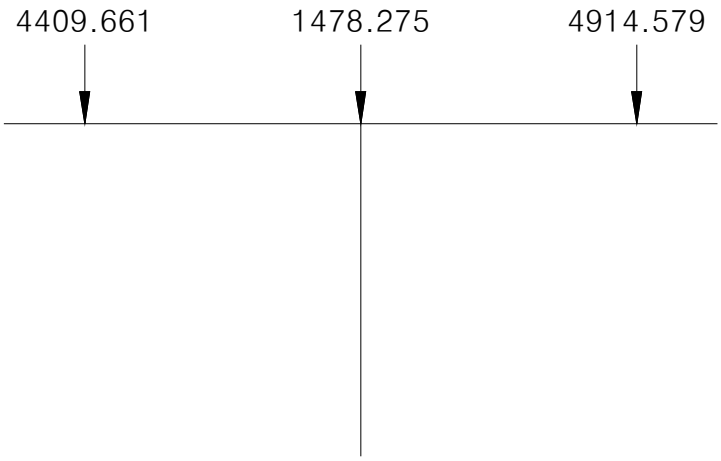
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m²)	I22(m⁴)	I33(m⁴)	적용절점
①	3.200	1.300	4.160	3.549867	0.585867	11
②	3.200	1.722	5.510	4.702208	1.361658	10
③	3.200	1.956	6.259	5.341184	1.995608	1
④	3.200	2.378	7.610	6.493525	3.585950	2
⑤	3.200	2.442	7.814	6.668288	3.883343	9
⑥	3.200	2.770	8.864	7.563947	5.667715	3
⑦	3.200	2.928	9.370	7.995392	6.693942	4~8
⑧	3.200	3.098	9.914	8.459605	7.928901	
⑨	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥상단
⑩	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥하단

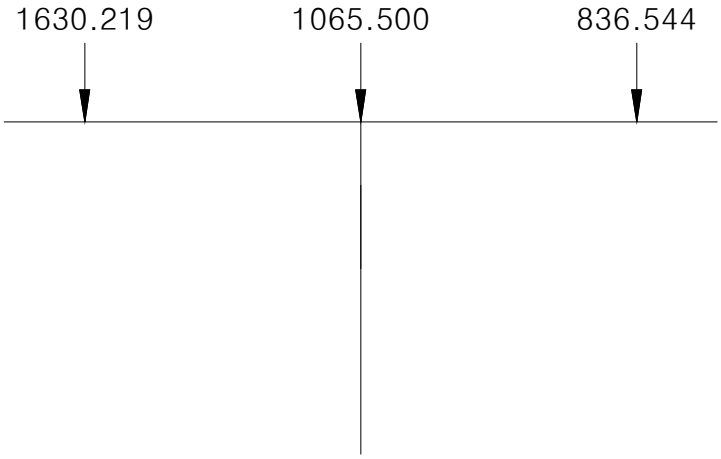
6.4 하중재하도

1) 연직하중

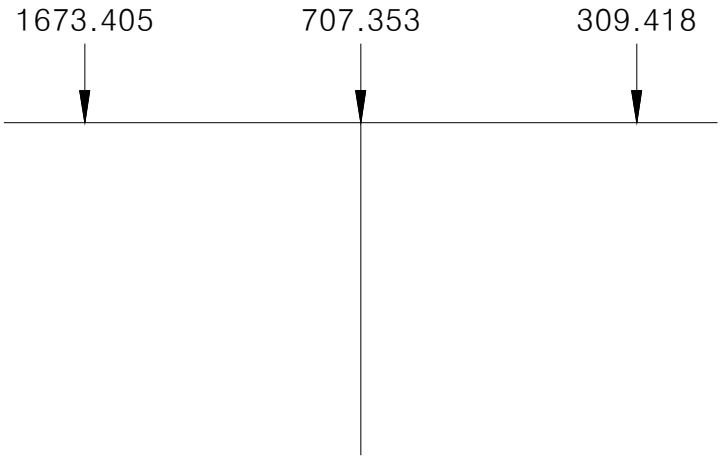
① 고정하중 (D)



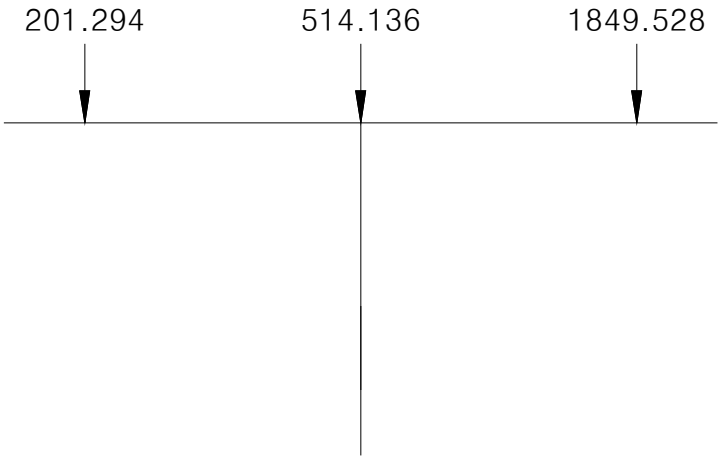
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



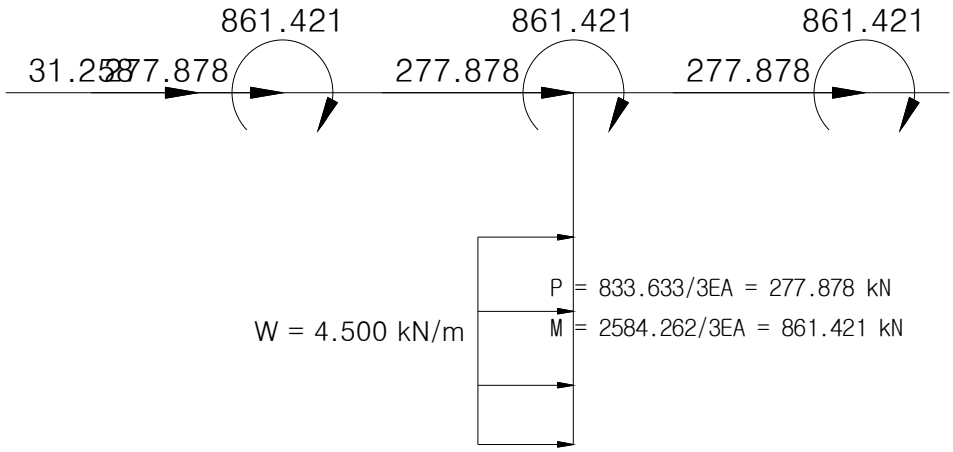
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



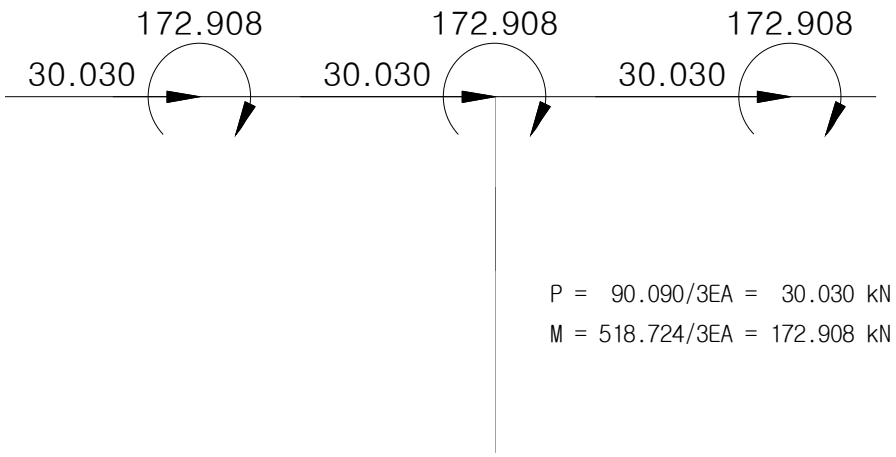
2) 수평하중

① 교축직각 방향

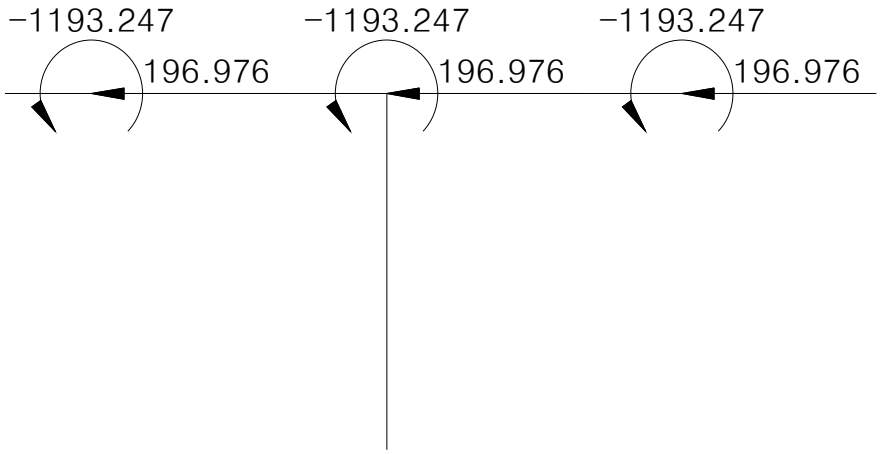
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

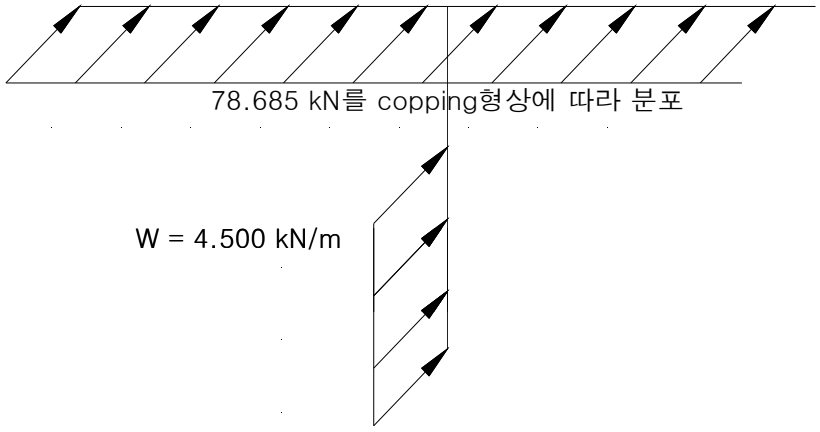


㉰ 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.



② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 11 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-13245.377	1443.364	0.000	-13740.178	1443.364	0.000	
L1	-3532.264	-3254.072	0.000	-3532.264	-3254.072	0.000	
L2	-2690.181	-5592.367	0.000	-2690.181	-5592.367	0.000	
L3	-2564.960	6757.768	0.000	-2564.960	6757.768	0.000	
W-TR	0.000	4270.802	-864.892	0.000	6710.140	-877.492	
WL	0.000	694.399	-90.090	0.000	946.652	-90.090	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	7439.549	1332.336	0.000	9788.828	1279.863	
CF	0.000	-4732.060	590.928	0.000	-6386.658	590.928	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-13245.377	0.000	0.000	-13740.178	0.000	0.000	
L1	-3532.264	0.000	0.000	-3532.264	0.000	0.000	
L2	-2690.181	0.000	0.000	-2690.181	0.000	0.000	
L3	-2564.960	0.000	0.000	-2564.960	0.000	0.000	
W-LO	0.000	-153.436	78.685	0.000	-391.395	91.285	
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	4855.413	1601.262	0.000	8056.124	1468.797	
CF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재5, 절점5)		우측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-13739.490	5232.767	-14738.490	-5567.127	
L1	-4517.340	1630.220	-2318.063	-836.544	
L2	-4637.019	1673.410	-857.397	-309.418	
L3	-557.786	201.294	-5125.048	-1849.530	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	861.421	0.000	-861.421	0.000	
WL	172.908	0.000	-172.908	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	-1193.250	0.000	1193.250	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-120.768	4617.692	-82.982	-5059.636
L1	0.000	1630.220	0.000	-836.544
L2	0.000	1673.410	0.000	-309.418
L3	0.000	201.294	0.000	-1849.530
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	861.421	0.000	-861.421	0.000
WL	172.908	0.000	-172.908	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	-1193.250	0.000	1193.250	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 11 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-16777.641	-6542.767	590.928	-17272.442	-8197.366	590.928	
SV002	-15935.558	-8881.063	590.928	-16430.359	-10535.661	590.928	
SV003	-15810.337	3469.072	590.928	-16305.138	1814.474	590.928	
SV004	-13245.377	5714.166	-864.892	-13740.178	8153.504	-877.492	
SV005	-16777.641	-3712.967	68.392	-17272.442	-3895.644	62.092	
SV006	-15935.558	-6051.262	68.392	-16430.359	-6233.940	62.092	
SV007	-15810.337	6298.872	68.392	-16305.138	6116.195	62.092	
SV008	-16777.641	-6542.767	590.928	-17272.442	-8197.366	590.928	
SV009	-16777.641	-6542.767	590.928	-17272.442	-8197.366	590.928	
SV010	-15935.558	-8881.063	590.928	-16430.359	-10535.661	590.928	
SV011	-15935.558	-8881.063	590.928	-16430.359	-10535.661	590.928	
SV012	-15810.337	3469.072	590.928	-16305.138	1814.474	590.928	
SV013	-15810.337	3469.072	590.928	-16305.138	1814.474	590.928	
SV014	-13245.377	5714.166	-864.892	-13740.178	8153.504	-877.492	
SV015	-13245.377	5714.166	-864.892	-13740.178	8153.504	-877.492	
SV016	-16777.641	-3712.967	68.392	-17272.442	-3895.644	62.092	
SV017	-16777.641	-3712.967	68.392	-17272.442	-3895.644	62.092	
SV018	-15935.558	-6051.262	68.392	-16430.359	-6233.940	62.092	
SV019	-15935.558	-6051.262	68.392	-16430.359	-6233.940	62.092	
SV020	-15810.337	6298.872	68.392	-16305.138	6116.195	62.092	
SV021	-15810.337	6298.872	68.392	-16305.138	6116.195	62.092	
SV022	-13245.377	8882.913	1332.336	-13740.178	11232.192	1279.863	
SV023	-16777.641	-6542.767	590.928	-17272.442	-8197.366	590.928	
SV024	-15935.558	-8881.063	590.928	-16430.359	-10535.661	590.928	
SV025	-15810.337	3469.072	590.928	-16305.138	1814.474	590.928	
SV026	-13245.377	5714.166	-864.892	-13740.178	8153.504	-877.492	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-16777.641	0.000	0.000	-17272.442	0.000	0.000	
SVB02	-15935.558	0.000	0.000	-16430.359	0.000	0.000	
SVB03	-15810.337	0.000	0.000	-16305.138	0.000	0.000	
SVB04	-13245.377	-153.436	78.685	-13740.178	-391.395	91.285	
SVB05	-16777.641	-76.718	39.343	-17272.442	-195.697	45.643	
SVB06	-15935.558	-76.718	39.343	-16430.359	-195.697	45.643	
SVB07	-15810.337	-76.718	39.343	-16305.138	-195.697	45.643	
SVB08	-16777.641	0.000	0.000	-17272.442	0.000	0.000	
SVB09	-16777.641	0.000	0.000	-17272.442	0.000	0.000	
SVB10	-15935.558	0.000	0.000	-16430.359	0.000	0.000	
SVB11	-15935.558	0.000	0.000	-16430.359	0.000	0.000	
SVB12	-15810.337	0.000	0.000	-16305.138	0.000	0.000	
SVB13	-15810.337	0.000	0.000	-16305.138	0.000	0.000	
SVB14	-13245.377	-153.436	78.685	-13740.178	-391.395	91.285	
SVB15	-13245.377	-153.436	78.685	-13740.178	-391.395	91.285	
SVB16	-16777.641	-76.718	39.343	-17272.442	-195.697	45.643	
SVB17	-16777.641	-76.718	39.343	-17272.442	-195.697	45.643	
SVB18	-15935.558	-76.718	39.343	-16430.359	-195.697	45.643	
SVB19	-15935.558	-76.718	39.343	-16430.359	-195.697	45.643	
SVB20	-15810.337	-76.718	39.343	-16305.138	-195.697	45.643	
SVB21	-15810.337	-76.718	39.343	-16305.138	-195.697	45.643	
SVB22	-13245.377	4855.413	1601.262	-13740.178	8056.124	1468.797	
SVB23	-16777.641	0.000	0.000	-17272.442	0.000	0.000	
SVB24	-15935.558	0.000	0.000	-16430.359	0.000	0.000	
SVB25	-15810.337	0.000	0.000	-16305.138	0.000	0.000	
SVB26	-13245.377	-153.436	78.685	-13740.178	-391.395	91.285	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재5, 절점5)		우측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-19450.080	6862.987	-15863.303	-6403.671	
SV002	-19569.759	6906.177	-14402.637	-5876.545	
SV003	-15490.526	5434.061	-18670.287	-7416.657	
SV004	-12878.069	5232.767	-15599.911	-5567.127	
SV005	-18846.461	6862.987	-16466.922	-6403.671	
SV006	-18966.141	6906.177	-15006.256	-5876.545	
SV007	-14886.907	5434.061	-19273.906	-7416.657	
SV008	-19450.080	6862.987	-15863.303	-6403.671	
SV009	-19450.080	6862.987	-15863.303	-6403.671	
SV010	-19569.759	6906.177	-14402.637	-5876.545	
SV011	-19569.759	6906.177	-14402.637	-5876.545	
SV012	-15490.526	5434.061	-18670.287	-7416.657	
SV013	-15490.526	5434.061	-18670.287	-7416.657	
SV014	-12878.069	5232.767	-15599.911	-5567.127	
SV015	-12878.069	5232.767	-15599.911	-5567.127	
SV016	-18846.461	6862.987	-16466.922	-6403.671	
SV017	-18846.461	6862.987	-16466.922	-6403.671	
SV018	-18966.141	6906.177	-15006.256	-5876.545	
SV019	-18966.141	6906.177	-15006.256	-5876.545	
SV020	-14886.907	5434.061	-19273.906	-7416.657	
SV021	-14886.907	5434.061	-19273.906	-7416.657	
SV022	-13739.490	5232.767	-14738.490	-5567.127	
SV023	-19450.080	6862.987	-15863.303	-6403.671	
SV024	-19569.759	6906.177	-14402.637	-5876.545	
SV025	-15490.526	5434.061	-18670.287	-7416.657	
SV026	-12878.069	5232.767	-15599.911	-5567.127	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-1314.018	6247.912	1110.268	-5896.180
SV002	-1314.018	6291.102	1110.268	-5369.054
SV003	-1314.018	4818.986	1110.268	-6909.166
SV004	740.653	4617.692	-944.403	-5059.636
SV005	-710.399	6247.912	506.649	-5896.180
SV006	-710.399	6291.102	506.649	-5369.054
SV007	-710.399	4818.986	506.649	-6909.166
SV008	-1314.018	6247.912	1110.268	-5896.180
SV009	-1314.018	6247.912	1110.268	-5896.180
SV010	-1314.018	6291.102	1110.268	-5369.054
SV011	-1314.018	6291.102	1110.268	-5369.054
SV012	-1314.018	4818.986	1110.268	-6909.166
SV013	-1314.018	4818.986	1110.268	-6909.166
SV014	740.653	4617.692	-944.403	-5059.636
SV015	740.653	4617.692	-944.403	-5059.636
SV016	-710.399	6247.912	506.649	-5896.180
SV017	-710.399	6247.912	506.649	-5896.180
SV018	-710.399	6291.102	506.649	-5369.054
SV019	-710.399	6291.102	506.649	-5369.054
SV020	-710.399	4818.986	506.649	-6909.166
SV021	-710.399	4818.986	506.649	-6909.166
SV022	-120.768	4617.692	-82.982	-5059.636
SV023	-1314.018	6247.912	1110.268	-5896.180
SV024	-1314.018	6291.102	1110.268	-5369.054
SV025	-1314.018	4818.986	1110.268	-6909.166
SV026	740.653	4617.692	-944.403	-5059.636

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 11 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-24813.358	-11271.558	768.206	-25456.599	-13422.536	768.206	
UL002	-23002.880	-16298.894	768.206	-23646.120	-18449.872	768.206	
UL003	-22733.654	10253.896	768.206	-23376.895	8102.918	768.206	
UL004	-17218.990	7428.415	-1124.360	-17862.231	10599.555	-1140.740	
UL005	-21810.934	-4826.857	88.909	-22454.174	-5064.338	80.719	
UL006	-20716.226	-7866.641	88.909	-21359.467	-8104.122	80.719	
UL007	-20553.438	8188.534	88.909	-21196.679	7951.053	80.719	
UL008	-21810.934	-8505.597	768.206	-22454.174	-10656.575	768.206	
UL009	-21810.934	-8505.597	768.206	-22454.174	-10656.575	768.206	
UL010	-20716.226	-11545.382	768.206	-21359.467	-13696.360	768.206	
UL011	-20716.226	-11545.382	768.206	-21359.467	-13696.360	768.206	
UL012	-20553.438	4509.794	768.206	-21196.679	2358.816	768.206	
UL013	-20553.438	4509.794	768.206	-21196.679	2358.816	768.206	
UL014	-16556.722	7142.707	-1081.115	-17175.222	10191.880	-1096.865	
UL015	-16556.722	7142.707	-1081.115	-17175.222	10191.880	-1096.865	
UL016	-20972.052	-4641.209	85.490	-21590.552	-4869.555	77.615	
UL017	-20972.052	-4641.209	85.490	-21590.552	-4869.555	77.615	
UL018	-19919.448	-7564.078	85.490	-20537.949	-7792.425	77.615	
UL019	-19919.448	-7564.078	85.490	-20537.949	-7792.425	77.615	
UL020	-19762.922	7873.590	85.490	-20381.422	7645.244	77.615	
UL021	-19762.922	7873.590	85.490	-20381.422	7645.244	77.615	
UL022	-13245.377	8882.913	1332.336	-13740.178	11232.192	1279.863	
UL023	-21810.934	-8505.597	768.206	-22454.174	-10656.575	768.206	
UL024	-20716.226	-11545.382	768.206	-21359.467	-13696.360	768.206	
UL025	-20553.438	4509.794	768.206	-21196.679	2358.816	768.206	
UL026	-15894.453	6856.999	-1037.871	-16488.213	9784.204	-1052.991	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 11 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-20839.745	-11704.567	768.206	-21334.545	-13855.545	768.206	
UE002	-19029.266	-16731.903	768.206	-19524.067	-18882.881	768.206	
UE003	-18760.041	9820.887	768.206	-19254.842	7669.909	768.206	
UE004	-13245.377	6995.406	-1124.360	-13740.178	10166.546	-1140.740	
UE005	-17837.320	-5259.866	88.909	-18332.121	-5497.347	80.719	
UE006	-16742.613	-8299.650	88.909	-17237.413	-8537.131	80.719	
UE007	-16579.825	7755.525	88.909	-17074.626	7518.044	80.719	
UE008	-17837.320	-8938.607	768.206	-18332.121	-11089.584	768.206	
UE009	-17837.320	-8938.607	768.206	-18332.121	-11089.584	768.206	
UE010	-16742.613	-11978.391	768.206	-17237.413	-14129.369	768.206	
UE011	-16742.613	-11978.391	768.206	-17237.413	-14129.369	768.206	
UE012	-16579.825	4076.784	768.206	-17074.626	1925.806	768.206	
UE013	-16579.825	4076.784	768.206	-17074.626	1925.806	768.206	
UE014	-12583.108	6709.698	-1081.115	-13053.169	9758.870	-1096.865	
UE015	-12583.108	6709.698	-1081.115	-13053.169	9758.870	-1096.865	
UE016	-16998.438	-5074.218	85.490	-17468.499	-5302.565	77.615	
UE017	-16998.438	-5074.218	85.490	-17468.499	-5302.565	77.615	
UE018	-15945.835	-7997.087	85.490	-16415.895	-8225.434	77.615	
UE019	-15945.835	-7997.087	85.490	-16415.895	-8225.434	77.615	
UE020	-15789.308	7440.581	85.490	-16259.369	7212.234	77.615	
UE021	-15789.308	7440.581	85.490	-16259.369	7212.234	77.615	
UE022	-13245.377	8882.913	1332.336	-13740.178	11232.192	1279.863	
UE023	-17837.320	-8938.607	768.206	-18332.121	-11089.584	768.206	
UE024	-16742.613	-11978.391	768.206	-17237.413	-14129.369	768.206	
UE025	-16579.825	4076.784	768.206	-17074.626	1925.806	768.206	
UE026	-11920.840	6423.990	-1037.871	-12366.160	9351.195	-1052.991	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-24813.358	0.000	0.000	-25456.599	0.000	0.000	
ULB02	-23002.880	0.000	0.000	-23646.120	0.000	0.000	
ULB03	-22733.654	0.000	0.000	-23376.895	0.000	0.000	
ULB04	-17218.990	-199.466	102.291	-17862.231	-508.813	118.671	
ULB05	-21810.934	-99.733	51.146	-22454.174	-254.407	59.336	
ULB06	-20716.226	-99.733	51.146	-21359.467	-254.407	59.336	
ULB07	-20553.438	-99.733	51.146	-21196.679	-254.407	59.336	
ULB08	-21810.934	0.000	0.000	-22454.174	0.000	0.000	
ULB09	-21810.934	0.000	0.000	-22454.174	0.000	0.000	
ULB10	-20716.226	0.000	0.000	-21359.467	0.000	0.000	
ULB11	-20716.226	0.000	0.000	-21359.467	0.000	0.000	
ULB12	-20553.438	0.000	0.000	-21196.679	0.000	0.000	
ULB13	-20553.438	0.000	0.000	-21196.679	0.000	0.000	
ULB14	-16556.722	-191.794	98.357	-17175.222	-489.244	114.107	
ULB15	-16556.722	-191.794	98.357	-17175.222	-489.244	114.107	
ULB16	-20972.052	-95.897	49.178	-21590.552	-244.622	57.053	
ULB17	-20972.052	-95.897	49.178	-21590.552	-244.622	57.053	
ULB18	-19919.448	-95.897	49.178	-20537.949	-244.622	57.053	
ULB19	-19919.448	-95.897	49.178	-20537.949	-244.622	57.053	
ULB20	-19762.922	-95.897	49.178	-20381.422	-244.622	57.053	
ULB21	-19762.922	-95.897	49.178	-20381.422	-244.622	57.053	
ULB22	-13245.377	4855.413	1601.262	-13740.178	8056.124	1468.797	
ULB23	-21810.934	0.000	0.000	-22454.174	0.000	0.000	
ULB24	-20716.226	0.000	0.000	-21359.467	0.000	0.000	
ULB25	-20553.438	0.000	0.000	-21196.679	0.000	0.000	
ULB26	-15894.453	-184.123	94.423	-16488.213	-469.674	109.543	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-20839.745	0.000	0.000	-21334.545	0.000	0.000	
UEB02	-19029.266	0.000	0.000	-19524.067	0.000	0.000	
UEB03	-18760.041	0.000	0.000	-19254.842	0.000	0.000	
UEB04	-13245.377	-199.466	102.291	-13740.178	-508.813	118.671	
UEB05	-17837.320	-99.733	51.146	-18332.121	-254.407	59.336	
UEB06	-16742.613	-99.733	51.146	-17237.413	-254.407	59.336	
UEB07	-16579.825	-99.733	51.146	-17074.626	-254.407	59.336	
UEB08	-17837.320	0.000	0.000	-18332.121	0.000	0.000	
UEB09	-17837.320	0.000	0.000	-18332.121	0.000	0.000	
UEB10	-16742.613	0.000	0.000	-17237.413	0.000	0.000	
UEB11	-16742.613	0.000	0.000	-17237.413	0.000	0.000	
UEB12	-16579.825	0.000	0.000	-17074.626	0.000	0.000	
UEB13	-16579.825	0.000	0.000	-17074.626	0.000	0.000	
UEB14	-12583.108	-191.794	98.357	-13053.169	-489.244	114.107	
UEB15	-12583.108	-191.794	98.357	-13053.169	-489.244	114.107	
UEB16	-16998.438	-95.897	49.178	-17468.499	-244.622	57.053	
UEB17	-16998.438	-95.897	49.178	-17468.499	-244.622	57.053	
UEB18	-15945.835	-95.897	49.178	-16415.895	-244.622	57.053	
UEB19	-15945.835	-95.897	49.178	-16415.895	-244.622	57.053	
UEB20	-15789.308	-95.897	49.178	-16259.369	-244.622	57.053	
UEB21	-15789.308	-95.897	49.178	-16259.369	-244.622	57.053	
UEB22	-13245.377	4855.413	1601.262	-13740.178	8056.124	1468.797	
UEB23	-17837.320	0.000	0.000	-18332.121	0.000	0.000	
UEB24	-16742.613	0.000	0.000	-17237.413	0.000	0.000	
UEB25	-16579.825	0.000	0.000	-17074.626	0.000	0.000	
UEB26	-11920.840	-184.123	94.423	-12366.160	-469.674	109.543	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재5, 절점5)		우측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-29124.843	10307.570	-22592.648	-9035.835	
UL002	-29382.153	10400.429	-19452.216	-7902.514	
UL003	-20611.802	7235.379	-28627.664	-11213.755	
UL004	-16741.490	6802.597	-20279.884	-7237.265	
UL005	-24500.400	8921.883	-21406.998	-8324.772	
UL006	-24655.983	8978.030	-19508.132	-7639.509	
UL007	-19352.980	7064.279	-25056.078	-9641.654	
UL008	-25285.104	8921.883	-20622.294	-8324.772	
UL009	-25285.104	8921.883	-20622.294	-8324.772	
UL010	-25440.687	8978.030	-18723.428	-7639.509	
UL011	-25440.687	8978.030	-18723.428	-7639.509	
UL012	-20137.684	7064.279	-24271.374	-9641.654	
UL013	-20137.684	7064.279	-24271.374	-9641.654	
UL014	-16097.587	6540.959	-19499.889	-6958.909	
UL015	-16097.587	6540.959	-19499.889	-6958.909	
UL016	-23558.077	8578.734	-20583.652	-8004.589	
UL017	-23558.077	8578.734	-20583.652	-8004.589	
UL018	-23707.676	8632.721	-18757.819	-7345.681	
UL019	-23707.676	8632.721	-18757.819	-7345.681	
UL020	-18608.634	6792.576	-24092.382	-9270.821	
UL021	-18608.634	6792.576	-24092.382	-9270.821	
UL022	-13739.490	5232.767	-14738.490	-5567.127	
UL023	-25285.104	8921.883	-20622.294	-8324.772	
UL024	-25440.687	8978.030	-18723.428	-7639.509	
UL025	-20137.684	7064.279	-24271.374	-9641.654	
UL026	-15453.683	6279.320	-18719.893	-6680.552	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-1708.223	9507.973	1443.348	-8376.096
UL002	-1708.223	9600.831	1443.348	-7242.776
UL003	-1708.223	6435.782	1443.348	-10554.016
UL004	962.849	6003.000	-1227.724	-6577.527
UL005	-923.519	8122.286	658.644	-7665.034
UL006	-923.519	8178.433	658.644	-6979.770
UL007	-923.519	6264.682	658.644	-8981.916
UL008	-1708.223	8122.286	1443.348	-7665.034
UL009	-1708.223	8122.286	1443.348	-7665.034
UL010	-1708.223	8178.433	1443.348	-6979.770
UL011	-1708.223	8178.433	1443.348	-6979.770
UL012	-1708.223	6264.682	1443.348	-8981.916
UL013	-1708.223	6264.682	1443.348	-8981.916
UL014	925.816	5772.115	-1180.504	-6324.545
UL015	925.816	5772.115	-1180.504	-6324.545
UL016	-887.999	7809.890	633.311	-7370.225
UL017	-887.999	7809.890	633.311	-7370.225
UL018	-887.999	7863.877	633.311	-6711.318
UL019	-887.999	7863.877	633.311	-6711.318
UL020	-887.999	6023.732	633.311	-8636.458
UL021	-887.999	6023.732	633.311	-8636.458
UL022	-120.768	4617.692	-82.982	-5059.636
UL023	-1708.223	8122.286	1443.348	-7665.034
UL024	-1708.223	8178.433	1443.348	-6979.770
UL025	-1708.223	6264.682	1443.348	-8981.916
UL026	888.784	5541.230	-1133.284	-6071.563

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 5)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

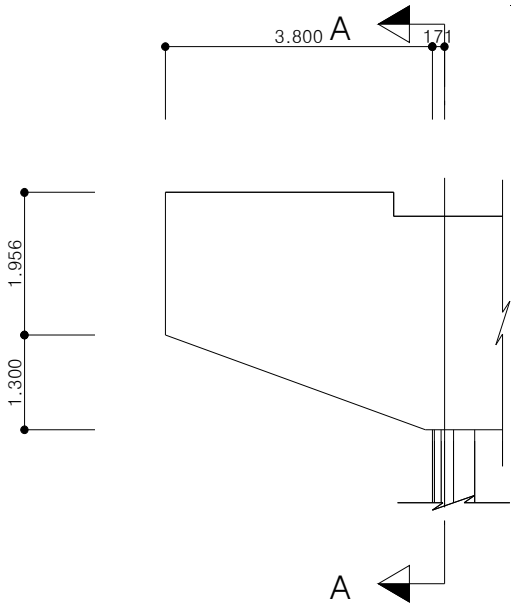
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 3.000^2 / 4 = 7.069\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{7.069} = 2.658\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 10400.429 kN - "UL0-02"

Mu = 29382.153 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 29382.153 / 10400.429 = 2.825 m

d = 2.600 - 0.200 = 2.400 m

a/d = 2.825 / 2.400 = 1.177 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3200.00	2600.00	2400.00	100.00	29382.15	10400.43

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 48180.000 x 400.00 = 19272000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3200.000 = 73440.000 x a

T = C 이므로, a = 262.418 mm, c = 262.418 / β1 = 262.418 / 0.85 = 308.727 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2500.00 - 308.727) / 308.727 = 0.02129

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 37612.849 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 48180.0 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.281]

1단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)

2단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)

3단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 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 = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 262.418 mm

ΦMn = 0.85 x 48180.000 x 400 x (2400.00 - a/2) = 37165.517 kN.m

≥ Mu (= 29382.153 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.265]

* 전단에 대한 검토 (d = 2400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3200.00 x 2400.00 = 5320.860 kN

< Vu (= 10400.429 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (10400.429-5320.860) x 200.00 / (400x2400.00xΦ) x 1000 = 1322.804 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3200.0 x 200.0 / 400.0 = 519.615 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3200.0 x 200.0 / 400.0 = 560.000 mm²

Av_min = 560.000 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA, C.T.C 200 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3040.200 x 400.0 x 2400.00 / 200.00 x 1000 = 14592.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3200.00 x 2400.00 / 1000 = 26604.300 kN ≥ 14592.960 kN ∴ O.K

s = 200.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (6651.075 + 14592.960) = 16995.228 kN ≥10400.429 kN ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 2.8 < 2d(=5.000) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.413 m (< d = 2.500 m) L 위험단면 위치
- Vu = 9987.654 kN - "ULO-02

부재번호 : 2 (I단 : 절점2, J단 : 절점3) 부재길이(L) : 2.050 m

Vui = 9600.831 kN (I단), Vuj = 10184.573 kN (J단)

검토위치(Lc) = 2.558 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 9600.831 + (10184.573 - 9600.831)/2.050 x (2.558 - 1.200)

= 9987.654 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	5650.18	2400.00	9987.65	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3200.00 x 2400.00

= 26604.300 kN ≥ Vu(= 9987.654 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 3200.00 x 2400.00 = 5320.860 kN

< Vu (= 9987.654 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14592.960 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14592.960 + 6651.075)

= 16995.228 kN ≥ Vu(= 9987.654 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.956 x 3.971 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 95.693 kN

w2 = 1.300 x (3.971-0.271) / 2 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 29.630 kN

w3 = 1.300 x (3.971-3.700) x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 4.340 kN

Vc = 95.693 + 29.630 + 4.340 = 129.663 kN

Mc = 95.693 x 1.986 + 29.630 x 1.504 + 4.340 x 0.136 = 235.159 kN.m

Vu = 554.114 + 129.663(Vc)

= 683.777 kN

Mu = 554.114 x 2.771 + 235.159(Mc)

= 1770.609 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)
2600.00	3200.00	3100.00	100.00	1770.61	683.78

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8143.300 x 400.00 = 3257320.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2600.000 = 59670.000 x a

T = C 이므로, a = 54.589 mm, c = 54.589 / β1 = 54.589 / 0.85 = 64.222 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3100.00 - 64.222) / 64.222 = 0.14181

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1682.957 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8143.3 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.839]
1단 : H25 - 11.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 8143.3 ㎟)

* 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 = 0.00101
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) = 54.589 mm
ΦMn = 0.85 x 8143.300 x 400 x (3100.00 - a/2) = 8507.467 kN.m
≥ Mu (= 1770.609 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.805]

* 전단에 대한 검토 (d = 3100.00 mm)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2600.00 x 3100.00 = 5584.132 kN
ΦVc/2 ≥ Vu (= 683.777 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19569.759 x 1000000 / [48180.000 x (2400.000 - 613.632/3)]
= 185.009 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x48180.000/3200.0 + 7x48180.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x2400.0/(7x48180.000)]
= 613.632 mm
사용철근량 = 48180.0 ㎟ (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 ㎟)
2단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 ㎟)
3단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 ㎟)

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 / 185.01) - 2.5 x 85.50 = 211.90 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 185.01) = 340.52 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 211.90 mm 를 적용
S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 211.90 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1770.609 x 1000000 / [8143.300 x (3100.000 - 347.415/3)]

= 72.861 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8143.300/2600.0 + 7x8143.300/2600.0 x √[(1 + 2x2600.0x3100.0/(7x8143.300)]

= 347.415 mm

사용철근량 = 8143.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 11.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 8143.3 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 / 72.86) - 2.5 x 85.50 = 867.08 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 72.86) = 864.66 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 864.66 mm 를 적용

S = 2600.00 / 15.0 EA = 173.33 ≤ Sa (= 864.66 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 7)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

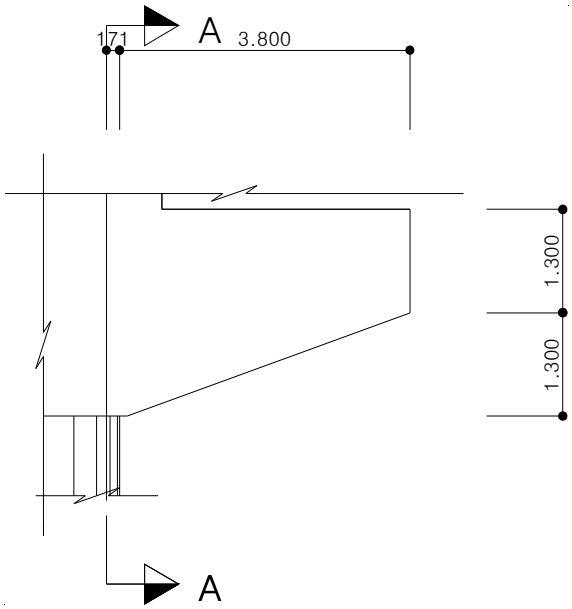
① 기둥의 단면적

A = π x 3.000² / 4 = 7.069 m²

② 치환단면의 한변길이

L = √7.069 = 2.658 m

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 11213.755 kN - "ULO-03"

Mu = 28627.664 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 28627.664 / 11213.755 = 2.553 m

d = 2.600 - 0.200 = 2.400 m

a/d = 2.553 / 2.400 = 1.064 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3200.00	2600.00	2400.00	100.00	28627.66	11213.76

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 48180.000 x 400.00 = 19272000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3200.000 = 73440.000 x a

T = C 이므로, a = 262.418 mm, c = 262.418 / β1 = 262.418 / 0.85 = 308.727 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2500.00 - 308.727) / 308.727 = 0.02129

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 36603.204 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 48180.0 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.316]

1단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)

2단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)

3단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 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 = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 262.418 mm

ΦMn = 0.85 x 48180.000 x 400 x (2400.00 - a/2) = 37165.517 kN.m

≥ Mu (= 28627.664 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.298]

* 전단에 대한 검토 (d = 2400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3200.00 x 2400.00 = 5320.860 kN

< Vu (= 11213.755 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (11213.755-5320.860) x 200.00 / (400x2400.00xΦ) x 1000 = 1534.608 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3200.0 x 200.0 / 400.0 = 519.615 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3200.0 x 200.0 / 400.0 = 560.000 mm²

Av_min = 560.000 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA, C.T.C 200 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3040.200 x 400.0 x 2400.00 / 200.00 x 1000 = 14592.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3200.00 x 2400.00 / 1000 = 26604.300 kN ≥ 14592.960 kN ∴ O.K

s = 200.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (6651.075 + 14592.960) = 16995.228 kN ≥11213.755 kN ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 2.6 < 2d(=5.000) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.276 m (< d = 2.500 m) L 위험단면 위치
- Vu = 10877.628 kN - "ULO-03

부재번호 : 9 (I단 : 절점9, J단 : 절점10) 부재길이(L) : 2.050 m

Vui = -10997.899 kN (I단), Vuj = -10554.016 kN (J단)

검토위치(Lc) = 7.905 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -10997.899 + (-10554.016 - -10997.899)/2.050 x (7.905 - 7.350)

= -10877.628 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	5105.81	2400.00	10877.63	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 3200.00 x 2400.00

= 26604.300 kN ≥ Vu(= 10877.628 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 3200.00 x 2400.00 = 5320.860 kN

< Vu (= 10877.628 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14592.960 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14592.960 + 6651.075)

= 16995.228 kN ≥ Vu(= 10877.628 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.956 x 3.971 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 95.693 kN

w2 = 1.300 x (3.971-0.271) / 2 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 29.630 kN

w3 = 1.300 x (3.971-3.700) x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 4.340 kN

Vc = 95.693 + 29.630 + 4.340 = 129.663 kN

Mc = 95.693 x 1.986 + 29.630 x 1.504 + 4.340 x 0.136 = 235.159 kN.m

Vu = 605.098 + 129.663(Vc)

= 734.761 kN

Mu = 605.098 x 2.771 + 235.159(Mc)

= 1911.886 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)
2600.00	3200.00	3100.00	100.00	1911.89	734.76

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8143.300 x 400.00 = 3257320.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2600.000 = 59670.000 x a

T = C 이므로, a = 54.589 mm, c = 54.589 / β1 = 54.589 / 0.85 = 64.222 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3100.00 - 64.222) / 64.222 = 0.14181

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1817.505 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8143.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.480]
1단 : H25 - 11.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 8143.3 mm²)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00101
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) = 54.589 mm
ΦMn = 0.85 x 8143.300 x 400 x (3100.00 - a/2) = 8507.467 kN.m
≥ Mu (= 1911.886 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.450]

* 전단에 대한 검토 (d = 3100.00 mm)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2600.00 x 3100.00 = 5584.132 kN
ΦVc/2 ≥ Vu (= 734.761 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19273.906 x 1000000 / [48180.000 x (2400.000 - 613.632/3)]
= 182.213 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x48180.000/3200.0 + 7x48180.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x2400.0/(7x48180.000)]
= 613.632 mm
사용철근량 = 48180.0 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)
2단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)
3단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 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 / 182.21) - 2.5 x 85.50 = 218.44 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.21) = 345.75 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 218.44 mm 를 적용
S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 218.44 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1911.886 x 1000000 / [8143.300 x (3100.000 - 347.415/3)]

= 78.675 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8143.300/2600.0 + 7x8143.300/2600.0 x √[(1 + 2x2600.0x3100.0/(7x8143.300)]

= 347.415 mm

사용철근량 = 8143.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 11.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 8143.3 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 / 78.67) - 2.5 x 85.50 = 787.21 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 78.67) = 800.77 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 787.21 mm 를 적용

S = 2600.00 / 15.0 EA = 173.33 ≤ Sa (= 787.21 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-02(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.178 (1708.22/9600.83) < 2d(=4.555) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	5650.18	1521.62	9600.83	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 3200.00 x 1521.62

= 16867.366 kN ≥ Vu(= 9600.831 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 3200.00 x 1521.62 = 3373.473 kN

< Vu (= 9600.831 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9252.068 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9252.068 + 4216.842)

= 10775.128 kN ≥ Vu(= 9600.831 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1314.018 x 1000000 / [48180.000 x (1521.622 - 470.668/3)]

= 19.984 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x48180.000/3200.0 + 7x48180.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x1521.6/(7x48180.000)]

= 470.668 mm

사용철근량 = 48180.0 mm² (철근도심 : 856.0 mm)

1단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)

2단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)

3단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 756.00 - 29/2 = 741.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 19.98) - 2.5 x 741.50 = 2086.86 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 19.98) = 3152.49 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2086.86 mm 를 적용

S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 2086.86 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침3) : UL0-03(절점 10)

: 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 (1443.35/10554.02) < 2d(=3.243) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	5105.81	1621.62	10554.02	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 3200.00 x 1621.62

= 17975.879 kN ≥ Vu(= 10554.016 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 3200.00 x 1621.62 = 3595.176 kN

< Vu (= 10554.016 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9860.108 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9860.108 + 4493.970)

= 11483.262 kN ≥ Vu(= 10554.016 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1110.268 x 1000000 / [16060.000 x (1621.622 - 304.241/3)]

= 45.476 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x16060.000/3200.0 + 7x16060.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x1621.6/(7x16060.000)]

= 304.241 mm

사용철근량 = 16060.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 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 / 45.48) - 2.5 x 85.50 = 1517.94 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 45.48) = 1385.36 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1385.36 mm 를 적용

S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 1385.36 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	-17862.231	-25456.599	-11271.558	-13422.536	768.206	-0.00110	축력최대
UL002	-17862.231	-23646.120	-16298.894	-18449.872	768.206	-0.00153	모멘트최대
UL022	-13740.178	-13740.178	8882.913	11232.192	1279.863	0.00223	탄성설계
UL022	-13740.178	-13740.178	3923.214	4706.307	1279.863	0.00223	소성설계
UE002	-13740.178	-19524.067	-16731.903	-18882.881	768.206	-0.00157	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	0.005	0.060	O.K	74727.146	25456.599	13422.536	2.935	O.K
모멘트최대	0.005	0.005	0.060	O.K	55908.069	23646.120	18449.872	2.364	O.K
탄성설계	0.005	0.005	0.060	O.K	75882.850	13740.178	11232.192	5.523	O.K
편심최대	0.005	0.005	0.060	O.K	46815.483	19524.067	18882.881	2.398	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 11, UL001)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	25456.599	13422.536	527.3

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 25456.599 x -0.00110 / (768.206 x 4.750)

= 0.008

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 6.056 / 0.750

= 16.957 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.056 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1686761.132 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 648.018 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 527.271 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2127.18 mm, a = k1 x c = 1808.10 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4452232.932 = 102178.746 kN

∑Csi = 6350.355 kN, ∑Tsi = 1776.035 kN

Pn = 102178.746 + 6350.355 - 1776.035 = 106753.066 kN

Mn = Cc x 473.786 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 56287.279 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=527.266)| = 0.0052 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 2127.176 mm, a = k1 x c = 1808.100 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2127.18) / 2127.18 = 0.00109

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈏ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 106753.066 kN

ΦPn = 0.70 x 106753.066 = 74727.146 kN ≥ Pu = 25456.599 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.527 = 39401.485 kN.m ≥ Mu = 13422.536 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 11, UL002)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	23646.12	18449.872	780.2

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 23646.120 x -0.00153 / (768.206 x 4.750)

= 0.010

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 6.056 / 0.750

= 16.957 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.056 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1566798.304 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 648.018 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 780.249 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1714.71 mm, a = k1 x c = 1457.50 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3406941.219 = 78189.301 kN

∑Csi = 5497.829 kN, ∑Tsi = 4237.018 kN

Pn = 78189.301 + 5497.829 - 4237.018 = 79450.111 kN

Mn = Cc x 659.681 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61990.990 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=780.251)| = 0.0011 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1714.706 mm, a = k1 x c = 1457.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1714.71) / 1714.71 = 0.00207

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 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 79450.111 kN

ΦPn = 0.70 x 79450.111 = 55908.069 kN ≥ Pu = 23646.120 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.780 = 43622.240 kN.m ≥ Mu = 18449.872 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 11, UL022)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	13740.178	11232.192	817.5

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13740.178 x 0.00223 / (1279.863 x 4.750)

= 0.005

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 6.056 / 0.750

= 16.957 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.056 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 910427.909 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 648.018 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 817.471 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1661.30 mm, a = k1 x c = 1412.11 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3270886.668 = 75066.849 kN

∑Csi = 5374.533 kN, ∑Tsi = 4558.533 kN

Pn = 75066.849 + 5374.533 - 4558.533 = 75882.850 kN

Mn = Cc x 684.406 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 62032.561 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=817.478)| = 0.0074 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 75882.850 kN

ΦPn = 1.00 x 75882.850 = 75882.850 kN ≥ Pu = 13740.178 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.817 = 62032.001 kN.m ≥ Mu = 11232.192 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 11, UE002)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	19524.067	18882.881	967.2

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 19524.067 x -0.00157 / (768.206 x 4.750)

= 0.008

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 6.056 / 0.750

= 16.957 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.056 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1293669.958 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 648.018 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 967.159 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1456.95 mm, a = k1 x c = 1238.41 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2753606.035 = 63195.259 kN

∑Csi = 4953.081 kN, ∑Tsi = 5608.409 kN

Pn = 63195.259 + 4953.081 - 5608.409 = 62539.930 kN

Mn = Cc x 780.175 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 60486.159 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=967.161)| = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈅ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1456.947 mm, a = k1 x c = 1238.405 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1456.95) / 1456.95 = 0.00297

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) = 0.749

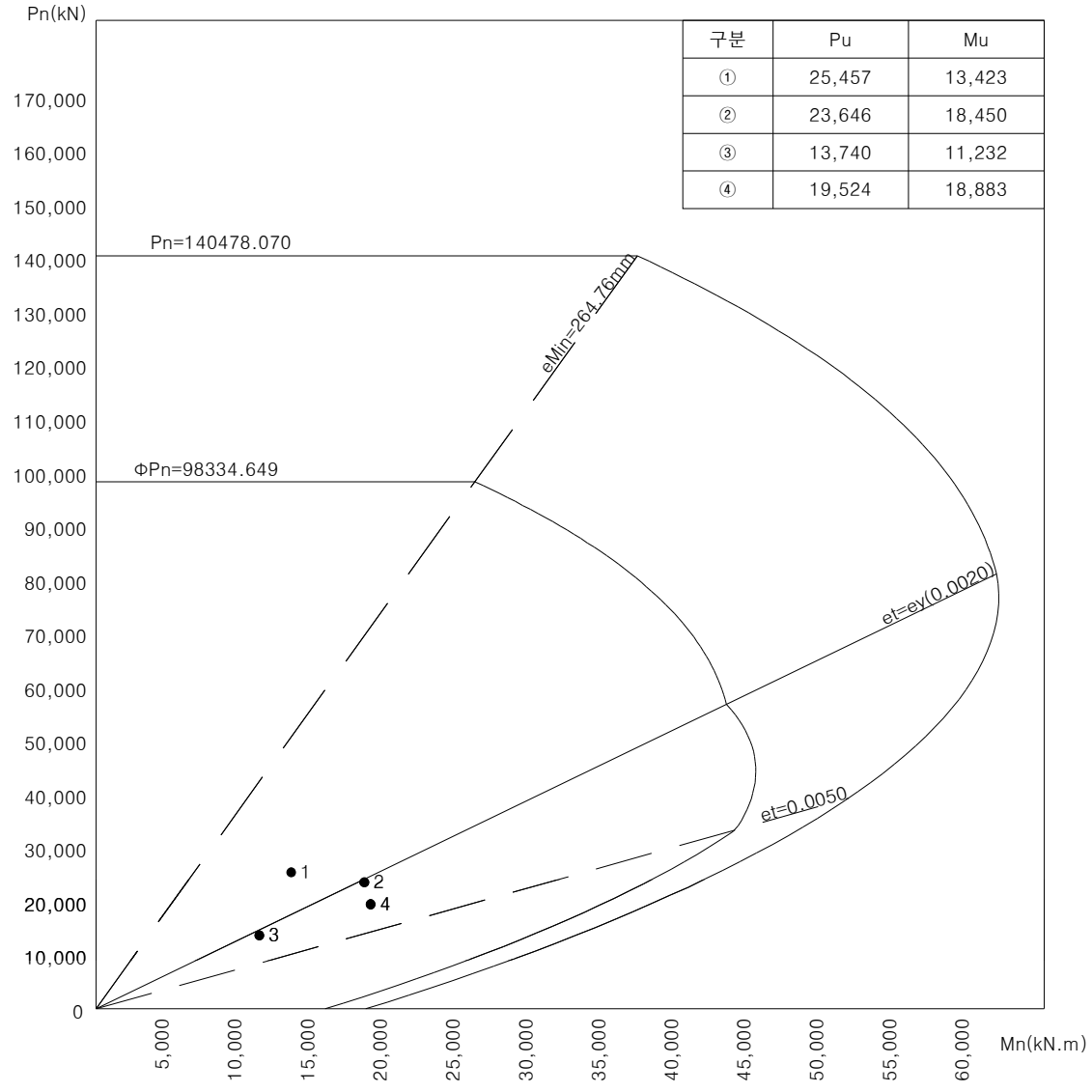
㈆ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 62539.930 kN

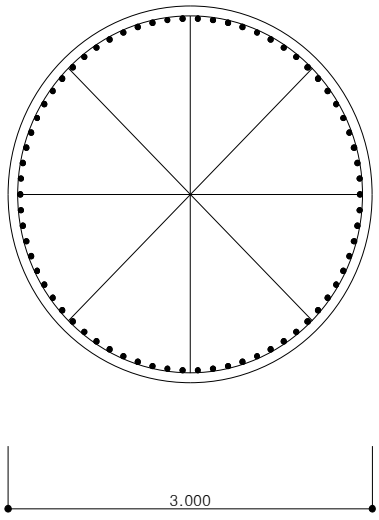
ΦPn = 0.75 x 62539.930 = 46815.483 kN ≥ Pu = 19524.067 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.967 = 45278.025 kN.m ≥ Mu = 18882.881 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	25,457	13,423
②	23,646	18,450
③	13,740	11,232
④	19,524	18,883



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2900.000 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 35469.000 mm²
Puse = 0.00502
1단 : H25-70Ea

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	-17862.231	-25456.599	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB04	-17862.231	-17862.231	-199.466	-508.813	118.671	0.00004	모멘트최대
ULB22	-13740.178	-13740.178	4855.413	8056.124	1468.797	0.00161	탄성설계
ULB22	-13740.178	-13740.178	1618.471	2685.375	1468.797	0.00161	소성설계
UEB26	-12366.160	-12366.160	-184.123	-469.674	109.543	0.00003	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	0.005	0.060	O.K	98334.643	25456.599	0.000	3.863	O.K
모멘트최대	0.005	0.005	0.060	O.K	112382.449	17862.231	508.813	6.292	O.K
탄성설계	0.005	0.005	0.060	O.K	99776.182	13740.178	8056.124	7.262	O.K
편심최대	0.005	0.005	0.060	O.K	112382.449	12366.160	469.674	9.088	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 11, ULB01)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	25456.599	0	0

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1686761.132 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 648.018 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 0.000 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 10875.00 mm, a = k1 x c = 9243.75 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 7069357.930 = 162241.764 kN

∑Csi = 13373.586 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 162241.764 + 13373.586 - 0.000 = 175615.351 kN

Mn = Cc x -0.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = -0.000 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=-0.000)| = 0.0000 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 10875.000 mm, a = k1 x c = 9243.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-10875.00) / 10875.00 = -0.00220

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN < Pn = 175615.351 kN

ΦPn = 0.70 x 140478.062 = 98334.643 kN ≥ Pu = 25456.599 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.000 = 0.000 kN.m ≥ Mu = 0.000 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 11, ULB04)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	17862.231	508.813	28.5

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 17862.231 x 0.00004 / (118.671 x 4.750)

= 0.001

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 6.056 / 0.750

= 16.957 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.056 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1183556.255 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 648.018 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 28.485 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3467.91 mm, a = k1 x c = 2947.72 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 7041569.354 = 161604.017 kN

∑Csi = 9500.154 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 161604.017 + 9500.154 - 0.000 = 171104.171 kN

Mn = Cc x 5.794 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4874.614 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=28.489)| = 0.0037 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 3467.911 mm, a = k1 x c = 2947.724 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3467.91) / 3467.91 = -0.00049

→ 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 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN < Pn = 171104.171 kN

ΦPn = 0.80 x 140478.062 = 112382.449 kN ≥ Pu = 17862.231 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.028 = 3201.262 kN.m ≥ Mu = 508.813 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 11, ULB22)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	13740.178	8056.124	586.3

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13740.178 x 0.00161 / (1468.797 x 4.750)

= 0.003

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 6.056 / 0.750

= 16.957 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.056 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 910427.909 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 648.018 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 586.319 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2018.76 mm, a = k1 x c = 1715.95 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4180059.901 = 95932.375 kN

∑Csi = 6133.772 kN, ∑Tsi = 2289.965 kN

Pn = 95932.375 + 6133.772 - 2289.965 = 99776.182 kN

Mn = Cc x 521.685 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 58499.746 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=586.310)| = 0.0090 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 99776.182 kN

ΦPn = 1.00 x 99776.182 = 99776.182 kN ≥ Pu = 13740.178 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.586 = 58500.646 kN.m ≥ Mu = 8056.124 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 11, UEB26)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	12366.16	469.674	38

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12366.160 x 0.00003 / (109.543 x 4.750)

= 0.001

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 6.056 / 0.750

= 16.957 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.056 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 819385.105 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 648.018 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 37.981 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3411.71 mm, a = k1 x c = 2899.96 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 6996654.378 = 160573.218 kN

∑Csi = 9369.579 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 160573.218 + 9369.579 - 0.000 = 169942.797 kN

Mn = Cc x 14.961 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6456.196 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=37.990)| = 0.0098 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈅ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 3411.713 mm, a = k1 x c = 2899.956 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3411.71) / 3411.71 = -0.00045

→ 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

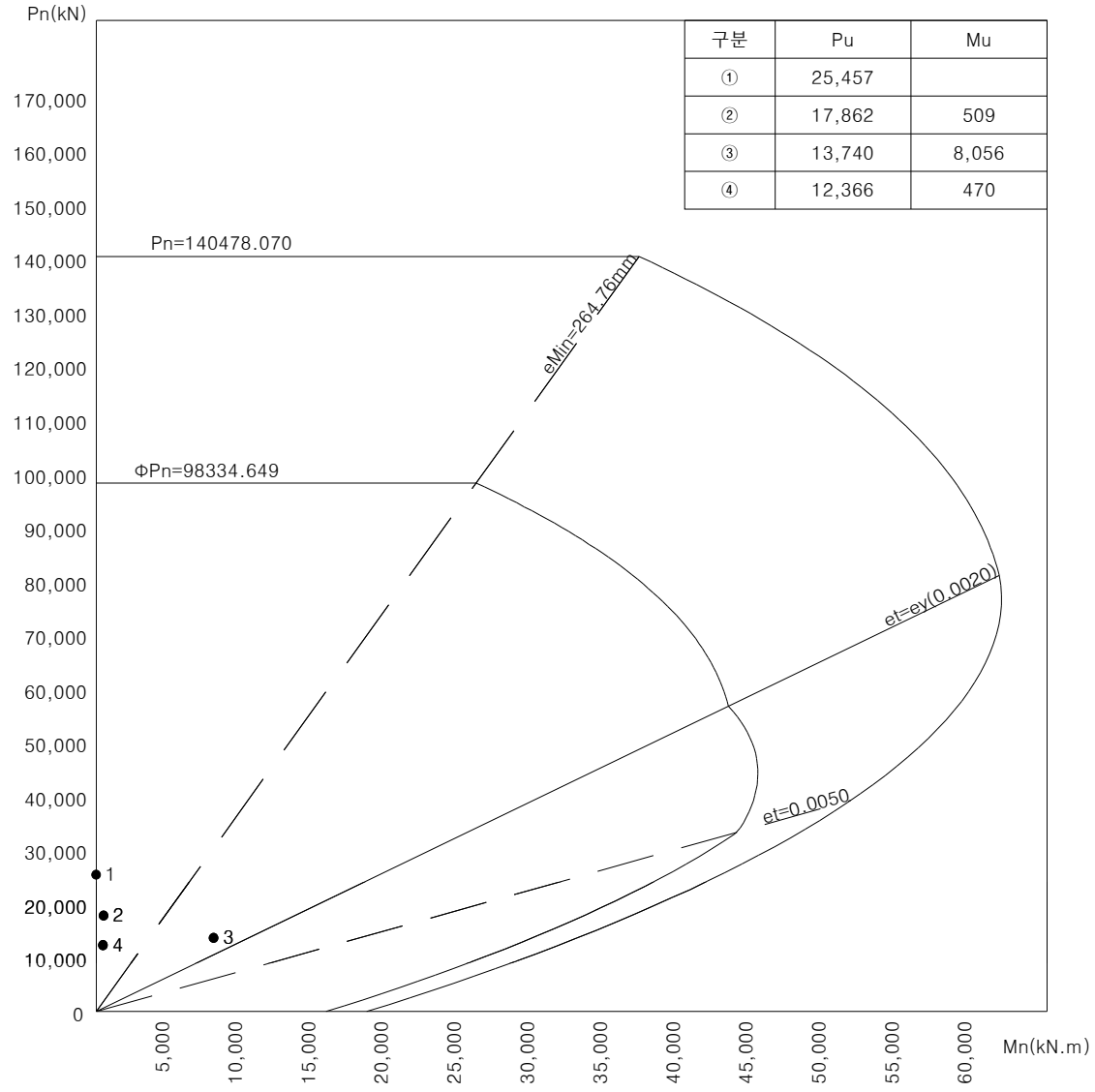
㈆ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN < Pn = 169942.797 kN

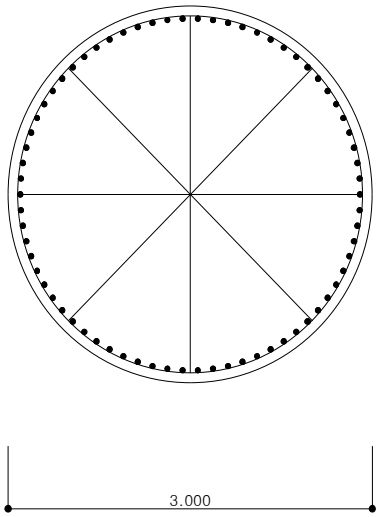
ΦPn = 0.80 x 140478.062 = 112382.449 kN ≥ Pu = 12366.160 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.038 = 4268.350 kN.m ≥ Mu = 469.674 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	25,457	
②	17,862	509
③	13,740	8,056
④	12,366	470



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2900.000 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 35469.000 mm²
Puse = 0.00502
1단 : H25-70Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-25456.599	0.000	-13422.536	13422.536	축력최대
UL04	-17862.231	-508.813	10599.555	10611.760	모멘트최대
UE26	-12366.160	-469.674	9351.195	9362.983	편심최대
UL02	-23646.120	0.000	-18449.872	18449.872	모멘트최대
UE02	-19524.067	0.000	-18882.881	18882.881	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.005	0.060	O.K	74727.146	25456.599	13422.536	2.935	O.K
모멘트최대	0.005	0.005	0.060	O.K	79104.535	17862.231	10611.760	4.429	O.K
편심최대	0.005	0.005	0.060	O.K	65337.275	12366.160	9362.983	5.284	O.K
모멘트최대	0.005	0.005	0.060	O.K	55908.069	23646.120	18449.872	2.364	O.K
편심최대	0.005	0.005	0.060	O.K	46815.483	19524.067	18882.881	2.398	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 11, UL001)

【 원형기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	25456.599	13422.536	527.3

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1686761.132 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 648.018 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 527.271 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2127.18 mm, a = k1 x c = 1808.10 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4452232.932 = 102178.746 kN

∑Csi = 6350.355 kN, ∑Tsi = 1776.035 kN

Pn = 102178.746 + 6350.355 - 1776.035 = 106753.066 kN

Mn = Cc x 473.786 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 56287.279 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=527.266)| = 0.0052 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 2127.176 mm, a = k1 x c = 1808.100 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2127.18) / 2127.18 = 0.00109

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 106753.066 kN

ΦPn = 0.70 x 106753.066 = 74727.146 kN ≥ Pu = 25456.599 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.527 = 39401.485 kN.m ≥ Mu = 13422.536 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 11, UL004)

【 원형기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=-87.252도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	17862.231	10611.76	594.1

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1183556.255 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 648.018 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 594.089 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2005.07 mm, a = k1 x c = 1704.31 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4145492.977 = 95139.064 kN

∑Csi = 6101.174 kN, ∑Tsi = 2359.570 kN

Pn = 95139.064 + 6101.174 - 2359.570 = 98880.668 kN

Mn = Cc x 527.786 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 58743.427 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=594.084)| = 0.0053 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 2005.073 mm, a = k1 x c = 1704.312 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2005.07) / 2005.07 = 0.00134

→ 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 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 98880.668 kN

ΦPn = 0.80 x 98880.668 = 79104.535 kN ≥ Pu = 17862.231 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.594 = 46995.158 kN.m ≥ Mu = 10611.760 kN.m ∴ O.K

③ 편심최대 : (부재 11, UE026)

【 원형기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=-87.125도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	12366.16	9362.983	757.1

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 819385.105 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 648.018 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 757.146 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1747.45 mm, a = k1 x c = 1485.33 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3490429.386 = 80105.354 kN

∑Csi = 5568.448 kN, ∑Tsi = 4002.210 kN

Pn = 80105.354 + 5568.448 - 4002.210 = 81671.593 kN

Mn = Cc x 644.587 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61837.433 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=757.147)| = 0.0019 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1747.452 mm, a = k1 x c = 1485.334 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1747.45) / 1747.45 = 0.00198

→ 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 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 81671.593 kN

ΦPn = 0.80 x 81671.593 = 65337.275 kN ≥ Pu = 12366.160 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.757 = 49469.824 kN.m ≥ Mu = 9362.983 kN.m ∴ O.K

④ 모멘트최대 : (부재 11, UL002)

【 원형기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	23646.12	18449.872	780.2

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1566798.304 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 648.018 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 780.249 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1714.71 mm, a = k1 x c = 1457.50 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3406941.219 = 78189.301 kN

∑Csi = 5497.829 kN, ∑Tsi = 4237.018 kN

Pn = 78189.301 + 5497.829 - 4237.018 = 79450.111 kN

Mn = Cc x 659.681 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61990.990 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=780.251)| = 0.0011 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1714.706 mm, a = k1 x c = 1457.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1714.71) / 1714.71 = 0.00207

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 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 79450.111 kN

ΦPn = 0.70 x 79450.111 = 55908.069 kN ≥ Pu = 23646.120 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.780 = 43622.240 kN.m ≥ Mu = 18449.872 kN.m ∴ O.K

⑤ 편심최대 : (부재 11, UE002)

【 원형기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	19524.067	18882.881	967.2

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1293669.958 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 648.018 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 967.159 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1456.95 mm, a = k1 x c = 1238.41 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2753606.035 = 63195.259 kN

∑Csi = 4953.081 kN, ∑Tsi = 5608.409 kN

Pn = 63195.259 + 4953.081 - 5608.409 = 62539.930 kN

Mn = Cc x 780.175 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 60486.159 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=967.161)| = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1456.947 mm, a = k1 x c = 1238.405 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1456.95) / 1456.95 = 0.00297

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) = 0.749

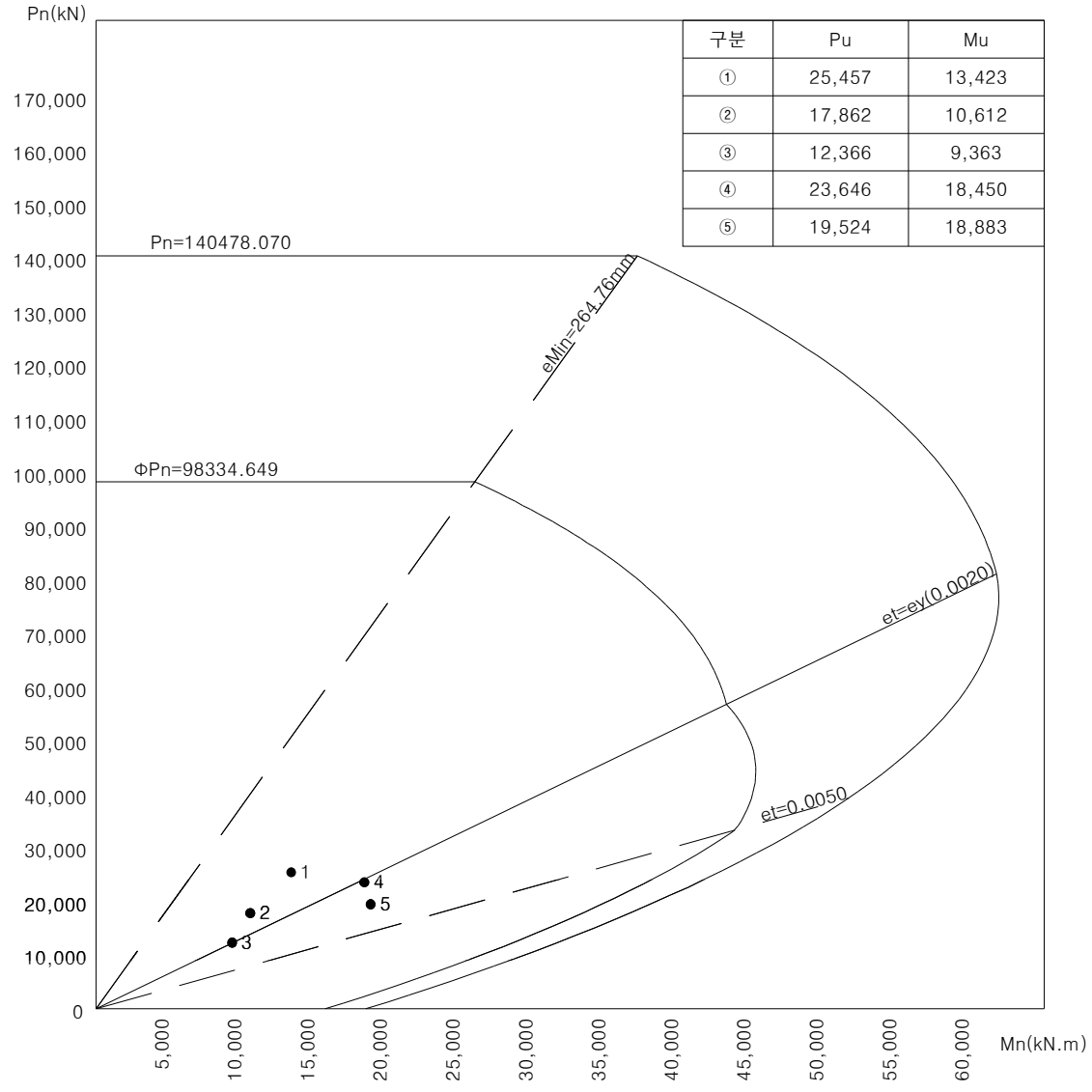
㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 62539.930 kN

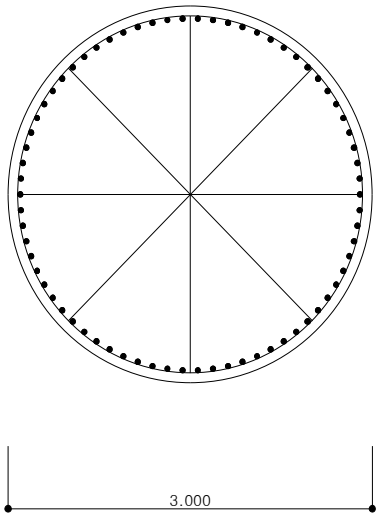
ΦPn = 0.75 x 62539.930 = 46815.483 kN ≥ Pu = 19524.067 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.967 = 45278.025 kN.m ≥ Mu = 18882.881 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	25,457	13,423
②	17,862	10,612
③	12,366	9,363
④	23,646	18,450
⑤	19,524	18,883



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2900.000 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

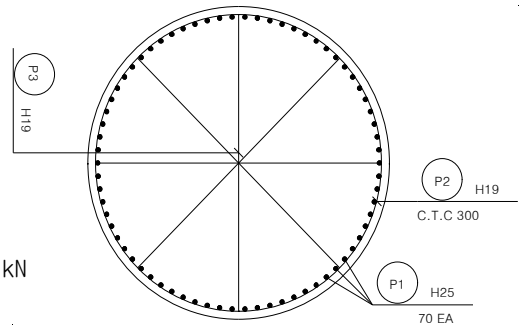
▣ 사용 철근

Ast = 35469.000 mm²
Puse = 0.00502
1단 : H25-70Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V =	0.000 kN
교축직각방향	V =	1140.740 kN
합성전단력	V =	1140.740 kN
축방향력	P =	17862.231 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 1140.740 / 0.80 = 1425.925 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 865.928 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 865.928

= 2365.928 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 17862.231 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0
x 3000.000 x 2365.928

= 7256.366 kN

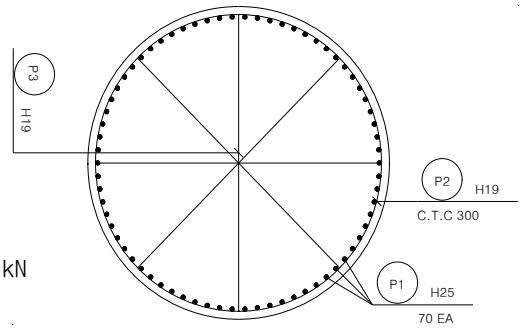
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 3628.183 kN ≥ Vn ≤ Vc = 7256.366 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V = 1045.230 kN
교축직각방향	V = 1279.863 kN
합성전단력	V = 1652.439 kN
축방향력	P = 13740.178 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 1652.439 / 1.00 = 1652.439 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 865.928 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 865.928

= 2365.928 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 13740.178 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0
x 3000.000 x 2365.928

= 7000.327 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 3500.163 kN ≥ Vn ≤ Vc = 7000.327 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.6 기둥의 횡방향 철근 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 = 3000.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 2800.0 / 6 = 466.7 ㎜
∴ 3000.0 ㎜ = 3.000 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근 [도로교설계기준 6.8.3.2]
횡방향철근은 H13 이상으로서, 지름이 측방향철근 지름의 2/5 이상이어야 한다.
- 축방향 철근지름 2/5 x d = 2/5 x 25.0 = 10.0 ㎜
∴ H19 ≥ H13

③ 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 3000.0 / 4 = 750.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 25.0 = 150.0 ㎜
∴ 150.0 ㎜ = 0.150 m

④ 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 = 1500.0 ㎜
∴ 1500.0 ㎜ = 1.500 m

⑤ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 3000.0 / 4 = 750.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 750.0 ㎜ = 0.750 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	17272.442	590.928	8197.366	20618.642	80412.704	9497.408	축력최대
SV002	16430.359	590.928	10535.661	19776.559	77128.580	11835.703	모멘트최대
SV024	16430.359	590.928	10535.661	19776.559	77128.580	11835.703	편심최대
SV022	13740.178	1279.863	11232.192	17086.378	66636.874	14047.891	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 7.800 \times 7.800 \times 2.200 \times 25.000 = 3346.200$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 7.800$ m

$My = M + P \times e$, $e = -0.000$ m

$Mo = |My + Vx \times h|$, $h = 2.200$ mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도.설(2008) 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)

= 164706.718 x 36 / (7.800 x 7.800) = 97459.597 kN/m³

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 164706.718 kN/m) ,『말뚝계산』참조

L : 확대기초의 길이 (= 7.800 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.800 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 36 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27555800.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.200 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

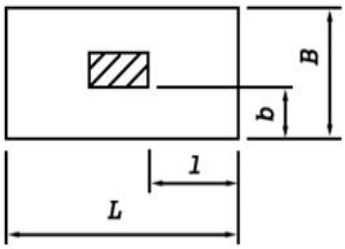
β = ⁴√{(3 x 97459.597) / (27555800.000 x 2.200³)} = 0.178 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.400,2.400) = 2.400

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 3.900

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.900



βλ = 0.178 x 2.400 = 0.426 ≤ 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	25456.599	768.206	13422.536	29806.659	116245.970	15112.590	축력최대
UE002	19524.067	768.206	18882.881	22870.267	89194.041	20572.935	모멘트최대
UE002	19524.067	768.206	18882.881	22870.267	89194.041	20572.935	편심최대
UL022	13740.178	1279.863	11232.192	17086.378	66636.874	14047.891	지진시
SV001	17272.442	590.928	8197.366	20618.642	80412.704	9497.408	축력최대
SV002	16430.359	590.928	10535.661	19776.559	77128.580	11835.703	모멘트최대
SV024	16430.359	590.928	10535.661	19776.559	77128.580	11835.703	편심최대
SV022	13740.178	1279.863	11232.192	17086.378	66636.874	14047.891	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.800 x 7.800 x 2.200 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.800 m

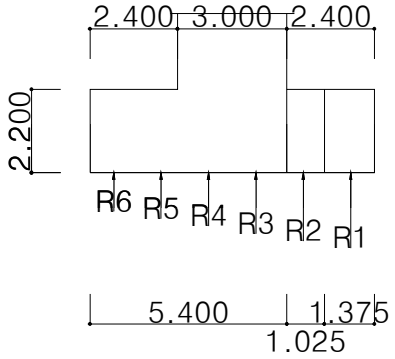
My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.200 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본
R2 = Ru2 x 6본
R3 = Ru3 x 6본
R4 = Ru4 x 6본
R5 = Ru5 x 6본
R6 = Ru6 x 6본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SV001	4454.373	4047.2	3640.027	3232.854	2825.681	2418.508
SV002	4552.902	4050.178	3547.455	3044.731	2542.008	2039.285
SV024	4552.902	4050.178	3547.455	3044.731	2542.008	2039.285
SV022	4345.944	3746.659	3147.373	2548.087	1948.801	1349.515
UL001	6573.654	5931.303	5288.952	4646.601	4004.25	3361.899
UE002	5975.409	5109.93	4244.451	3378.972	2513.493	1648.014
UE002	5975.409	5109.93	4244.451	3378.972	2513.493	1648.014
UL022	4345.944	3746.659	3147.373	2548.087	1948.801	1349.515

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.375 x 2.200 x 7.800 x 25.000 = 589.875 kN

Ma = 2.571 x 2.200 x 7.800 x 25.000 x 2.571/2 = 1417.854 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1

Ma = R1 x 1.921+ R2 x 0.621

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV001	4454.373	11070.161	3864.498	9652.307	
SV002	4552.902	11261.285	3963.027	9843.431	
SV024	4552.902	11261.285	3963.027	9843.431	
SV022	4345.944	10675.234	3756.069	9257.380	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	6573.654	16311.329	5806.817	14468.119	
UE002	5975.409	14652.026	5385.534	13234.172	
UE002	5975.409	14652.026	5385.534	13234.172	
UL022	4345.944	10675.234	3756.069	9257.380	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7800.00	2200.00	2050.00	150.00	14468.12	5806.82

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 39186.400 x 400.00 = 15674560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7800.000 = 179010.000 x a

T = C 이므로, a = 87.562 mm, c = 87.562 / β1 = 87.562 / 0.85 = 103.015 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2050.00 - 103.015) / 103.015 = 0.05670

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 20998.004 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 39186.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.866]

1단 : H29 - 61.0 EA (= 39186.4 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7800.0 x 1200.0 = 14040.000 mm²

As,req = 20998.004 mm²

ρmin = Max(20998.004, 14040.000) / bd = 0.00131

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00245

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 87.562 mm

ΦMn = 0.85 x 39186.400 x 400 x (2050.00 - a/2) = 26729.607 kN.m

≥ Mu (= 14468.119 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.847]

* 전단에 대한 검토 (d = 2050.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 7800.00 x 2050.00 = 11078.197 kN

≥ Vu (= 5806.817 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H22 - 61.0 EA

    H22 - 33.0 EA = 36387.400 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2200.0 x 7800.0 = 25740.0 ㎟ < 36387.4 ㎟

    (36387.400 / 7.800) = 4665.051 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

    단면적대비 0.0020 이상

    사용철근량 : H22 - 61.0 EA

    H22 - 33.0 EA = 36387.400 ㎟

    필요철근량 : 0.0020 x 2200.0 x 7800.0 = 34320.0 ㎟ < 36387.400 ㎟

    (36387.400 / 7.800) = 4665.051 ㎟ > (1800㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800 ㎟ 보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 9843.431 \times 1000000 / [39186.400 \times (2050.000 - 346.176/3)]$

  $= 129.843$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7 \times 39186.400/7800.0 + 7 \times 39186.400/7800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 7800.0 \times 2050.0/(7 \times 39186.400)]}$

  $= 346.176$ ㎜

  사용철근량 = 39186.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

  1단 : H29 - 61.0 EA (= 39186.4 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 29/2 = 135.50 ㎜

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

  Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 129.84) - 2.5 x 135.50 = 267.75 ㎜

  300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 129.84) = 485.20 ㎜

  습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

  Sa는 작은 값인 267.75 ㎜ 를 적용

  S = 7800.00 / 61.0 EA = 127.87 ≤ Sa (= 267.75 ㎜) ∴ 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	17272.442	45.643	195.697	20618.642	80412.704	296.111	축력최대
SVB04	13740.178	91.285	391.395	17086.378	66636.874	592.223	모멘트최대
SVB26	13740.178	91.285	391.395	17086.378	66636.874	592.223	편심최대
SVB22	13740.178	1468.797	8056.124	17086.378	66636.874	11287.477	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 7.800 \times 7.800 \times 2.200 \times 25.000 = 3346.200$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 7.800$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.200$ m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	25456.599	0.000	0.000	29806.659	116245.970	0.000	축력최대
ULB04	17862.231	118.671	508.813	22212.291	86627.935	769.890	모멘트최대
UEB26	12366.160	109.543	469.674	15377.740	59973.186	710.667	편심최대
ULB22	13740.178	1468.797	8056.124	17086.378	66636.874	11287.477	지진시
SVB05	17272.442	45.643	195.697	20618.642	80412.704	296.111	축력최대
SVB04	13740.178	91.285	391.395	17086.378	66636.874	592.223	모멘트최대
SVB26	13740.178	91.285	391.395	17086.378	66636.874	592.223	편심최대
SVB22	13740.178	1468.797	8056.124	17086.378	66636.874	11287.477	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.800 x 7.800 x 2.200 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.800 m

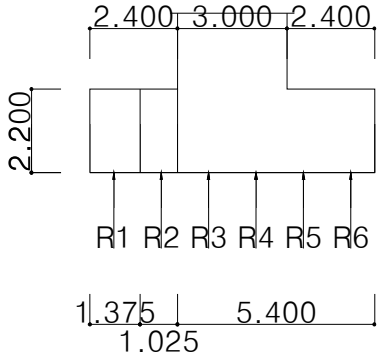
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.200 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본
R2 = Ru2 x 6본
R3 = Ru3 x 6본
R4 = Ru4 x 6본
R5 = Ru5 x 6본
R6 = Ru6 x 6본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SVB05	3470.374	3456.801	3443.227	3429.654	3416.08	3402.506
SVB04	2915.598	2888.451	2861.303	2834.156	2807.009	2779.862
SVB26	2915.598	2888.451	2861.303	2834.156	2807.009	2779.862
SVB22	4080.476	3587.377	3094.279	2601.18	2108.082	1614.983
ULB01	4967.777	4967.777	4967.777	4967.777	4967.777	4967.777
ULB04	3790.277	3754.986	3719.694	3684.403	3649.111	3613.82
UEB26	2644.398	2611.822	2579.245	2546.668	2514.092	2481.515
ULB22	4080.476	3587.377	3094.279	2601.18	2108.082	1614.983

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.375 x 2.200 x 7.800 x 25.000 = 589.875 kN

Ma = 2.571 x 2.200 x 7.800 x 25.000 x 2.571/2 = 1417.854 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1

Ma = R1 x 1.921+ R2 x 0.621

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB05	3470.374	8813.262	2880.499	7395.409	
SVB04	2915.598	7394.591	2325.723	5976.737	
SVB26	2915.598	7394.591	2325.723	5976.737	
SVB22	4080.476	10066.356	3490.601	8648.502	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	4967.777	12628.088	4200.939	10784.878	
ULB04	3790.277	9612.968	3023.439	7769.758	
UEB26	2644.398	6701.830	2113.511	5425.762	
ULB22	4080.476	10066.356	3490.601	8648.502	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7800.00	2200.00	2050.00	150.00	10784.88	4200.94

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 23613.100 x 400.00 = 9445240.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7800.000 = 179010.000 x a

T = C 이므로, a = 52.764 mm, c = 52.764 / β1 = 52.764 / 0.85 = 62.075 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2050.00 - 62.075) / 62.075 = 0.09607

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 15606.017 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 23613.1 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.513]

1단 : H22 - 61.0 EA (= 23613.1 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7800.0 x 1200.0 = 14040.000 mm²

As,req = 15606.017 mm²

ρmin = Max(15606.017, 14040.000) / bd = 0.00098

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00148

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 52.764 mm

ΦMn = 0.85 x 23613.100 x 400 x (2050.00 - a/2) = 16246.525 kN.m

≥ Mu (= 10784.878 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.506]

* 전단에 대한 검토 (d = 2050.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 7800.00 x 2050.00 = 11078.197 kN

≥ Vu (= 4200.939 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : H29 - 61.0 EA

H29 - 31.0 EA = 59100.800 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2200.0 x 7800.0 = 25740.0 ㎟ < 59100.8 ㎟

(59100.800 / 7.800) = 7577.026 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H29 - 61.0 EA

H29 - 31.0 EA = 59100.800 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 2200.0 x 7800.0 = 34320.0 ㎟ < 59100.800 ㎟

(59100.800 / 7.800) = 7577.026 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800 ㎟ 보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 7395.409 \times 1000000 / [23613.100 \times (2050.000 - 274.331/3)]$

$= 159.909$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x23613.100/7800.0 + 7x23613.100/7800.0 \times \sqrt{[(1 + 2x7800.0x2050.0/(7x23613.100)]}$

$= 274.331$ ㎜

사용철근량 = 23613.1 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

1단 : H22 - 61.0 EA (= 23613.1 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 22/2 = 139.00 ㎜

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 159.91) - 2.5 x 139.00 = 144.97 ㎜

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 159.91) = 393.97 ㎜

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 144.97 ㎜ 를 적용

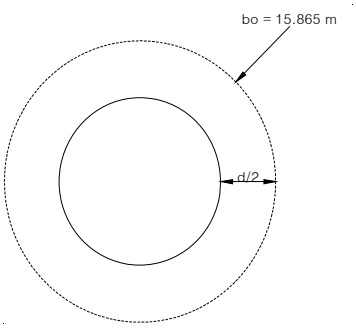
S = 7800.00 / 61.0 EA = 127.87 ≤ Sa (= 144.97 ㎜) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(뚫림) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -25456.599 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 15.865 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

ks = $(300 / d)^{0}.25$ = $(300 / 2050)^{0}.25$ = 0.619

kbo = $4/\sqrt{(\alpha s \times bo / d)} \leq 1.25$

= $4/\sqrt{(1.00 \times 15865 / 2050)} \leq 1.25$ = 1.25

αs = 1.00 (내부기둥)

fte = $0.21 \times \sqrt{(Fck)}$ = $0.21 \times \sqrt{(27.0)}$ = 1.091 MPa

fcc = $(2 / 3) \times fck$ = $(2 / 3) \times 27.0$ = 18.000 MPa

$\cot\Psi$ = $(\sqrt{(fte \times (fte + fcc))}/fte$

= $(\sqrt{(1.091 \times (1.091 + 18.000))}/1.091$ = 4.183

cu = $d \times [25 \times \sqrt{(\rho / fck)} - 300 \times (\rho / fck)]$

= $d \times [25 \times \sqrt{(0.005/27.0)} - 300 \times (0.005 / 27.0)$ = 583.5 mm

vc = $ks \times kbo \times fte \times \cot\Psi \times (Cu / d)$

= $0.619 \times 1.250 \times 1.091 \times 4.183 \times (583.5 / 2050)$ = 1.004 MPa

Vc = $vc \times bo \times d$

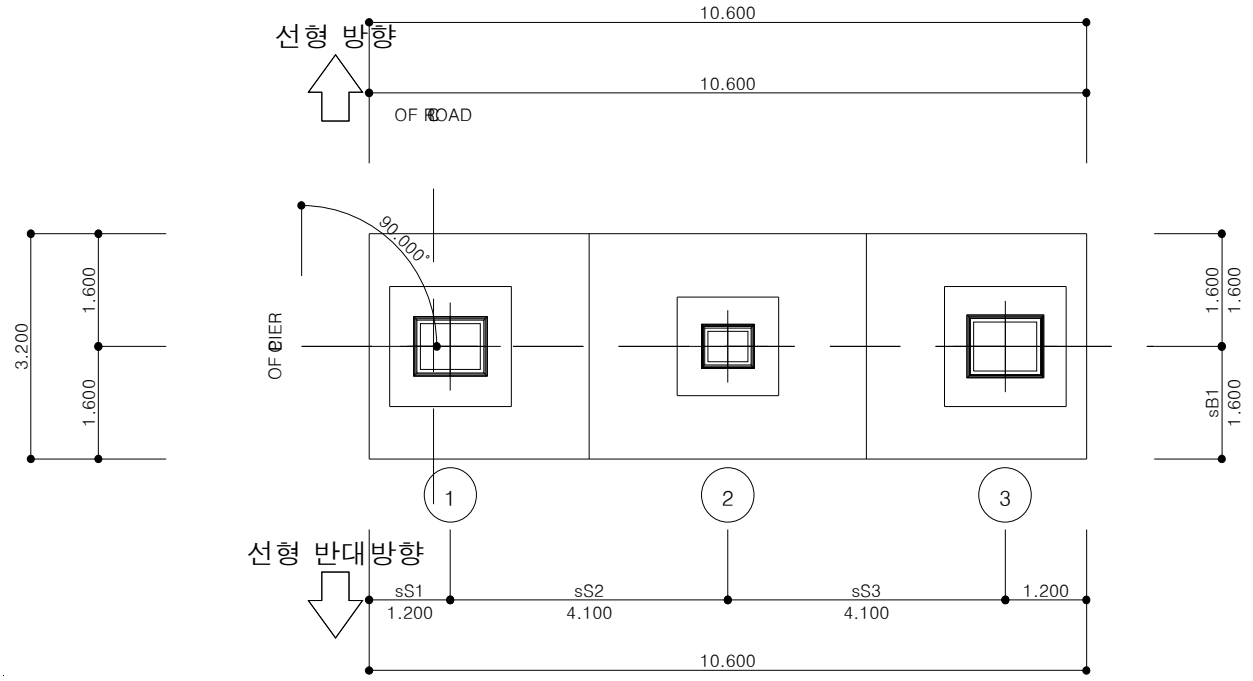
= $1004.459 \times 15.865 \times 2.050$

= 32668.365 kN

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.80×32668.365 = 26134.692 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 70.000 = 550.000 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	550.000	647.000	887.000	1276.500	O.K
2	550.000	427.000	587.000	1386.500	O.K
3	550.000	693.000	933.000	1253.500	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	7000.000	6164.731	O.K	727.400	554.114	O.K
SHOE 2	3000.000	2770.852	O.K	324.000	222.319	O.K
SHOE 3	8000.000	7090.453	O.K	810.500	605.098	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	6164.731	575.173	386.080	2487.000	1847.000	
2	2770.852	192.818	222.302	2187.000	2477.000	
3	7090.453	641.032	433.470	2533.000	1893.000	

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	10026.378	11613.000	O.K	7542.599	10838.800	O.K
2	4149.938	9290.400	O.K	4313.736	8516.200	O.K
3	11276.465	11613.000	O.K	8427.665	10838.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	3195.407	16617.000	O.K	2144.891	16617.000	O.K
2	1071.214	14325.000	O.K	1235.012	14325.000	O.K
3	3561.289	16617.000	O.K	2408.166	16617.000	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 3

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 7090.453 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 4914.579 x 0.150 / 1.15 = 641.032 kN

  Hx2 = 605.098 / 1.33 = 454.961 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 641.032 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 12.600 / 4.100 = 3.073 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (12.600 / 4.100)] x 4.100 = 13.9 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 13.880 x 120.120 / 2 / 3EA / 1.25 = 222.302 kN

  Hy2 = 576.515 / 1.33 = 433.470 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 433.470 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 693.000 mm b1y = 933.000 mm

b2x = 1600.000 mm b2y = 1200.000 mm

bcx = 2 x b2x = 3200.000 mm < 5 x b1x = 3465.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2400.000 mm < 5 x b1y = 4665.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 693.000/3200.000) x 7090.453 x 10^3 /180.000

= 7715.176 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 933.000/2400.000) x 7090.453 x 10^3 /180.000

= 6019.499 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 641.032 x 10^3 / 180.000

= 3561.289 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 433.470 x 10^3 / 180.000

= 2408.166 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 693.000 + 1200.000 = 1893.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 933.000 + 1600.000 = 2533.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 6019.499 + 2408.166 = 8427.665 mm²

  Bxo = 1893.000 mm 범위내에서 H22 - 28 EA

  As = 387.100 x 28 = 10838.800 mm² ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 7715.176 + 3561.289 = 11276.465 mm²

  Byo = 2533.000 mm 범위내에서 H22 - 30 EA

  As = 387.100 x 30 = 11613.000 mm² ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 3

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 433.470 x 10^3 / 180.000 = 2408.166 mm²

사용철근 : H19 - 28 EA + H19 - 30 EA

As = 286.500 x 28 + 286.500 x 30 = 16617.000 mm² ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 641.032 x 10^3 / 180.000 = 3561.289 mm²

사용철근 : H19 - 28 EA + H19 - 30 EA

As = 286.500 x 28 + 286.500 x 30 = 16617.000 mm² ∴ O.K

13. 말뚝 교축직각방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	11.500

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 205000.0 MPa

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

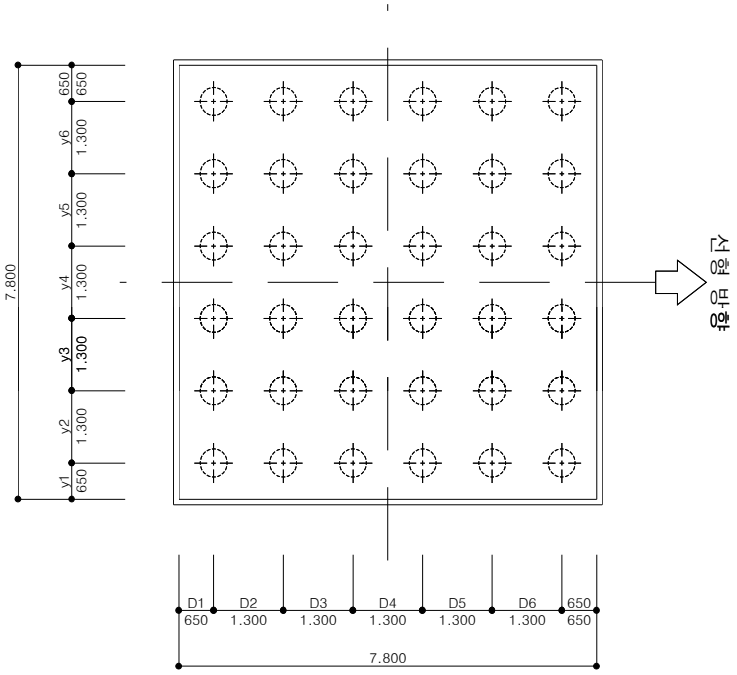
말뚝 머리의 평균 N치 N = 30

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	20618.642	590.928	9497.408	SV001
	COMBO 2	19776.559	590.928	11835.703	SV002
	COMBO 3	19776.559	590.928	11835.703	SV024
	COMBO 4	17086.378	1279.863	14047.891	SV022
계수하중	COMBO 1	29806.659	768.206	15112.590	UL001
	COMBO 2	22870.267	768.206	20572.935	UE002
	COMBO 3	22870.267	768.206	20572.935	UE002
	COMBO 4	17086.378	1279.863	14047.891	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 m² ; 말뚝의 순단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.595

Kv = a x Ap x Ep / L = 164706.718 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 2800 x N = 2800 x 30 = 84000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.420	189747.50
1.420	1.564	128685.27
1.564	1.579	124084.68
1.579	1.580	123661.90
1.580	1.580	123622.34
1.580	1.580	123618.63
1.580	1.580	123618.28

Kh = 123618.25 kN/m³

β = 0.633 m-1

βL = 0.633 x 11.5000 = 7.278 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.194	379495.01
1.194	1.294	274650.50
1.294	1.304	266449.86
1.304	1.305	265693.72
1.305	1.305	265622.94
1.305	1.305	265616.30

Kh = 265615.68 kN/m³

β = 0.766 m-1

βL = 0.766 x 11.5000 = 8.812 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	98444.843	174711.429	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	77775.502	114006.178	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	77775.502	114006.178	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	122891.733	148787.159	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	3544014.4	6289611.4
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-2799918.1	-4104222.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	5929441.9	5929441.9
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	33651309.6	34583544.9
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0004171	0.0034773	0.0003169	SV001
	COMBO 2	0.0004759	0.0033353	0.0003913	SV002
	COMBO 3	0.0004759	0.0033353	0.0003913	SV024
	COMBO 4	0.0005079	0.0028816	0.0004665	SV022
계수하중	COMBO 1	0.0006118	0.0050269	0.0005000	UL001
	COMBO 2	0.0007490	0.0038571	0.0006737	UE002
	COMBO 3	0.0007490	0.0038571	0.0006737	UE002
	COMBO 4	0.0005079	0.0028816	0.0004665	UL022

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 0.508 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 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0004171	0.0045074	0.0003169	742.395	16.415	6.506
	2	0.0004171	0.0040954	0.0003169	674.533	16.415	6.506
	3	0.0004171	0.0036833	0.0003169	606.671	16.415	6.506
	4	0.0004171	0.0032713	0.0003169	538.809	16.415	6.506
	5	0.0004171	0.0028593	0.0003169	470.947	16.415	6.506
	6	0.0004171	0.0024473	0.0003169	403.085	16.415	6.506
COMBO 2	1	0.0004759	0.0046071	0.0003913	758.817	16.415	11.076
	2	0.0004759	0.0040984	0.0003913	675.030	16.415	11.076
	3	0.0004759	0.0035897	0.0003913	591.242	16.415	11.076
	4	0.0004759	0.0030810	0.0003913	507.455	16.415	11.076
	5	0.0004759	0.0025723	0.0003913	423.668	16.415	11.076
	6	0.0004759	0.0020636	0.0003913	339.881	16.415	11.076
COMBO 3	1	0.0004759	0.0046071	0.0003913	758.817	16.415	11.076
	2	0.0004759	0.0040984	0.0003913	675.030	16.415	11.076
	3	0.0004759	0.0035897	0.0003913	591.242	16.415	11.076
	4	0.0004759	0.0030810	0.0003913	507.455	16.415	11.076
	5	0.0004759	0.0025723	0.0003913	423.668	16.415	11.076
	6	0.0004759	0.0020636	0.0003913	339.881	16.415	11.076
COMBO 4	1	0.0005079	0.0043977	0.0004665	724.324	35.552	11.504
	2	0.0005079	0.0037912	0.0004665	624.443	35.552	11.504
	3	0.0005079	0.0031848	0.0004665	524.562	35.552	11.504
	4	0.0005079	0.0025784	0.0004665	424.681	35.552	11.504
	5	0.0005079	0.0019720	0.0004665	324.800	35.552	11.504
	6	0.0005079	0.0013656	0.0004665	224.919	35.552	11.504

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0006118	0.0066519	0.0005000	1095.609	21.339	13.864
	2	0.0006118	0.0060019	0.0005000	988.551	21.339	13.864
	3	0.0006118	0.0053519	0.0005000	881.492	21.339	13.864
	4	0.0006118	0.0047019	0.0005000	774.433	21.339	13.864
	5	0.0006118	0.0040519	0.0005000	667.375	21.339	13.864
	6	0.0006118	0.0034019	0.0005000	560.316	21.339	13.864
COMBO 2	1	0.0007490	0.0060465	0.0006737	995.901	21.339	24.536
	2	0.0007490	0.0051707	0.0006737	851.655	21.339	24.536
	3	0.0007490	0.0042950	0.0006737	707.408	21.339	24.536
	4	0.0007490	0.0034192	0.0006737	563.162	21.339	24.536
	5	0.0007490	0.0025434	0.0006737	418.915	21.339	24.536
	6	0.0007490	0.0016676	0.0006737	274.669	21.339	24.536
COMBO 3	1	0.0007490	0.0060465	0.0006737	995.901	21.339	24.536
	2	0.0007490	0.0051707	0.0006737	851.655	21.339	24.536
	3	0.0007490	0.0042950	0.0006737	707.408	21.339	24.536
	4	0.0007490	0.0034192	0.0006737	563.162	21.339	24.536
	5	0.0007490	0.0025434	0.0006737	418.915	21.339	24.536
	6	0.0007490	0.0016676	0.0006737	274.669	21.339	24.536
COMBO 4	1	0.0005079	0.0043977	0.0004665	724.324	35.552	11.504
	2	0.0005079	0.0037912	0.0004665	624.443	35.552	11.504
	3	0.0005079	0.0031848	0.0004665	524.562	35.552	11.504
	4	0.0005079	0.0025784	0.0004665	424.681	35.552	11.504
	5	0.0005079	0.0019720	0.0004665	324.800	35.552	11.504
	6	0.0005079	0.0013656	0.0004665	224.919	35.552	11.504

▣ 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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	742.395	16.415	6.506	6
	2	1.950	0	674.533	16.415	6.506	6
	3	0.650	0	606.671	16.415	6.506	6
	4	-0.650	0	538.809	16.415	6.506	6
	5	-1.950	0	470.947	16.415	6.506	6
	6	-3.250	0	403.085	16.415	6.506	6
	계			20618.642	590.928	9497.408	36
COMBO 2	1	3.250	0	758.817	16.415	11.076	6
	2	1.950	0	675.030	16.415	11.076	6
	3	0.650	0	591.242	16.415	11.076	6
	4	-0.650	0	507.455	16.415	11.076	6
	5	-1.950	0	423.668	16.415	11.076	6
	6	-3.250	0	339.881	16.415	11.076	6
	계			19776.559	590.928	11835.703	36
COMBO 3	1	3.250	0	758.817	16.415	11.076	6
	2	1.950	0	675.030	16.415	11.076	6
	3	0.650	0	591.242	16.415	11.076	6
	4	-0.650	0	507.455	16.415	11.076	6
	5	-1.950	0	423.668	16.415	11.076	6
	6	-3.250	0	339.881	16.415	11.076	6
	계			19776.559	590.928	11835.703	36
COMBO 4	1	3.250	0	724.324	35.552	11.504	6
	2	1.950	0	624.443	35.552	11.504	6
	3	0.650	0	524.562	35.552	11.504	6
	4	-0.650	0	424.681	35.552	11.504	6
	5	-1.950	0	324.800	35.552	11.504	6
	6	-3.250	0	224.919	35.552	11.504	6
	계			17086.378	1279.863	14047.891	36

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	1095.609	21.339	13.864	6
	2	1.950	0	988.551	21.339	13.864	6
	3	0.650	0	881.492	21.339	13.864	6
	4	-0.650	0	774.433	21.339	13.864	6
	5	-1.950	0	667.375	21.339	13.864	6
	6	-3.250	0	560.316	21.339	13.864	6
	계			29806.659	768.206	15112.590	36
COMBO 2	1	3.250	0	995.901	21.339	24.536	6
	2	1.950	0	851.655	21.339	24.536	6
	3	0.650	0	707.408	21.339	24.536	6
	4	-0.650	0	563.162	21.339	24.536	6
	5	-1.950	0	418.915	21.339	24.536	6
	6	-3.250	0	274.669	21.339	24.536	6
	계			22870.267	768.206	20572.935	36
COMBO 3	1	3.250	0	995.901	21.339	24.536	6
	2	1.950	0	851.655	21.339	24.536	6
	3	0.650	0	707.408	21.339	24.536	6
	4	-0.650	0	563.162	21.339	24.536	6
	5	-1.950	0	418.915	21.339	24.536	6
	6	-3.250	0	274.669	21.339	24.536	6
	계			22870.267	768.206	20572.935	36
COMBO 4	1	3.250	0	724.324	35.552	11.504	6
	2	1.950	0	624.443	35.552	11.504	6
	3	0.650	0	524.562	35.552	11.504	6
	4	-0.650	0	424.681	35.552	11.504	6
	5	-1.950	0	324.800	35.552	11.504	6
	6	-3.250	0	224.919	35.552	11.504	6
	계			17086.378	1279.863	14047.891	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV001

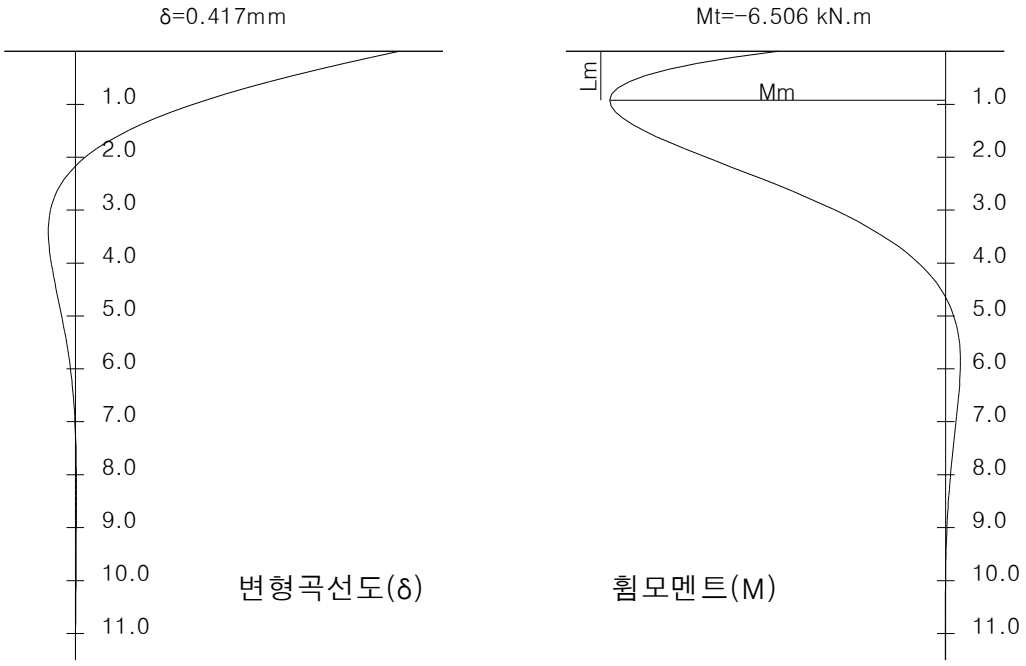
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.002 kN.m, 0.928 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.417 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.417 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-6.506	-16.415	0.417	
0.767	-12.857	-1.861	0.203	
1.533	-11.536	4.193	0.063	
2.300	-7.692	5.272	-0.008	
3.067	-4.005	4.152	-0.033	
3.833	-1.447	2.524	-0.033	
4.600	-0.058	1.176	-0.023	
5.367	0.485	0.324	-0.013	
6.133	0.550	-0.093	-0.005	
6.900	0.415	-0.224	-0.001	
7.667	0.244	-0.209	0.001	
8.433	0.108	-0.142	0.002	
9.200	0.025	-0.076	0.001	
9.967	-0.013	-0.029	0.001	
10.733	-0.024	-0.003	0.000	
11.500	-0.021	0.008	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SV002

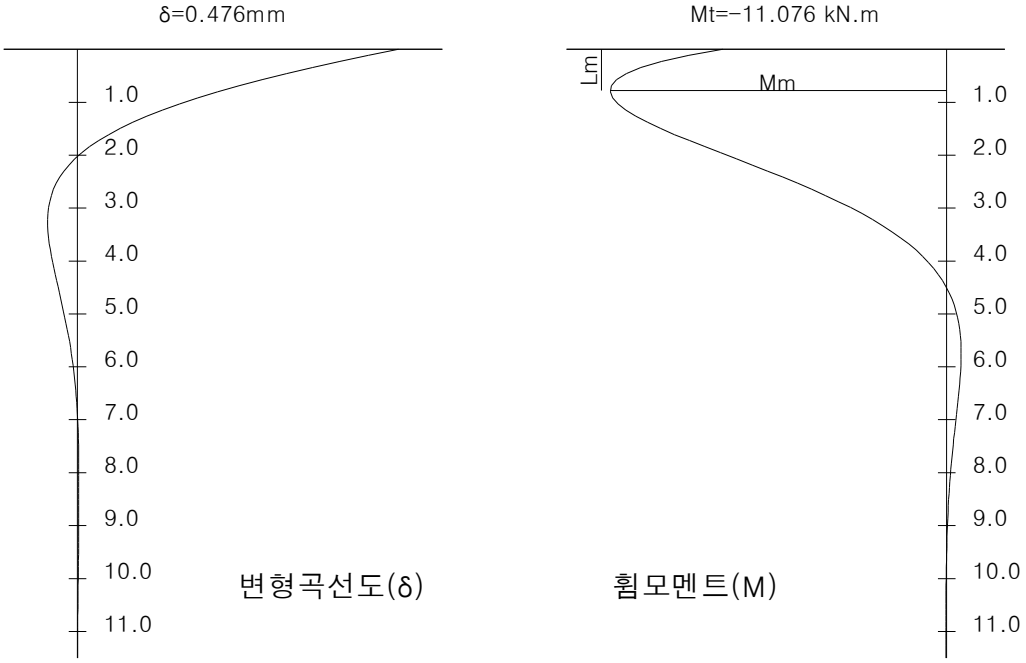
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.659 kN.m, 0.782 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.476 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.476 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-11.076	-16.415	0.476	
0.767	-16.657	-0.200	0.218	
1.533	-13.944	6.002	0.057	
2.300	-8.873	6.612	-0.020	
3.067	-4.380	4.927	-0.044	
3.833	-1.407	2.860	-0.040	
4.600	0.127	1.248	-0.027	
5.367	0.672	0.275	-0.014	
6.133	0.683	-0.173	-0.005	
6.900	0.490	-0.293	0.000	
7.667	0.274	-0.253	0.002	
8.433	0.113	-0.165	0.002	
9.200	0.019	-0.084	0.001	
9.967	-0.022	-0.029	0.001	
10.733	-0.031	0.001	0.000	
11.500	-0.026	0.011	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 3 : SV024

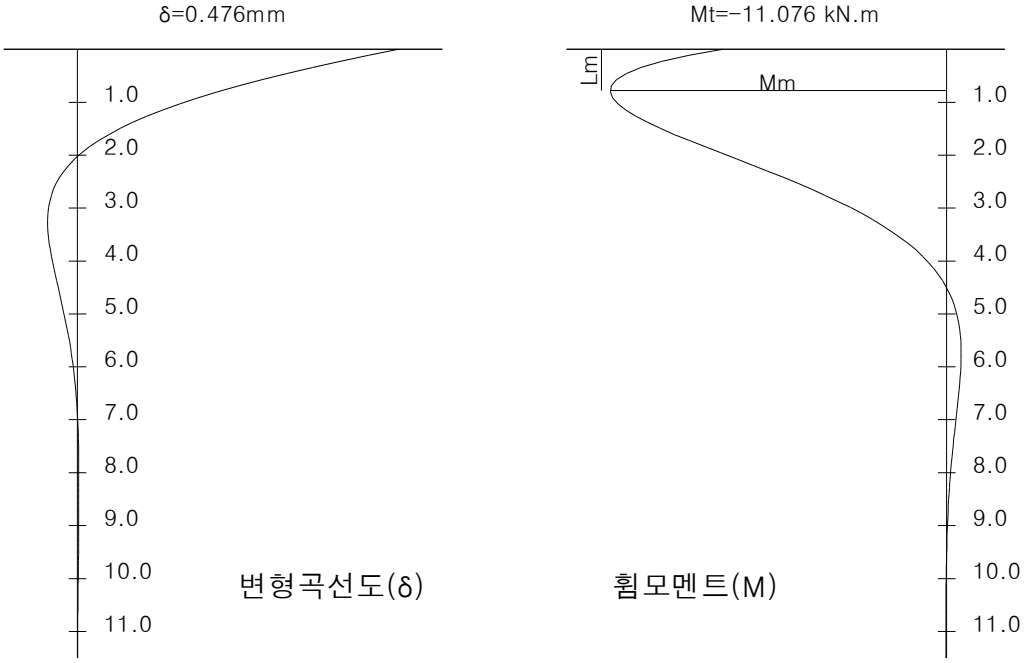
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.659 kN.m, 0.782 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.476 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.476 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-11.076	-16.415	0.476	
0.767	-16.657	-0.200	0.218	
1.533	-13.944	6.002	0.057	
2.300	-8.873	6.612	-0.020	
3.067	-4.380	4.927	-0.044	
3.833	-1.407	2.860	-0.040	
4.600	0.127	1.248	-0.027	
5.367	0.672	0.275	-0.014	
6.133	0.683	-0.173	-0.005	
6.900	0.490	-0.293	0.000	
7.667	0.274	-0.253	0.002	
8.433	0.113	-0.165	0.002	
9.200	0.019	-0.084	0.001	
9.967	-0.022	-0.029	0.001	
10.733	-0.031	0.001	0.000	
11.500	-0.026	0.011	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

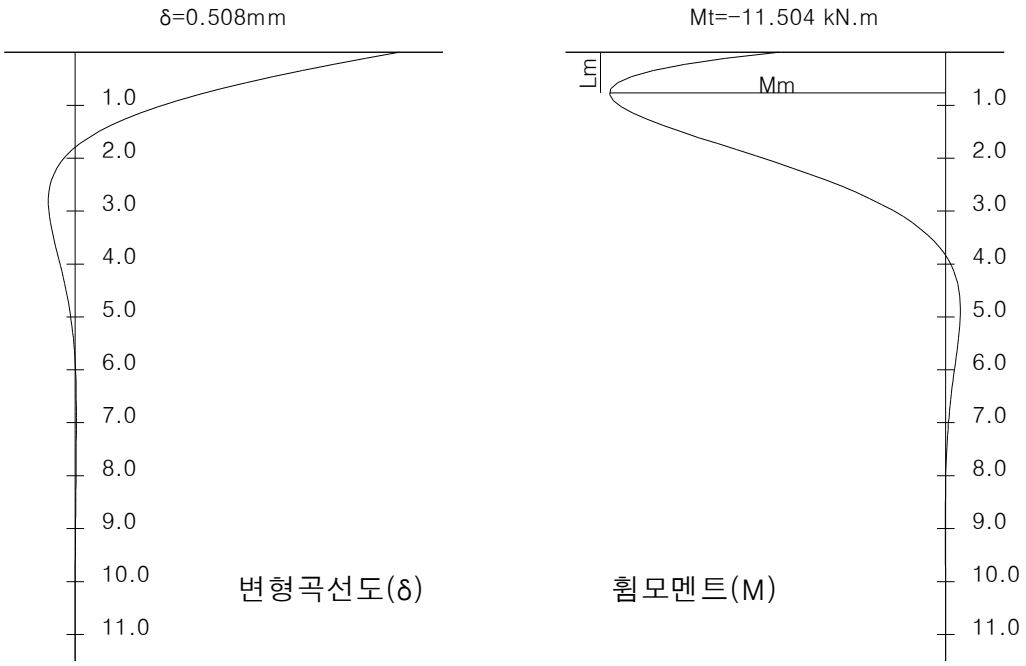
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -23.156 kN.m, 0.769 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.508 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.508 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-11.504	-35.552	0.508	
0.767	-23.156	-0.065	0.204	
1.533	-17.870	10.920	0.032	
2.300	-9.381	10.123	-0.034	
3.067	-3.159	5.993	-0.041	
3.833	-0.026	2.418	-0.027	
4.600	0.952	0.386	-0.013	
5.367	0.889	-0.390	-0.003	
6.133	0.528	-0.480	0.001	
6.900	0.214	-0.323	0.002	
7.667	0.035	-0.151	0.001	
8.433	-0.034	-0.040	0.001	
9.200	-0.042	0.010	0.000	
9.967	-0.028	0.021	0.000	
10.733	-0.013	0.017	0.000	
11.500	-0.004	0.009	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : UL001

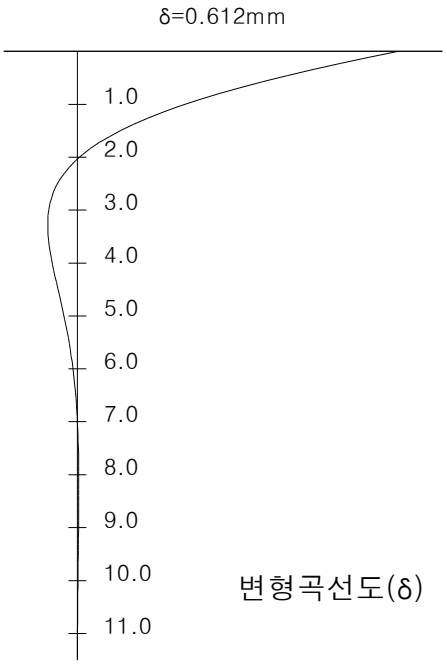
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

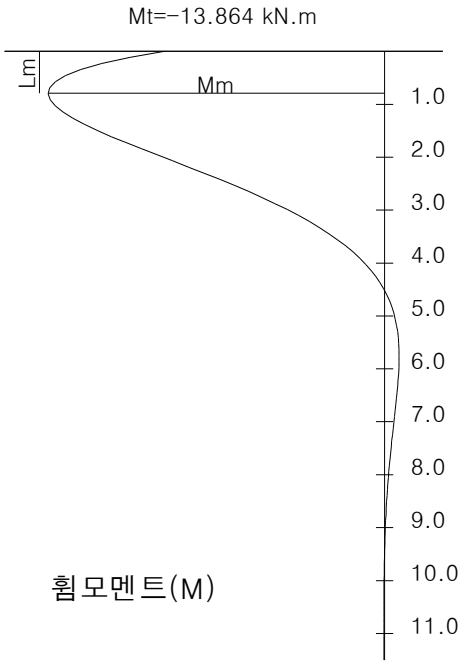
- 최대모멘트 및 깊이 : -21.216 kN.m, 0.793 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.612 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.612 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-13.864	-21.339	0.612	
0.767	-21.210	-0.455	0.282	
1.533	-17.845	7.590	0.075	
2.300	-11.397	8.439	-0.025	
3.067	-5.650	6.314	-0.056	
3.833	-1.834	3.678	-0.051	
4.600	0.143	1.613	-0.035	
5.367	0.851	0.363	-0.018	
6.133	0.873	-0.216	-0.007	
6.900	0.628	-0.373	-0.001	
7.667	0.353	-0.324	0.002	
8.433	0.147	-0.212	0.002	
9.200	0.026	-0.108	0.002	
9.967	-0.027	-0.037	0.001	
10.733	-0.040	0.000	0.001	
11.500	-0.033	0.014	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : UE002

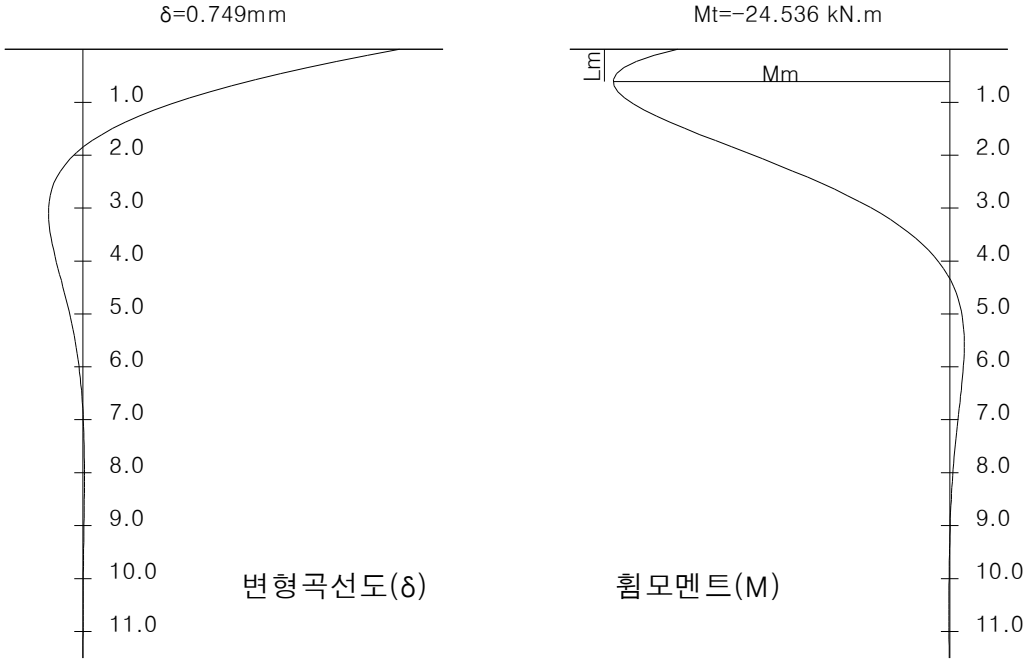
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -30.360 kN.m, 0.611 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.749 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.749 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-24.536	-21.339	0.749	
0.767	-30.085	3.423	0.317	
1.533	-23.466	11.814	0.062	
2.300	-14.156	11.569	-0.053	
3.067	-6.524	8.122	-0.081	
3.833	-1.741	4.462	-0.068	
4.600	0.576	1.781	-0.044	
5.367	1.287	0.249	-0.022	
6.133	1.183	-0.404	-0.007	
6.900	0.801	-0.534	0.001	
7.667	0.424	-0.429	0.003	
8.433	0.158	-0.264	0.003	
9.200	0.012	-0.126	0.002	
9.967	-0.047	-0.037	0.001	
10.733	-0.056	0.008	0.001	
11.500	-0.043	0.022	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : UE002

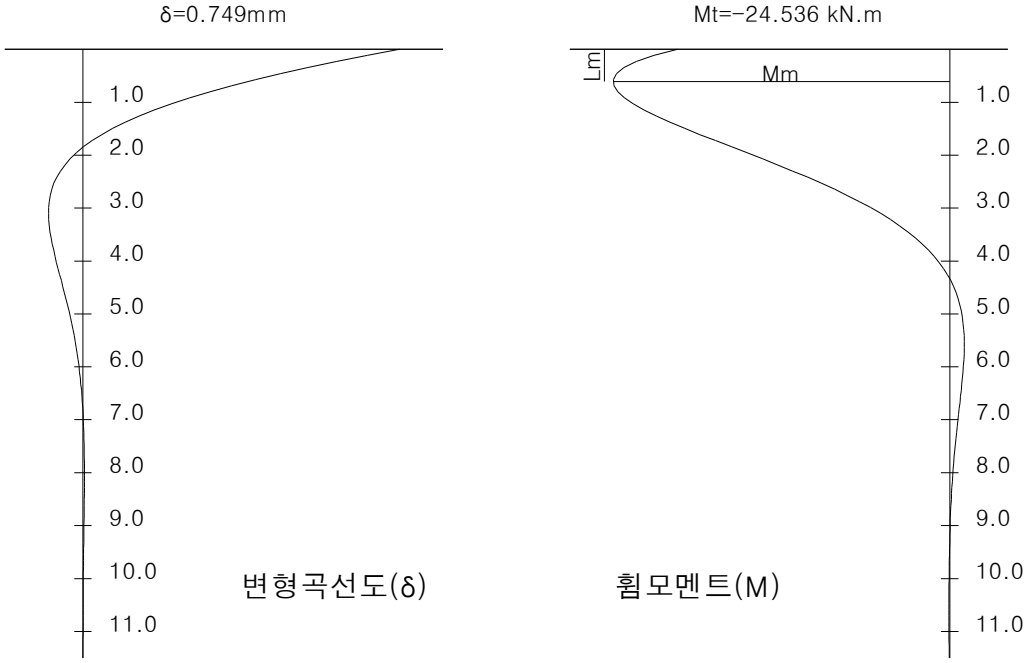
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -30.360 kN.m, 0.611 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.749 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.749 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-24.536	-21.339	0.749	
0.767	-30.085	3.423	0.317	
1.533	-23.466	11.814	0.062	
2.300	-14.156	11.569	-0.053	
3.067	-6.524	8.122	-0.081	
3.833	-1.741	4.462	-0.068	
4.600	0.576	1.781	-0.044	
5.367	1.287	0.249	-0.022	
6.133	1.183	-0.404	-0.007	
6.900	0.801	-0.534	0.001	
7.667	0.424	-0.429	0.003	
8.433	0.158	-0.264	0.003	
9.200	0.012	-0.126	0.002	
9.967	-0.047	-0.037	0.001	
10.733	-0.056	0.008	0.001	
11.500	-0.043	0.022	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : UL022

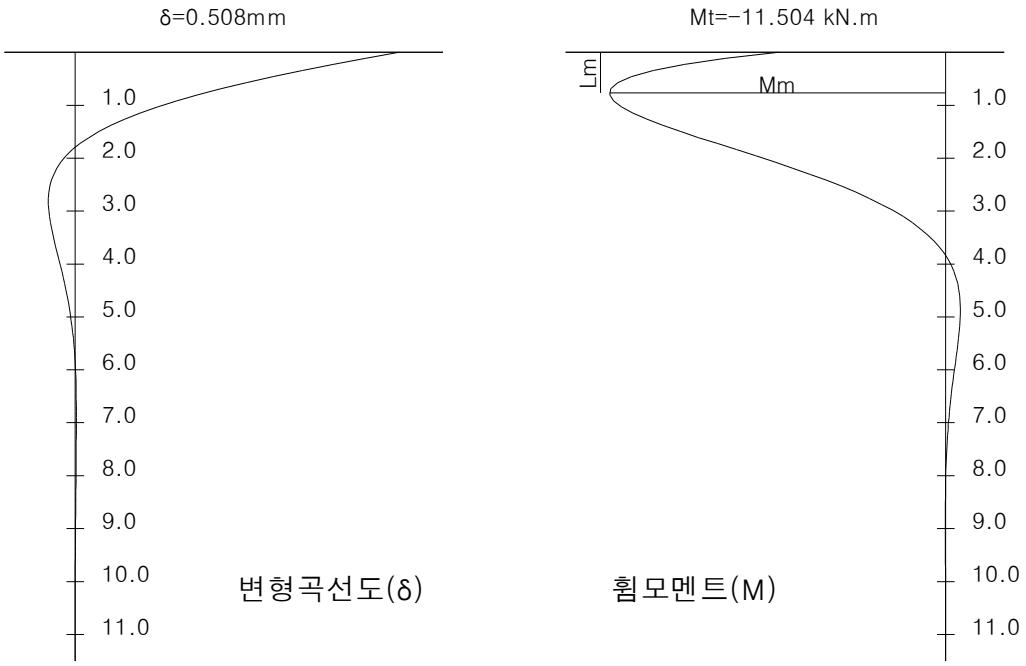
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -23.156 kN.m, 0.769 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.508 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.508 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-11.504	-35.552	0.508	
0.767	-23.156	-0.065	0.204	
1.533	-17.870	10.920	0.032	
2.300	-9.381	10.123	-0.034	
3.067	-3.159	5.993	-0.041	
3.833	-0.026	2.418	-0.027	
4.600	0.952	0.386	-0.013	
5.367	0.889	-0.390	-0.003	
6.133	0.528	-0.480	0.001	
6.900	0.214	-0.323	0.002	
7.667	0.035	-0.151	0.001	
8.433	-0.034	-0.040	0.001	
9.200	-0.042	0.010	0.000	
9.967	-0.028	0.021	0.000	
10.733	-0.013	0.017	0.000	
11.500	-0.004	0.009	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	49222.422	87355.714	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1772007.2	3144805.7
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	5929441.9	5929441.9
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	29227207.2	29227207.2
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		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0003335	0.0034773	0.0003250	SV001
	COMBO 2	0.0003335	0.0033353	0.0004050	SV002
	COMBO 3	0.0003335	0.0033353	0.0004050	SV024
	COMBO 4	0.0004070	0.0028816	0.0004806	SV022
계수하중	COMBO 1	0.0004335	0.0050269	0.0005171	UL001
	COMBO 2	0.0004335	0.0038571	0.0007039	UE002
	COMBO 3	0.0004335	0.0038571	0.0007039	UE002
	COMBO 4	0.0004070	0.0028816	0.0004806	UL022

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 0.407 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 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0003335	0.0045334	0.0003250	746.685	16.415	0.000
	2	0.0003335	0.0041110	0.0003250	677.107	16.415	0.000
	3	0.0003335	0.0036886	0.0003250	607.529	16.415	0.000
	4	0.0003335	0.0032661	0.0003250	537.951	16.415	0.000
	5	0.0003335	0.0028437	0.0003250	468.373	16.415	0.000
	6	0.0003335	0.0024212	0.0003250	398.795	16.415	0.000
COMBO 2	1	0.0003335	0.0046514	0.0004050	766.120	16.415	0.000
	2	0.0003335	0.0041250	0.0004050	679.412	16.415	0.000
	3	0.0003335	0.0035985	0.0004050	592.703	16.415	0.000
	4	0.0003335	0.0030721	0.0004050	505.995	16.415	0.000
	5	0.0003335	0.0025457	0.0004050	419.286	16.415	0.000
	6	0.0003335	0.0020192	0.0004050	332.578	16.415	0.000
COMBO 3	1	0.0003335	0.0046514	0.0004050	766.120	16.415	0.000
	2	0.0003335	0.0041250	0.0004050	679.412	16.415	0.000
	3	0.0003335	0.0035985	0.0004050	592.703	16.415	0.000
	4	0.0003335	0.0030721	0.0004050	505.995	16.415	0.000
	5	0.0003335	0.0025457	0.0004050	419.286	16.415	0.000
	6	0.0003335	0.0020192	0.0004050	332.578	16.415	0.000
COMBO 4	1	0.0004070	0.0044437	0.0004806	731.909	35.552	0.000
	2	0.0004070	0.0038189	0.0004806	628.994	35.552	0.000
	3	0.0004070	0.0031940	0.0004806	526.079	35.552	0.000
	4	0.0004070	0.0025692	0.0004806	423.164	35.552	0.000
	5	0.0004070	0.0019444	0.0004806	320.249	35.552	0.000
	6	0.0004070	0.0013195	0.0004806	217.334	35.552	0.000

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0004335	0.0067074	0.0005171	1104.750	21.339	0.000
	2	0.0004335	0.0060352	0.0005171	994.035	21.339	0.000
	3	0.0004335	0.0053630	0.0005171	883.320	21.339	0.000
	4	0.0004335	0.0046908	0.0005171	772.605	21.339	0.000
	5	0.0004335	0.0040186	0.0005171	661.890	21.339	0.000
	6	0.0004335	0.0033464	0.0005171	551.175	21.339	0.000
COMBO 2	1	0.0004335	0.0061447	0.0007039	1012.079	21.339	0.000
	2	0.0004335	0.0052297	0.0007039	861.361	21.339	0.000
	3	0.0004335	0.0043146	0.0007039	710.644	21.339	0.000
	4	0.0004335	0.0033995	0.0007039	559.926	21.339	0.000
	5	0.0004335	0.0024845	0.0007039	409.209	21.339	0.000
	6	0.0004335	0.0015694	0.0007039	258.492	21.339	0.000
COMBO 3	1	0.0004335	0.0061447	0.0007039	1012.079	21.339	0.000
	2	0.0004335	0.0052297	0.0007039	861.361	21.339	0.000
	3	0.0004335	0.0043146	0.0007039	710.644	21.339	0.000
	4	0.0004335	0.0033995	0.0007039	559.926	21.339	0.000
	5	0.0004335	0.0024845	0.0007039	409.209	21.339	0.000
	6	0.0004335	0.0015694	0.0007039	258.492	21.339	0.000
COMBO 4	1	0.0004070	0.0044437	0.0004806	731.909	35.552	0.000
	2	0.0004070	0.0038189	0.0004806	628.994	35.552	0.000
	3	0.0004070	0.0031940	0.0004806	526.079	35.552	0.000
	4	0.0004070	0.0025692	0.0004806	423.164	35.552	0.000
	5	0.0004070	0.0019444	0.0004806	320.249	35.552	0.000
	6	0.0004070	0.0013195	0.0004806	217.334	35.552	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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	746.685	16.415	0.000	6
	2	1.950	0	677.107	16.415	0.000	6
	3	0.650	0	607.529	16.415	0.000	6
	4	-0.650	0	537.951	16.415	0.000	6
	5	-1.950	0	468.373	16.415	0.000	6
	6	-3.250	0	398.795	16.415	0.000	6
	계			20618.642	590.928	0.000	36
COMBO 2	1	3.250	0	766.120	16.415	0.000	6
	2	1.950	0	679.412	16.415	0.000	6
	3	0.650	0	592.703	16.415	0.000	6
	4	-0.650	0	505.995	16.415	0.000	6
	5	-1.950	0	419.286	16.415	0.000	6
	6	-3.250	0	332.578	16.415	0.000	6
	계			19776.559	590.928	0.000	36
COMBO 3	1	3.250	0	766.120	16.415	0.000	6
	2	1.950	0	679.412	16.415	0.000	6
	3	0.650	0	592.703	16.415	0.000	6
	4	-0.650	0	505.995	16.415	0.000	6
	5	-1.950	0	419.286	16.415	0.000	6
	6	-3.250	0	332.578	16.415	0.000	6
	계			19776.559	590.928	0.000	36
COMBO 4	1	3.250	0	731.909	35.552	0.000	6
	2	1.950	0	628.994	35.552	0.000	6
	3	0.650	0	526.079	35.552	0.000	6
	4	-0.650	0	423.164	35.552	0.000	6
	5	-1.950	0	320.249	35.552	0.000	6
	6	-3.250	0	217.334	35.552	0.000	6
	계			17086.378	1279.863	0.000	36

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	1104.750	21.339	0.000	6
	2	1.950	0	994.035	21.339	0.000	6
	3	0.650	0	883.320	21.339	0.000	6
	4	-0.650	0	772.605	21.339	0.000	6
	5	-1.950	0	661.890	21.339	0.000	6
	6	-3.250	0	551.175	21.339	0.000	6
	계			29806.659	768.206	0.000	36
COMBO 2	1	3.250	0	1012.079	21.339	0.000	6
	2	1.950	0	861.361	21.339	0.000	6
	3	0.650	0	710.644	21.339	0.000	6
	4	-0.650	0	559.926	21.339	0.000	6
	5	-1.950	0	409.209	21.339	0.000	6
	6	-3.250	0	258.492	21.339	0.000	6
	계			22870.267	768.206	0.000	36
COMBO 3	1	3.250	0	1012.079	21.339	0.000	6
	2	1.950	0	861.361	21.339	0.000	6
	3	0.650	0	710.644	21.339	0.000	6
	4	-0.650	0	559.926	21.339	0.000	6
	5	-1.950	0	409.209	21.339	0.000	6
	6	-3.250	0	258.492	21.339	0.000	6
	계			22870.267	768.206	0.000	36
COMBO 4	1	3.250	0	731.909	35.552	0.000	6
	2	1.950	0	628.994	35.552	0.000	6
	3	0.650	0	526.079	35.552	0.000	6
	4	-0.650	0	423.164	35.552	0.000	6
	5	-1.950	0	320.249	35.552	0.000	6
	6	-3.250	0	217.334	35.552	0.000	6
	계			17086.378	1279.863	0.000	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV001

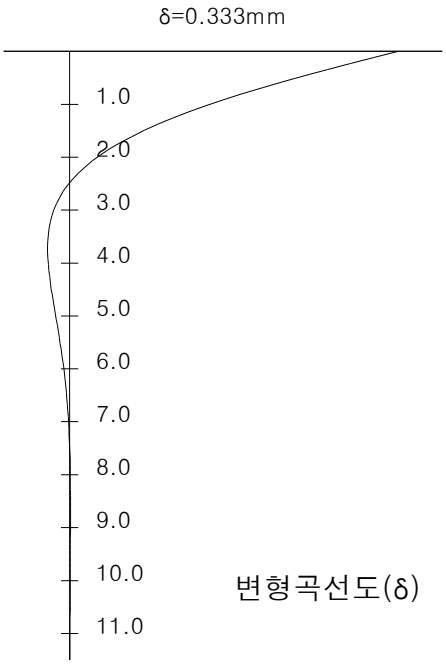
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

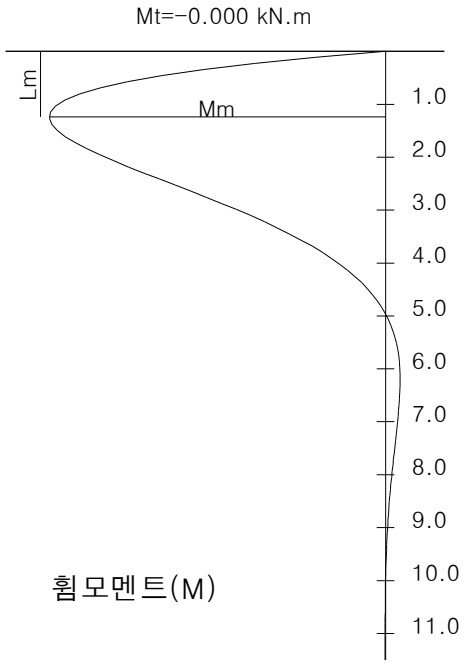
- 최대모멘트 및 깊이 : -8.362 kN.m, 1.241 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.333 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.333 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-16.415	0.334	
0.767	-7.446	-4.226	0.182	
1.533	-8.109	1.618	0.071	
2.300	-6.010	3.363	0.009	
3.067	-3.472	3.050	-0.017	
3.833	-1.504	2.047	-0.022	
4.600	-0.322	1.073	-0.018	
5.367	0.219	0.393	-0.011	
6.133	0.361	0.022	-0.005	
6.900	0.310	-0.125	-0.001	
7.667	0.201	-0.145	0.000	
8.433	0.101	-0.110	0.001	
9.200	0.034	-0.065	0.001	
9.967	-0.001	-0.029	0.001	
10.733	-0.014	-0.007	0.000	
11.500	-0.015	0.003	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SV002

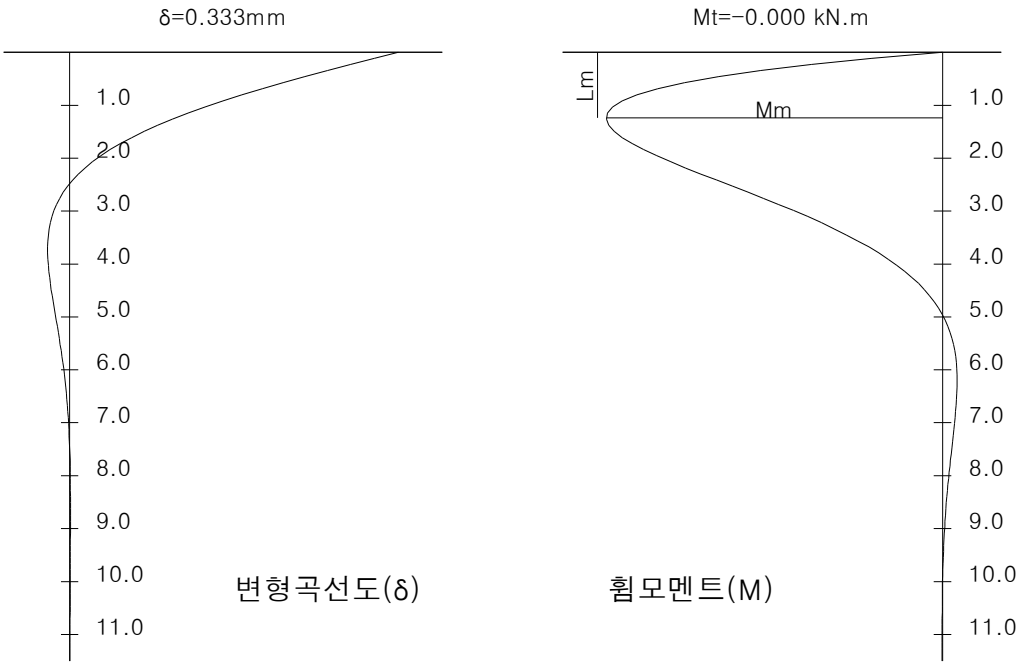
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.362 kN.m, 1.241 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.333 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.333 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-16.415	0.334	
0.767	-7.446	-4.226	0.182	
1.533	-8.109	1.618	0.071	
2.300	-6.010	3.363	0.009	
3.067	-3.472	3.050	-0.017	
3.833	-1.504	2.047	-0.022	
4.600	-0.322	1.073	-0.018	
5.367	0.219	0.393	-0.011	
6.133	0.361	0.022	-0.005	
6.900	0.310	-0.125	-0.001	
7.667	0.201	-0.145	0.000	
8.433	0.101	-0.110	0.001	
9.200	0.034	-0.065	0.001	
9.967	-0.001	-0.029	0.001	
10.733	-0.014	-0.007	0.000	
11.500	-0.015	0.003	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 3 : SV024

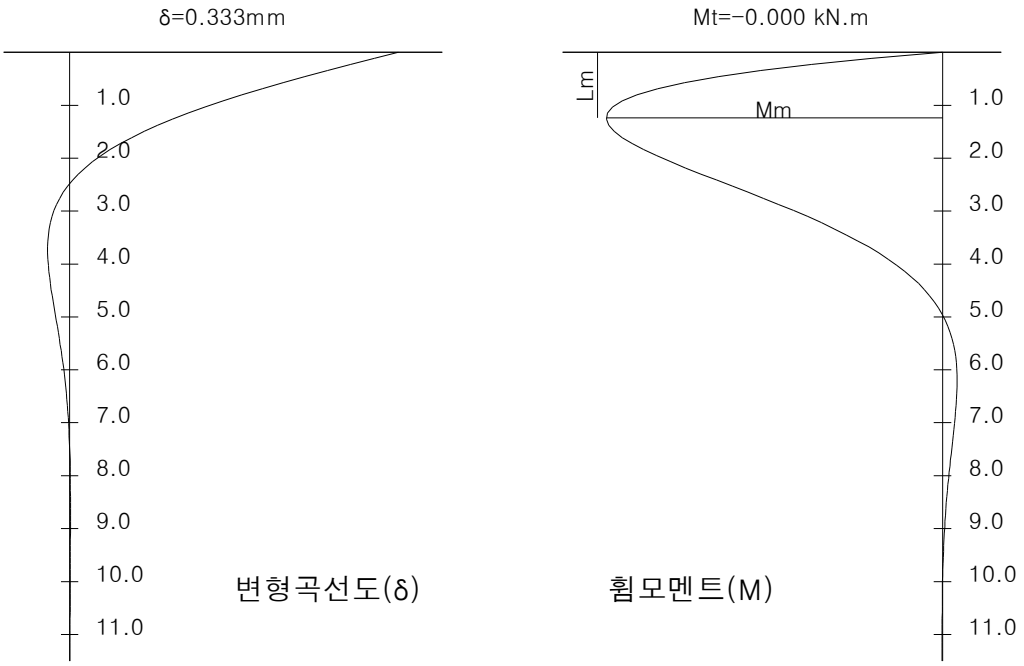
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.362 kN.m, 1.241 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.333 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.333 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-16.415	0.334	
0.767	-7.446	-4.226	0.182	
1.533	-8.109	1.618	0.071	
2.300	-6.010	3.363	0.009	
3.067	-3.472	3.050	-0.017	
3.833	-1.504	2.047	-0.022	
4.600	-0.322	1.073	-0.018	
5.367	0.219	0.393	-0.011	
6.133	0.361	0.022	-0.005	
6.900	0.310	-0.125	-0.001	
7.667	0.201	-0.145	0.000	
8.433	0.101	-0.110	0.001	
9.200	0.034	-0.065	0.001	
9.967	-0.001	-0.029	0.001	
10.733	-0.014	-0.007	0.000	
11.500	-0.015	0.003	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

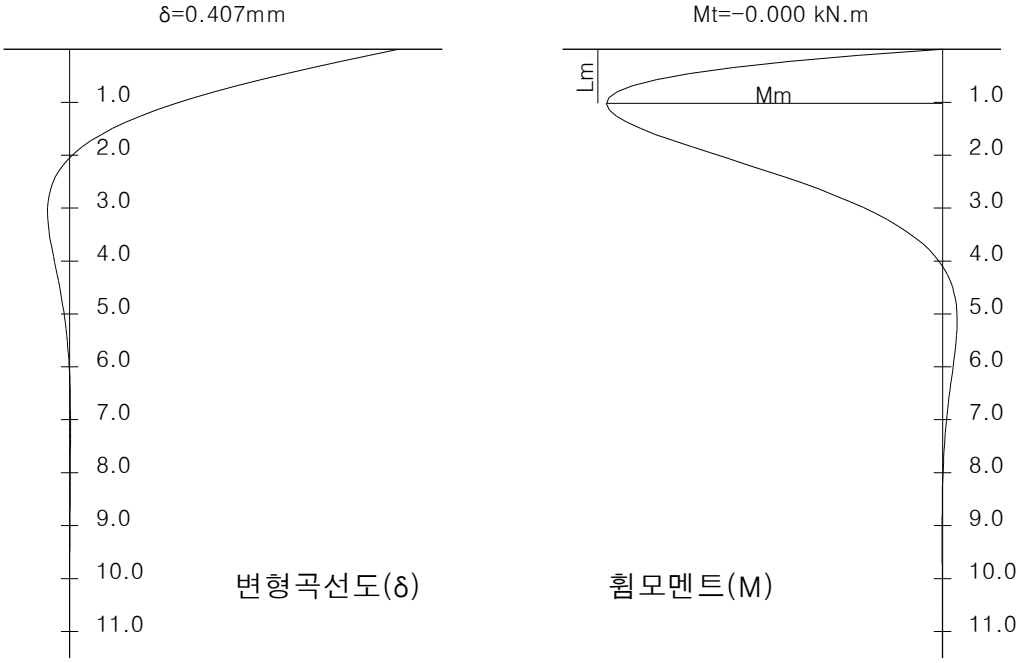
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.959 kN.m, 1.025 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.407 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.407 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-35.552	0.407	
0.767	-14.291	-5.495	0.188	
1.533	-13.222	5.896	0.049	
2.300	-7.818	7.152	-0.013	
3.067	-3.150	4.796	-0.027	
3.833	-0.499	2.228	-0.021	
4.600	0.511	0.580	-0.011	
5.367	0.627	-0.152	-0.004	
6.133	0.422	-0.319	0.000	
6.900	0.197	-0.249	0.001	
7.667	0.052	-0.131	0.001	
8.433	-0.013	-0.045	0.001	
9.200	-0.028	-0.001	0.000	
9.967	-0.022	0.013	0.000	
10.733	-0.012	0.012	0.000	
11.500	-0.004	0.007	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

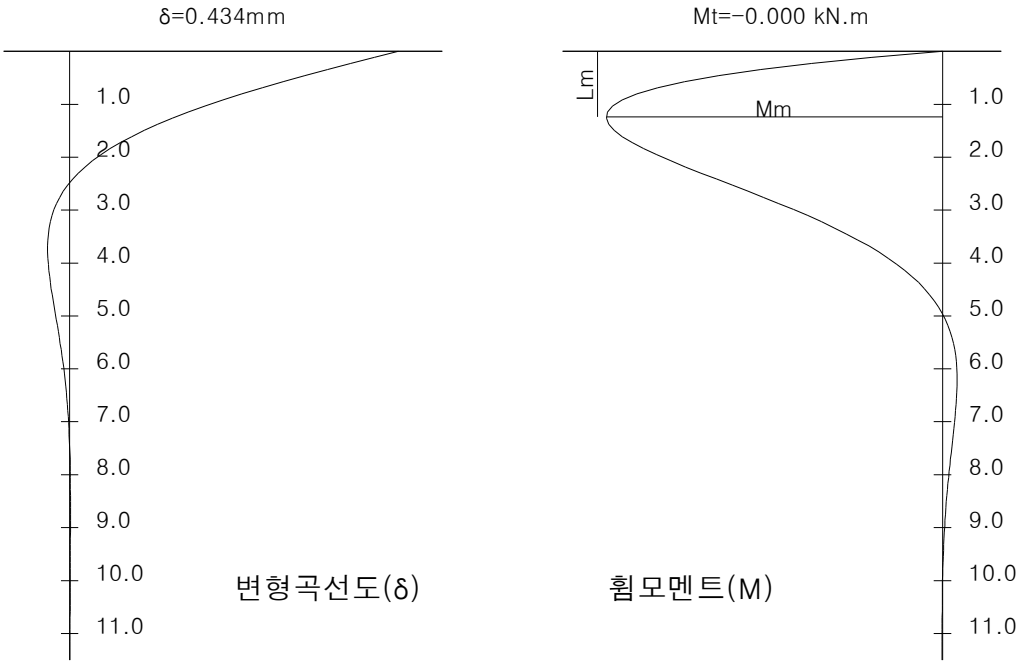
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.870 kN.m, 1.241 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.434 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.434 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-21.339	0.434	
0.767	-9.680	-5.493	0.236	
1.533	-10.542	2.104	0.093	
2.300	-7.813	4.372	0.012	
3.067	-4.514	3.965	-0.023	
3.833	-1.955	2.661	-0.029	
4.600	-0.419	1.395	-0.023	
5.367	0.285	0.511	-0.014	
6.133	0.469	0.028	-0.007	
6.900	0.403	-0.163	-0.002	
7.667	0.261	-0.188	0.001	
8.433	0.132	-0.143	0.001	
9.200	0.044	-0.085	0.001	
9.967	-0.002	-0.038	0.001	
10.733	-0.018	-0.009	0.000	
11.500	-0.020	0.004	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : UE002

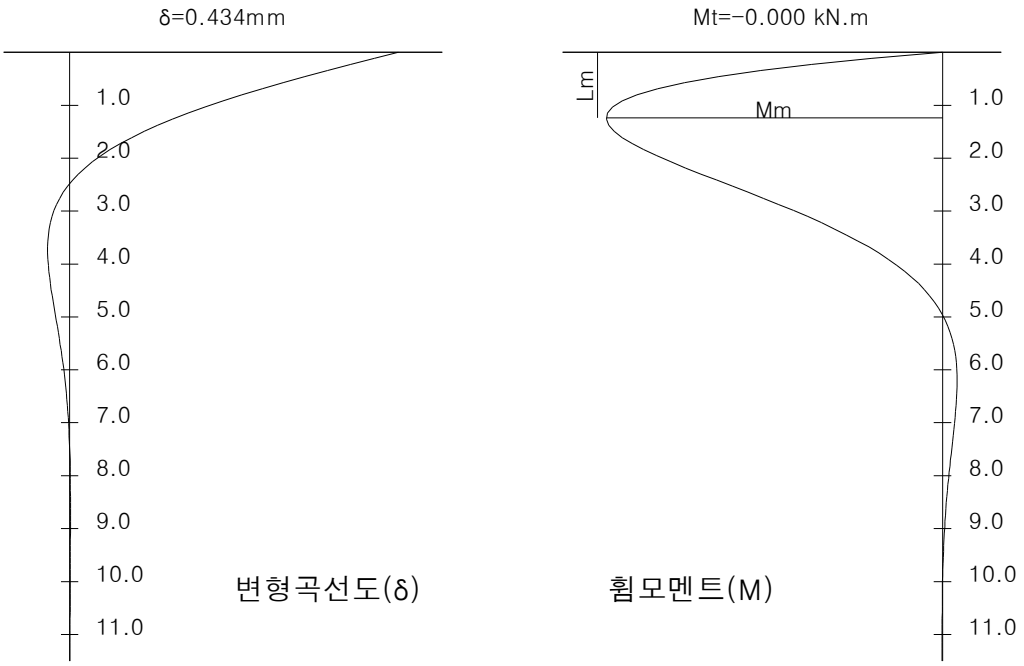
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.870 kN.m, 1.241 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.434 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.434 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-21.339	0.434	
0.767	-9.680	-5.493	0.236	
1.533	-10.542	2.104	0.093	
2.300	-7.813	4.372	0.012	
3.067	-4.514	3.965	-0.023	
3.833	-1.955	2.661	-0.029	
4.600	-0.419	1.395	-0.023	
5.367	0.285	0.511	-0.014	
6.133	0.469	0.028	-0.007	
6.900	0.403	-0.163	-0.002	
7.667	0.261	-0.188	0.001	
8.433	0.132	-0.143	0.001	
9.200	0.044	-0.085	0.001	
9.967	-0.002	-0.038	0.001	
10.733	-0.018	-0.009	0.000	
11.500	-0.020	0.004	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 3 : UE002

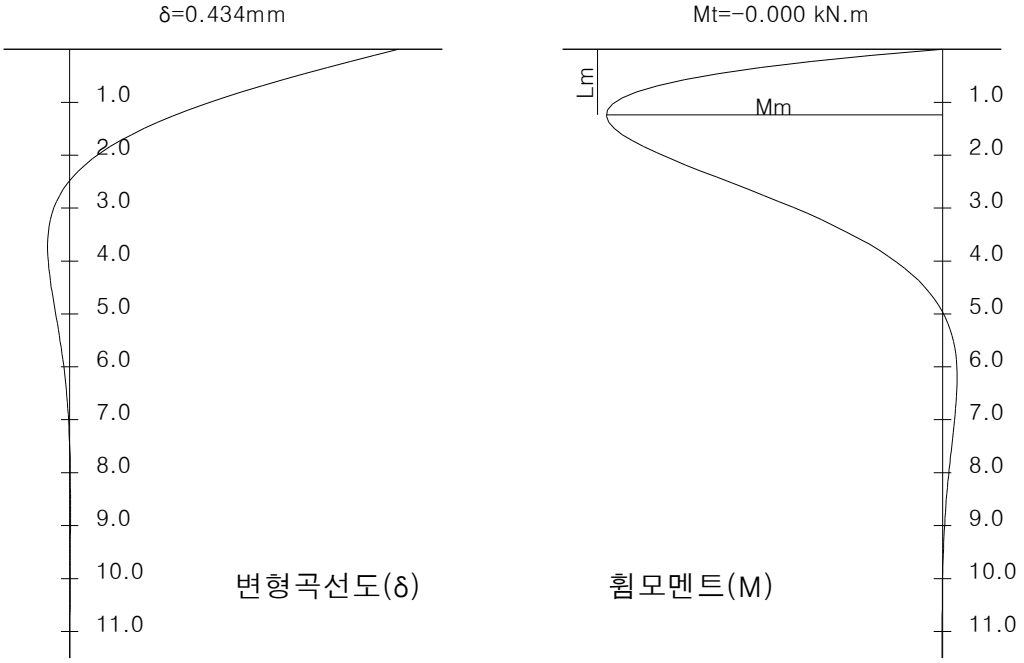
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.870 kN.m, 1.241 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.434 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.434 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-21.339	0.434	
0.767	-9.680	-5.493	0.236	
1.533	-10.542	2.104	0.093	
2.300	-7.813	4.372	0.012	
3.067	-4.514	3.965	-0.023	
3.833	-1.955	2.661	-0.029	
4.600	-0.419	1.395	-0.023	
5.367	0.285	0.511	-0.014	
6.133	0.469	0.028	-0.007	
6.900	0.403	-0.163	-0.002	
7.667	0.261	-0.188	0.001	
8.433	0.132	-0.143	0.001	
9.200	0.044	-0.085	0.001	
9.967	-0.002	-0.038	0.001	
10.733	-0.018	-0.009	0.000	
11.500	-0.020	0.004	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : UL022

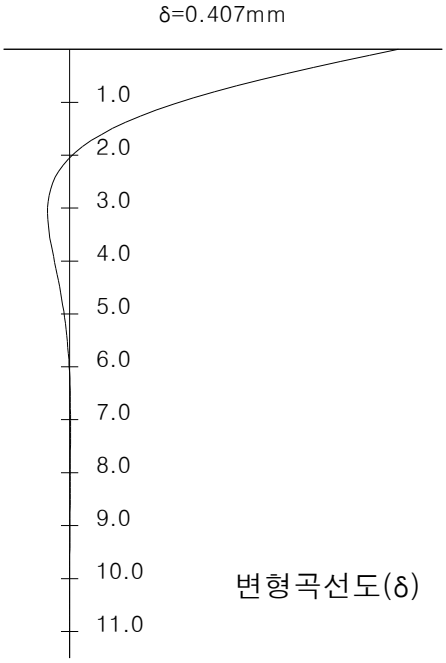
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

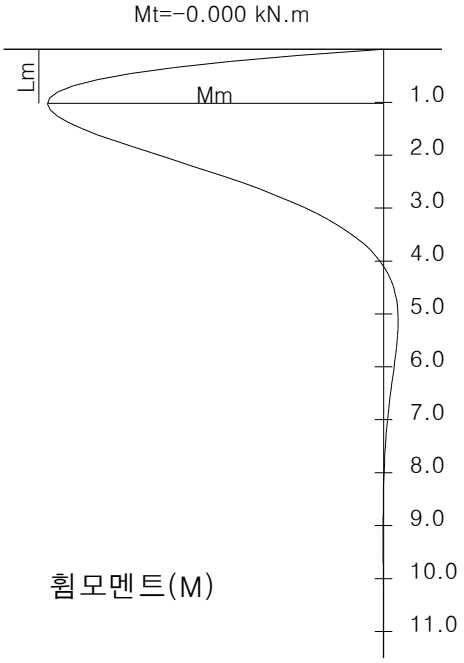
- 최대모멘트 및 깊이 : -14.959 kN.m, 1.025 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.407 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.407 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-35.552	0.407	
0.767	-14.291	-5.495	0.188	
1.533	-13.222	5.896	0.049	
2.300	-7.818	7.152	-0.013	
3.067	-3.150	4.796	-0.027	
3.833	-0.499	2.228	-0.021	
4.600	0.511	0.580	-0.011	
5.367	0.627	-0.152	-0.004	
6.133	0.422	-0.319	0.000	
6.900	0.197	-0.249	0.001	
7.667	0.052	-0.131	0.001	
8.433	-0.013	-0.045	0.001	
9.200	-0.028	-0.001	0.000	
9.967	-0.022	0.013	0.000	
10.733	-0.012	0.012	0.000	
11.500	-0.004	0.007	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1000.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1177.500 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.504 = 1.583 m²

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.583	30.000	사질토	10.339	30.000	491.121
1.583	50.000	사질토	0.700	50.000	55.418
1.583	50.000	사질토	0.461	50.000	36.481
계	-	-	-	-	583.033

사질토 : f = 1.0 x N (≤ 50.0)

점성토 : f = 5.0 x N (≤ 150.0)

N ≤ 2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.4759 mm 0.K

지진시 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.5079 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

Pa1 = 1 / 3 x 583.033 + 0.000 = 194.344 kN (평상시)

Pa2 = 1 / 2 x 583.033 + 0.000 = 291.517 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	742.395	403.085	1000.000	194.344	O.K
	HINGE	746.685	398.795	1000.000	194.344	O.K
COMBO 2	FIX	758.817	339.881	1000.000	194.344	O.K
	HINGE	766.120	332.578	1000.000	194.344	O.K
COMBO 3	FIX	758.817	339.881	1000.000	194.344	O.K
	HINGE	766.120	332.578	1000.000	194.344	O.K
COMBO 4	FIX	724.324	224.919	1177.500	291.517	O.K
	HINGE	731.909	217.334	1177.500	291.517	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

:『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 11.60 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 11.50/0.508 = 22.638 < 100 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

fsa = 140.000 MPa (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M x y/Io

= V/0.016 ± M x 0.508/2 / 0.00047

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	742.395	13.002	54.810	140.000	O.K
	HINGE	746.685	8.362	52.597	140.000	O.K
COMBO 2	FIX	758.817	16.659	57.829	140.000	O.K
	HINGE	766.120	8.362	53.850	140.000	O.K
COMBO 3	FIX	758.817	16.659	57.829	140.000	O.K
	HINGE	766.120	8.362	53.850	140.000	O.K
COMBO 4	FIX	724.324	23.156	59.091	210.000	O.K
	HINGE	731.909	14.959	55.183	210.000	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.00 MPa (평상시)

= 120.00 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

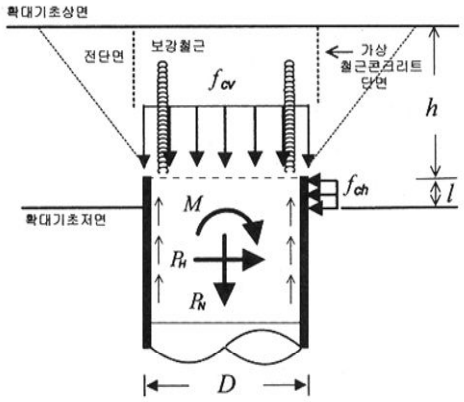
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 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	16.415	2.115	80.000	O.K
	HINGE	16.415	2.115	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	16.415	2.115	80.000	O.K
	HINGE	16.415	2.115	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	16.415	2.115	80.000	O.K
	HINGE	16.415	2.115	80.000	O.K
COMBO 4	FIX	35.552	4.580	120.000	O.K
	HINGE	35.552	4.580	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 = 766120.0 / (π/4 x 508 ²)
= 3.780 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 731909.0 / (π/4 x 508 ²)
= 3.611 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 766120.0 / {π x (508 + 2100) x 2100 }
= 0.045 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 731909.0 / {π x (508 + 2100) x 2100 }
= 0.043 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 16414.667 / (508 x 100)
= 0.323 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 35551.750 / (508 x 100)
= 0.700 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

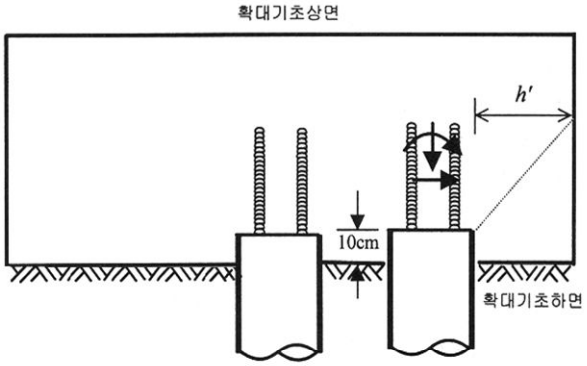
τh = 16414.667 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.028 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 35551.750 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.060 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa\ 1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)
이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.
L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 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 27.0 x 202683.0)

= 3256102.261 N ≥ PNmax = 1104750.114 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}}\cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 8036.2 x 2050)

= 22827317.967 N ≥ PNmax = 1104750.114 N ∴ O.K

14. 말뚝 교축방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	11.500

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 205000.0 MPa

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

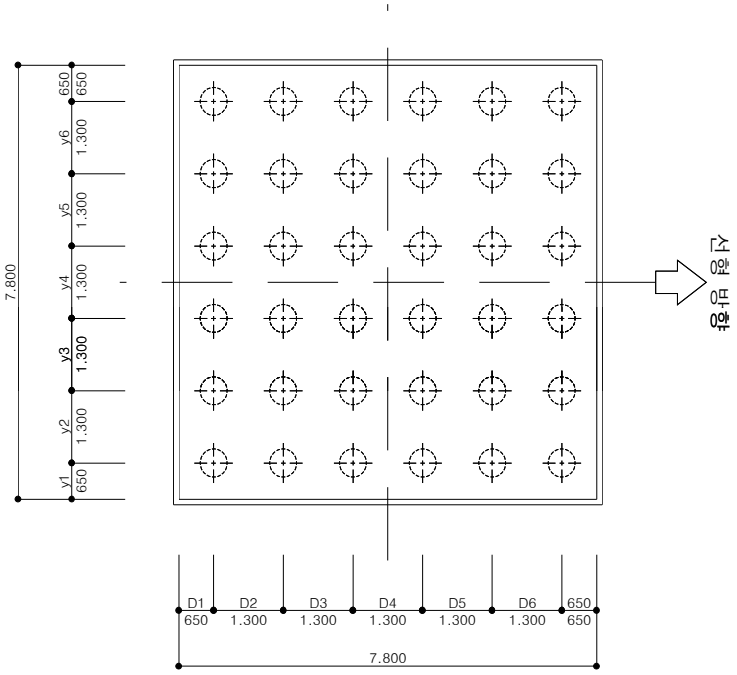
말뚝 머리의 평균 N치 N = 30

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	20618.642	45.643	296.111	SVB05
	COMBO 2	17086.378	91.285	592.223	SVB04
	COMBO 3	17086.378	91.285	592.223	SVB26
	COMBO 4	17086.378	1468.797	11287.477	SVB22
계수하중	COMBO 1	29806.659	0.000	0.000	ULB01
	COMBO 2	22212.291	118.671	769.890	ULB04
	COMBO 3	15377.740	109.543	710.667	UEB26
	COMBO 4	17086.378	1468.797	11287.477	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 m² ; 말뚝의 순단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.595

Kv = a x Ap x Ep / L = 164706.718 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 2800 x N = 2800 x 30 = 84000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.420	189747.50
1.420	1.564	128685.27
1.564	1.579	124084.68
1.579	1.580	123661.90
1.580	1.580	123622.34
1.580	1.580	123618.63
1.580	1.580	123618.28

Kh = 123618.25 kN/m³

β = 0.633 m-1

βL = 0.633 x 11.5000 = 7.278 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.194	379495.01
1.194	1.294	274650.50
1.294	1.304	266449.86
1.304	1.305	265693.72
1.305	1.305	265622.94
1.305	1.305	265616.30

Kh = 265615.68 kN/m³

β = 0.766 m-1

βL = 0.766 x 11.5000 = 8.812 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	98444.843	174711.429	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	77775.502	114006.178	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	77775.502	114006.178	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	122891.733	148787.159	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	3544014.4	6289611.4
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-2799918.1	-4104222.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	5929441.9	5929441.9
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	33651309.6	34583544.9
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0000212	0.0034773	0.0000106	SVB05
	COMBO 2	0.0000425	0.0028816	0.0000211	SVB04
	COMBO 3	0.0000425	0.0028816	0.0000211	SVB26
	COMBO 4	0.0004840	0.0028816	0.0003838	SVB22
계수하중	COMBO 1	0.0000000	0.0050269	0.0000000	ULB01
	COMBO 2	0.0000552	0.0037461	0.0000275	ULB04
	COMBO 3	0.0000509	0.0025935	0.0000254	UEB26
	COMBO 4	0.0004840	0.0028816	0.0003838	ULB22

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 0.484 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

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

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

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

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000212	0.0035117	0.0000106	578.396	1.268	-0.352
	2	0.0000212	0.0034979	0.0000106	576.133	1.268	-0.352
	3	0.0000212	0.0034842	0.0000106	573.871	1.268	-0.352
	4	0.0000212	0.0034705	0.0000106	571.609	1.268	-0.352
	5	0.0000212	0.0034567	0.0000106	569.347	1.268	-0.352
	6	0.0000212	0.0034430	0.0000106	567.084	1.268	-0.352
COMBO 2	1	0.0000425	0.0029503	0.0000211	485.933	2.536	-0.705
	2	0.0000425	0.0029228	0.0000211	481.408	2.536	-0.705
	3	0.0000425	0.0028954	0.0000211	476.884	2.536	-0.705
	4	0.0000425	0.0028679	0.0000211	472.359	2.536	-0.705
	5	0.0000425	0.0028404	0.0000211	467.835	2.536	-0.705
	6	0.0000425	0.0028129	0.0000211	463.310	2.536	-0.705
COMBO 3	1	0.0000425	0.0029503	0.0000211	485.933	2.536	-0.705
	2	0.0000425	0.0029228	0.0000211	481.408	2.536	-0.705
	3	0.0000425	0.0028954	0.0000211	476.884	2.536	-0.705
	4	0.0000425	0.0028679	0.0000211	472.359	2.536	-0.705
	5	0.0000425	0.0028404	0.0000211	467.835	2.536	-0.705
	6	0.0000425	0.0028129	0.0000211	463.310	2.536	-0.705
COMBO 4	1	0.0004840	0.0041290	0.0003838	680.079	40.800	1.930
	2	0.0004840	0.0036301	0.0003838	597.896	40.800	1.930
	3	0.0004840	0.0031311	0.0003838	515.713	40.800	1.930
	4	0.0004840	0.0026321	0.0003838	433.530	40.800	1.930
	5	0.0004840	0.0021332	0.0003838	351.347	40.800	1.930
	6	0.0004840	0.0016342	0.0003838	269.164	40.800	1.930

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0050269	0.0000000	827.963	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0050269	0.0000000	827.963	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0050269	0.0000000	827.963	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0050269	0.0000000	827.963	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0050269	0.0000000	827.963	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0050269	0.0000000	827.963	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0000552	0.0038354	0.0000275	631.713	3.296	-0.916
	2	0.0000552	0.0037997	0.0000275	625.831	3.296	-0.916
	3	0.0000552	0.0037640	0.0000275	619.949	3.296	-0.916
	4	0.0000552	0.0037282	0.0000275	614.067	3.296	-0.916
	5	0.0000552	0.0036925	0.0000275	608.185	3.296	-0.916
	6	0.0000552	0.0036568	0.0000275	602.303	3.296	-0.916
COMBO 3	1	0.0000509	0.0026759	0.0000254	440.733	3.043	-0.846
	2	0.0000509	0.0026429	0.0000254	435.304	3.043	-0.846
	3	0.0000509	0.0026099	0.0000254	429.874	3.043	-0.846
	4	0.0000509	0.0025770	0.0000254	424.445	3.043	-0.846
	5	0.0000509	0.0025440	0.0000254	419.015	3.043	-0.846
	6	0.0000509	0.0025110	0.0000254	413.586	3.043	-0.846
COMBO 4	1	0.0004840	0.0041290	0.0003838	680.079	40.800	1.930
	2	0.0004840	0.0036301	0.0003838	597.896	40.800	1.930
	3	0.0004840	0.0031311	0.0003838	515.713	40.800	1.930
	4	0.0004840	0.0026321	0.0003838	433.530	40.800	1.930
	5	0.0004840	0.0021332	0.0003838	351.347	40.800	1.930
	6	0.0004840	0.0016342	0.0003838	269.164	40.800	1.930

▣ 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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	578.396	1.268	-0.352	6
	2	1.950	0	576.133	1.268	-0.352	6
	3	0.650	0	573.871	1.268	-0.352	6
	4	-0.650	0	571.609	1.268	-0.352	6
	5	-1.950	0	569.347	1.268	-0.352	6
	6	-3.250	0	567.084	1.268	-0.352	6
	계			20618.642	45.643	296.111	36
COMBO 2	1	3.250	0	485.933	2.536	-0.705	6
	2	1.950	0	481.408	2.536	-0.705	6
	3	0.650	0	476.884	2.536	-0.705	6
	4	-0.650	0	472.359	2.536	-0.705	6
	5	-1.950	0	467.835	2.536	-0.705	6
	6	-3.250	0	463.310	2.536	-0.705	6
	계			17086.378	91.285	592.223	36
COMBO 3	1	3.250	0	485.933	2.536	-0.705	6
	2	1.950	0	481.408	2.536	-0.705	6
	3	0.650	0	476.884	2.536	-0.705	6
	4	-0.650	0	472.359	2.536	-0.705	6
	5	-1.950	0	467.835	2.536	-0.705	6
	6	-3.250	0	463.310	2.536	-0.705	6
	계			17086.378	91.285	592.223	36
COMBO 4	1	3.250	0	680.079	40.800	1.930	6
	2	1.950	0	597.896	40.800	1.930	6
	3	0.650	0	515.713	40.800	1.930	6
	4	-0.650	0	433.530	40.800	1.930	6
	5	-1.950	0	351.347	40.800	1.930	6
	6	-3.250	0	269.164	40.800	1.930	6
	계			17086.378	1468.797	11287.477	36

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	827.963	0.000	0.000	6
	2	1.950	0	827.963	0.000	0.000	6
	3	0.650	0	827.963	0.000	0.000	6
	4	-0.650	0	827.963	0.000	0.000	6
	5	-1.950	0	827.963	0.000	0.000	6
	6	-3.250	0	827.963	0.000	0.000	6
	계			29806.659	0.000	0.000	36
COMBO 2	1	3.250	0	631.713	3.296	-0.916	6
	2	1.950	0	625.831	3.296	-0.916	6
	3	0.650	0	619.949	3.296	-0.916	6
	4	-0.650	0	614.067	3.296	-0.916	6
	5	-1.950	0	608.185	3.296	-0.916	6
	6	-3.250	0	602.303	3.296	-0.916	6
	계			22212.291	118.671	769.890	36
COMBO 3	1	3.250	0	440.733	3.043	-0.846	6
	2	1.950	0	435.304	3.043	-0.846	6
	3	0.650	0	429.874	3.043	-0.846	6
	4	-0.650	0	424.445	3.043	-0.846	6
	5	-1.950	0	419.015	3.043	-0.846	6
	6	-3.250	0	413.586	3.043	-0.846	6
	계			15377.740	109.543	710.667	36
COMBO 4	1	3.250	0	680.079	40.800	1.930	6
	2	1.950	0	597.896	40.800	1.930	6
	3	0.650	0	515.713	40.800	1.930	6
	4	-0.650	0	433.530	40.800	1.930	6
	5	-1.950	0	351.347	40.800	1.930	6
	6	-3.250	0	269.164	40.800	1.930	6
	계			17086.378	1468.797	11287.477	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

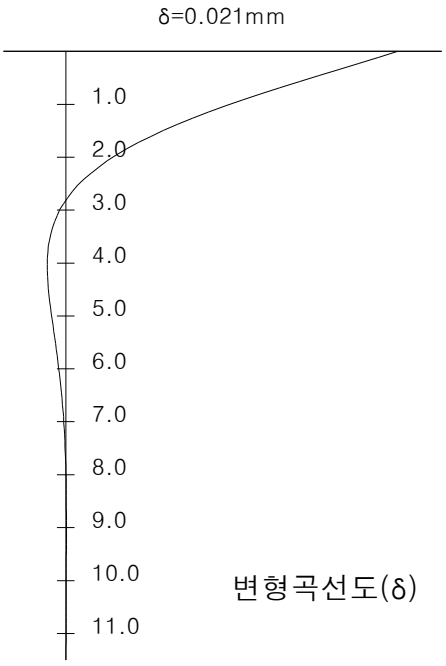
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

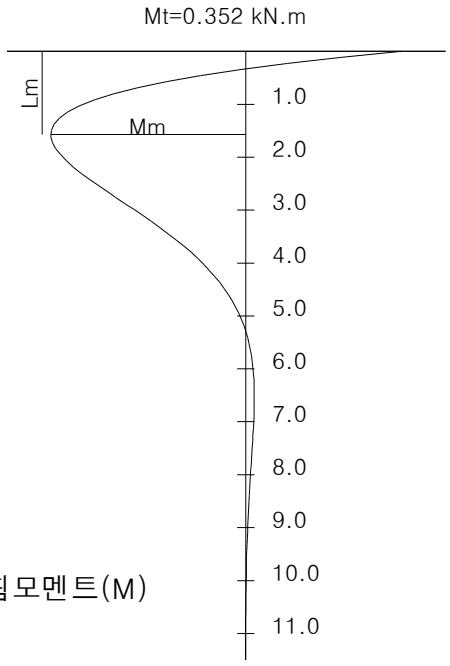
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.441 kN.m, 1.573 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.021 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.021 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.352	-1.268	0.021	
0.767	-0.282	-0.454	0.013	
1.533	-0.441	-0.014	0.006	
2.300	-0.373	0.156	0.002	
3.067	-0.239	0.176	-0.001	
3.833	-0.119	0.132	-0.001	
4.600	-0.039	0.077	-0.001	
5.367	0.003	0.034	-0.001	
6.133	0.018	0.008	0.000	
6.900	0.018	-0.004	0.000	
7.667	0.013	-0.008	0.000	
8.433	0.007	-0.007	0.000	
9.200	0.003	-0.004	0.000	
9.967	0.001	-0.002	0.000	
10.733	-0.001	-0.001	0.000	
11.500	-0.001	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SVB04

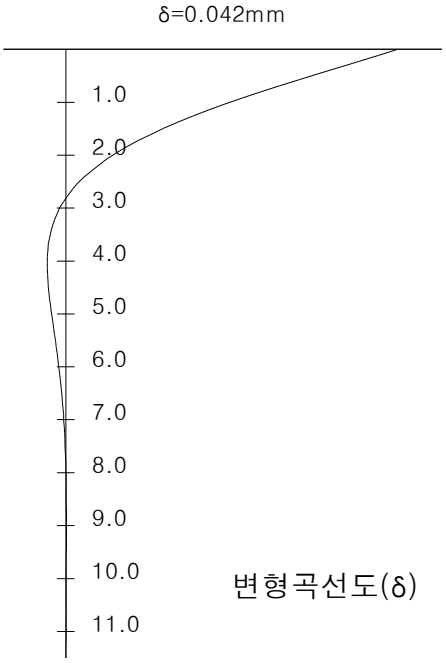
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

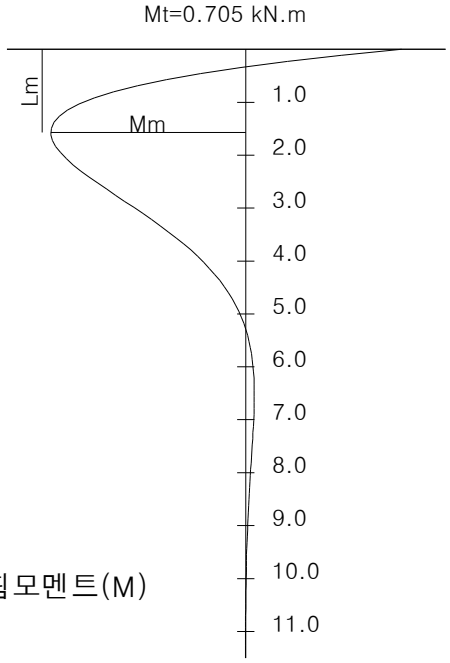
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.882 kN.m, 1.573 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.042 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.042 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.705	-2.536	0.043	
0.767	-0.564	-0.909	0.026	
1.533	-0.881	-0.029	0.012	
2.300	-0.746	0.313	0.003	
3.067	-0.479	0.352	-0.001	
3.833	-0.238	0.264	-0.002	
4.600	-0.078	0.155	-0.002	
5.367	0.005	0.068	-0.002	
6.133	0.035	0.016	-0.001	
6.900	0.036	-0.009	0.000	
7.667	0.026	-0.015	0.000	
8.433	0.015	-0.014	0.000	
9.200	0.006	-0.009	0.000	
9.967	0.001	-0.005	0.000	
10.733	-0.001	-0.002	0.000	
11.500	-0.002	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 3 : SVB26

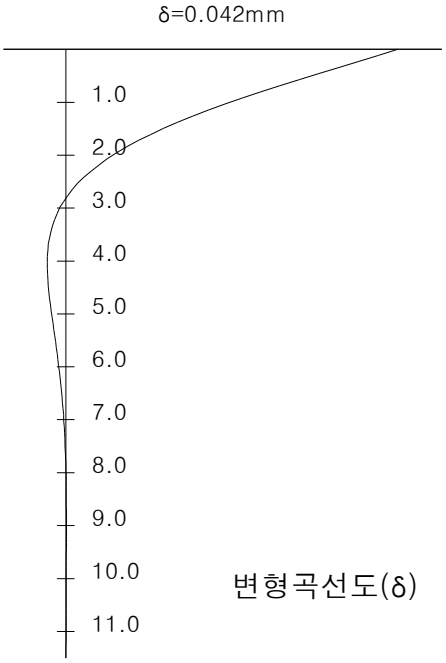
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

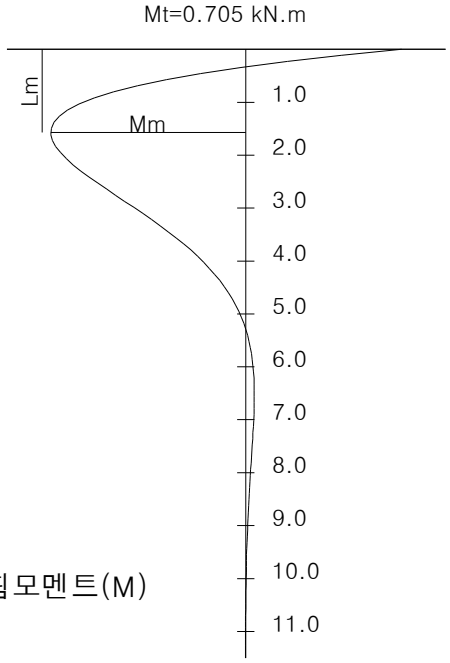
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.882 kN.m, 1.573 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.042 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.042 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.705	-2.536	0.043	
0.767	-0.564	-0.909	0.026	
1.533	-0.881	-0.029	0.012	
2.300	-0.746	0.313	0.003	
3.067	-0.479	0.352	-0.001	
3.833	-0.238	0.264	-0.002	
4.600	-0.078	0.155	-0.002	
5.367	0.005	0.068	-0.002	
6.133	0.035	0.016	-0.001	
6.900	0.036	-0.009	0.000	
7.667	0.026	-0.015	0.000	
8.433	0.015	-0.014	0.000	
9.200	0.006	-0.009	0.000	
9.967	0.001	-0.005	0.000	
10.733	-0.001	-0.002	0.000	
11.500	-0.002	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : SVB22

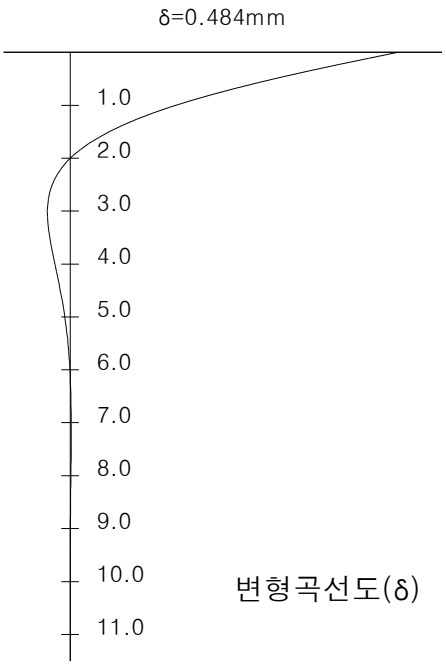
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

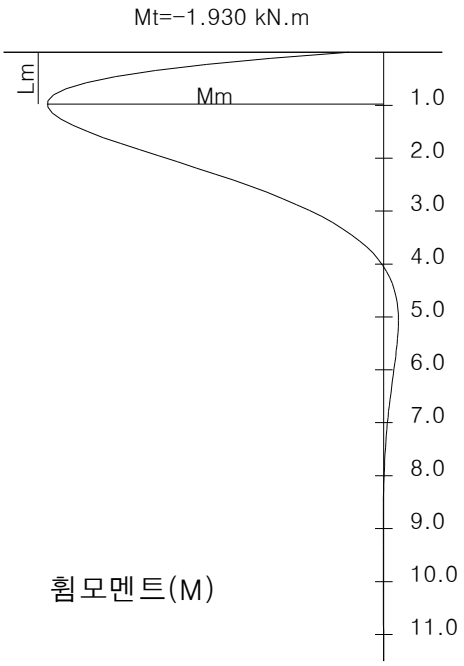
- 최대모멘트 및 깊이 : -18.433 kN.m, 0.979 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.484 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.484 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-1.930	-40.800	0.484	
0.767	-17.888	-5.395	0.219	
1.533	-15.953	7.610	0.053	
2.300	-9.234	8.707	-0.019	
3.067	-3.616	5.705	-0.034	
3.833	-0.493	2.589	-0.025	
4.600	0.660	0.633	-0.013	
5.367	0.763	-0.214	-0.004	
6.133	0.502	-0.393	0.000	
6.900	0.229	-0.298	0.001	
7.667	0.057	-0.154	0.001	
8.433	-0.018	-0.051	0.001	
9.200	-0.034	0.001	0.000	
9.967	-0.026	0.016	0.000	
10.733	-0.014	0.015	0.000	
11.500	-0.004	0.009	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB04

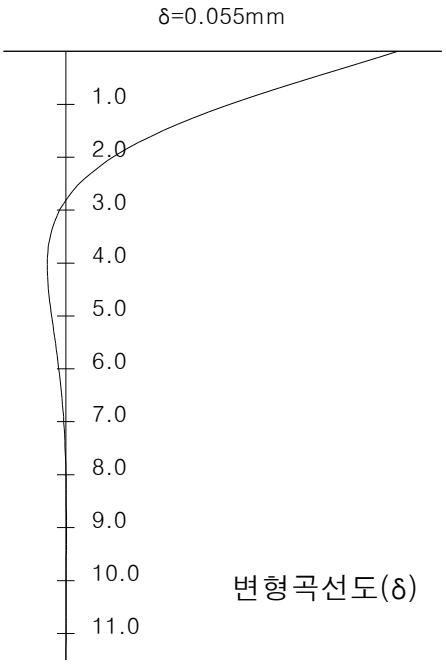
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

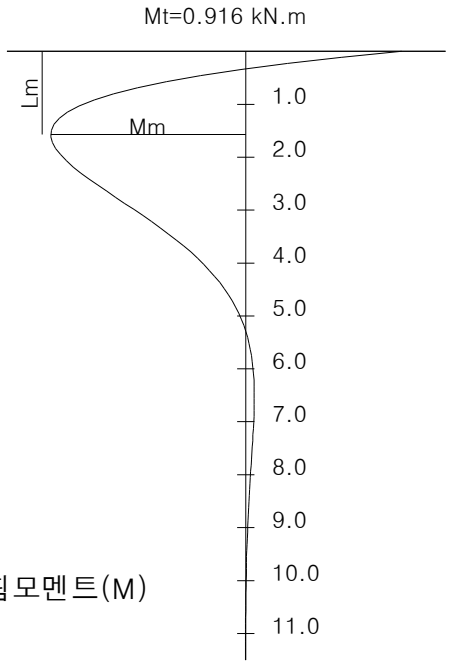
- 최대모멘트 및 깊이 : -1.147 kN.m, 1.573 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.055 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.055 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.916	-3.296	0.055	
0.767	-0.733	-1.182	0.033	
1.533	-1.146	-0.038	0.016	
2.300	-0.970	0.407	0.004	
3.067	-0.622	0.457	-0.001	
3.833	-0.310	0.344	-0.003	
4.600	-0.102	0.201	-0.003	
5.367	0.007	0.089	-0.002	
6.133	0.046	0.020	-0.001	
6.900	0.047	-0.011	0.000	
7.667	0.034	-0.020	0.000	
8.433	0.019	-0.018	0.000	
9.200	0.008	-0.012	0.000	
9.967	0.001	-0.006	0.000	
10.733	-0.001	-0.002	0.000	
11.500	-0.002	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : UEB26

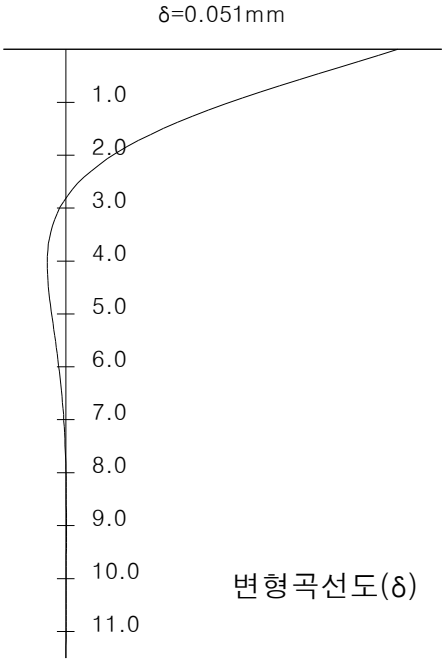
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

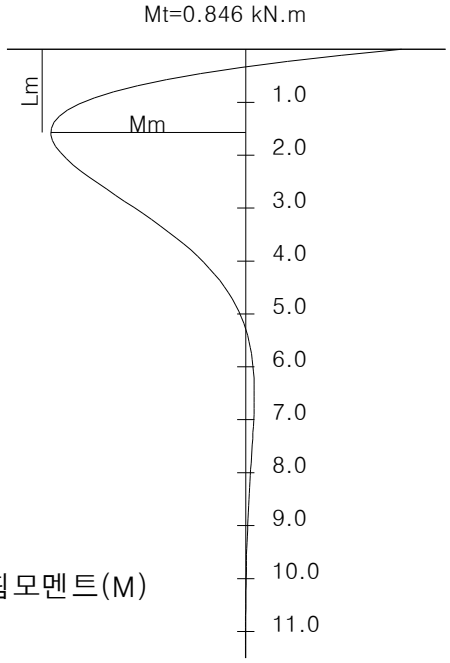
- 최대모멘트 및 깊이 : -1.058 kN.m, 1.573 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.051 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.051 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.846	-3.043	0.051	
0.767	-0.677	-1.091	0.031	
1.533	-1.058	-0.035	0.014	
2.300	-0.895	0.375	0.004	
3.067	-0.574	0.422	-0.001	
3.833	-0.286	0.317	-0.003	
4.600	-0.094	0.186	-0.003	
5.367	0.006	0.082	-0.002	
6.133	0.042	0.019	-0.001	
6.900	0.044	-0.010	0.000	
7.667	0.032	-0.019	0.000	
8.433	0.018	-0.016	0.000	
9.200	0.007	-0.011	0.000	
9.967	0.001	-0.005	0.000	
10.733	-0.001	-0.002	0.000	
11.500	-0.002	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : ULB22

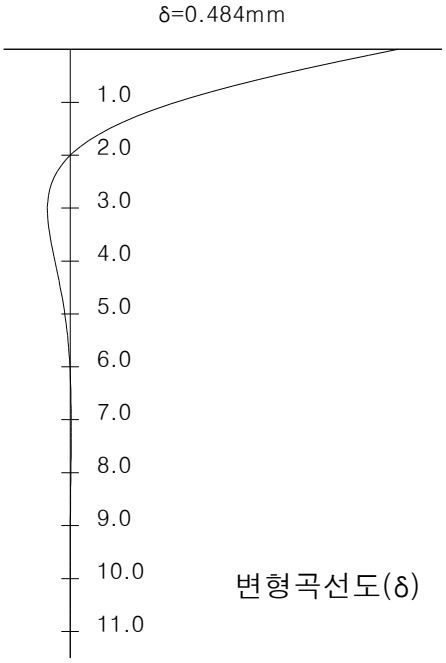
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

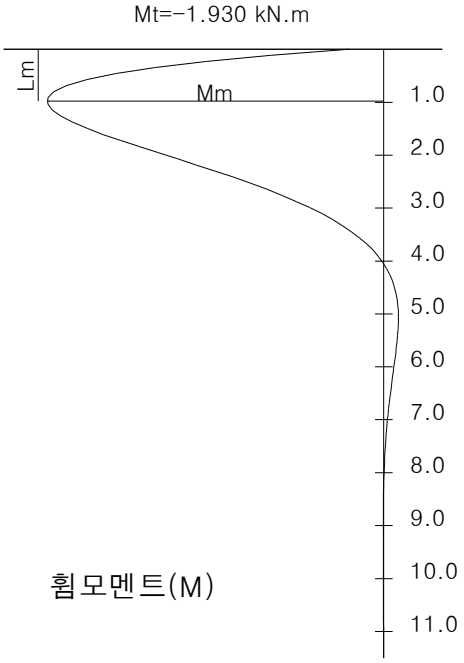
- 최대모멘트 및 깊이 : -18.433 kN.m, 0.979 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.484 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.484 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-1.930	-40.800	0.484	
0.767	-17.888	-5.395	0.219	
1.533	-15.953	7.610	0.053	
2.300	-9.234	8.707	-0.019	
3.067	-3.616	5.705	-0.034	
3.833	-0.493	2.589	-0.025	
4.600	0.660	0.633	-0.013	
5.367	0.763	-0.214	-0.004	
6.133	0.502	-0.393	0.000	
6.900	0.229	-0.298	0.001	
7.667	0.057	-0.154	0.001	
8.433	-0.018	-0.051	0.001	
9.200	-0.034	0.001	0.000	
9.967	-0.026	0.016	0.000	
10.733	-0.014	0.015	0.000	
11.500	-0.004	0.009	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	49222.422	87355.714	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1772007.2	3144805.7
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	5929441.9	5929441.9
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	29227207.2	29227207.2
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		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0000258	0.0034773	0.0000101	SVB05
	COMBO 2	0.0000515	0.0028816	0.0000203	SVB04
	COMBO 3	0.0000515	0.0028816	0.0000203	SVB26
	COMBO 4	0.0004671	0.0028816	0.0003862	SVB22
계수하중	COMBO 1	0.0000000	0.0050269	0.0000000	ULB01
	COMBO 2	0.0000670	0.0037461	0.0000263	ULB04
	COMBO 3	0.0000618	0.0025935	0.0000243	UEB26
	COMBO 4	0.0004671	0.0028816	0.0003862	ULB22

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 0.467 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

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

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

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

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000258	0.0035103	0.0000101	578.163	1.268	0.000
	2	0.0000258	0.0034971	0.0000101	575.994	1.268	0.000
	3	0.0000258	0.0034839	0.0000101	573.825	1.268	0.000
	4	0.0000258	0.0034707	0.0000101	571.655	1.268	0.000
	5	0.0000258	0.0034576	0.0000101	569.486	1.268	0.000
	6	0.0000258	0.0034444	0.0000101	567.317	1.268	0.000
COMBO 2	1	0.0000515	0.0029475	0.0000203	485.468	2.536	0.000
	2	0.0000515	0.0029211	0.0000203	481.130	2.536	0.000
	3	0.0000515	0.0028948	0.0000203	476.791	2.536	0.000
	4	0.0000515	0.0028684	0.0000203	472.452	2.536	0.000
	5	0.0000515	0.0028421	0.0000203	468.114	2.536	0.000
	6	0.0000515	0.0028158	0.0000203	463.775	2.536	0.000
COMBO 3	1	0.0000515	0.0029475	0.0000203	485.468	2.536	0.000
	2	0.0000515	0.0029211	0.0000203	481.130	2.536	0.000
	3	0.0000515	0.0028948	0.0000203	476.791	2.536	0.000
	4	0.0000515	0.0028684	0.0000203	472.452	2.536	0.000
	5	0.0000515	0.0028421	0.0000203	468.114	2.536	0.000
	6	0.0000515	0.0028158	0.0000203	463.775	2.536	0.000
COMBO 4	1	0.0004671	0.0041368	0.0003862	681.352	40.800	0.000
	2	0.0004671	0.0036347	0.0003862	598.660	40.800	0.000
	3	0.0004671	0.0031326	0.0003862	515.968	40.800	0.000
	4	0.0004671	0.0026306	0.0003862	433.276	40.800	0.000
	5	0.0004671	0.0021285	0.0003862	350.583	40.800	0.000
	6	0.0004671	0.0016265	0.0003862	267.891	40.800	0.000

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0050269	0.0000000	827.963	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0050269	0.0000000	827.963	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0050269	0.0000000	827.963	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0050269	0.0000000	827.963	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0050269	0.0000000	827.963	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0050269	0.0000000	827.963	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0000670	0.0038317	0.0000263	631.109	3.296	0.000
	2	0.0000670	0.0037975	0.0000263	625.468	3.296	0.000
	3	0.0000670	0.0037632	0.0000263	619.828	3.296	0.000
	4	0.0000670	0.0037290	0.0000263	614.188	3.296	0.000
	5	0.0000670	0.0036947	0.0000263	608.548	3.296	0.000
	6	0.0000670	0.0036605	0.0000263	602.908	3.296	0.000
COMBO 3	1	0.0000618	0.0026725	0.0000243	440.175	3.043	0.000
	2	0.0000618	0.0026409	0.0000243	434.969	3.043	0.000
	3	0.0000618	0.0026093	0.0000243	429.763	3.043	0.000
	4	0.0000618	0.0025776	0.0000243	424.556	3.043	0.000
	5	0.0000618	0.0025460	0.0000243	419.350	3.043	0.000
	6	0.0000618	0.0025144	0.0000243	414.144	3.043	0.000
COMBO 4	1	0.0004671	0.0041368	0.0003862	681.352	40.800	0.000
	2	0.0004671	0.0036347	0.0003862	598.660	40.800	0.000
	3	0.0004671	0.0031326	0.0003862	515.968	40.800	0.000
	4	0.0004671	0.0026306	0.0003862	433.276	40.800	0.000
	5	0.0004671	0.0021285	0.0003862	350.583	40.800	0.000
	6	0.0004671	0.0016265	0.0003862	267.891	40.800	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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	578.163	1.268	0.000	6
	2	1.950	0	575.994	1.268	0.000	6
	3	0.650	0	573.825	1.268	0.000	6
	4	-0.650	0	571.655	1.268	0.000	6
	5	-1.950	0	569.486	1.268	0.000	6
	6	-3.250	0	567.317	1.268	0.000	6
	계			20618.642	45.643	0.000	36
COMBO 2	1	3.250	0	485.468	2.536	0.000	6
	2	1.950	0	481.130	2.536	0.000	6
	3	0.650	0	476.791	2.536	0.000	6
	4	-0.650	0	472.452	2.536	0.000	6
	5	-1.950	0	468.114	2.536	0.000	6
	6	-3.250	0	463.775	2.536	0.000	6
	계			17086.378	91.285	0.000	36
COMBO 3	1	3.250	0	485.468	2.536	0.000	6
	2	1.950	0	481.130	2.536	0.000	6
	3	0.650	0	476.791	2.536	0.000	6
	4	-0.650	0	472.452	2.536	0.000	6
	5	-1.950	0	468.114	2.536	0.000	6
	6	-3.250	0	463.775	2.536	0.000	6
	계			17086.378	91.285	0.000	36
COMBO 4	1	3.250	0	681.352	40.800	0.000	6
	2	1.950	0	598.660	40.800	0.000	6
	3	0.650	0	515.968	40.800	0.000	6
	4	-0.650	0	433.276	40.800	0.000	6
	5	-1.950	0	350.583	40.800	0.000	6
	6	-3.250	0	267.891	40.800	0.000	6
	계			17086.378	1468.797	0.000	36

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	827.963	0.000	0.000	6
	2	1.950	0	827.963	0.000	0.000	6
	3	0.650	0	827.963	0.000	0.000	6
	4	-0.650	0	827.963	0.000	0.000	6
	5	-1.950	0	827.963	0.000	0.000	6
	6	-3.250	0	827.963	0.000	0.000	6
	계			29806.659	0.000	0.000	36
COMBO 2	1	3.250	0	631.109	3.296	0.000	6
	2	1.950	0	625.468	3.296	0.000	6
	3	0.650	0	619.828	3.296	0.000	6
	4	-0.650	0	614.188	3.296	0.000	6
	5	-1.950	0	608.548	3.296	0.000	6
	6	-3.250	0	602.908	3.296	0.000	6
	계			22212.291	118.671	0.000	36
COMBO 3	1	3.250	0	440.175	3.043	0.000	6
	2	1.950	0	434.969	3.043	0.000	6
	3	0.650	0	429.763	3.043	0.000	6
	4	-0.650	0	424.556	3.043	0.000	6
	5	-1.950	0	419.350	3.043	0.000	6
	6	-3.250	0	414.144	3.043	0.000	6
	계			15377.740	109.543	0.000	36
COMBO 4	1	3.250	0	681.352	40.800	0.000	6
	2	1.950	0	598.660	40.800	0.000	6
	3	0.650	0	515.968	40.800	0.000	6
	4	-0.650	0	433.276	40.800	0.000	6
	5	-1.950	0	350.583	40.800	0.000	6
	6	-3.250	0	267.891	40.800	0.000	6
	계			17086.378	1468.797	0.000	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

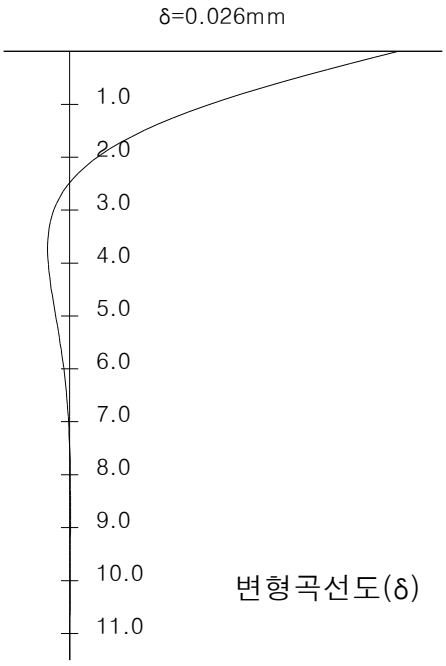
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

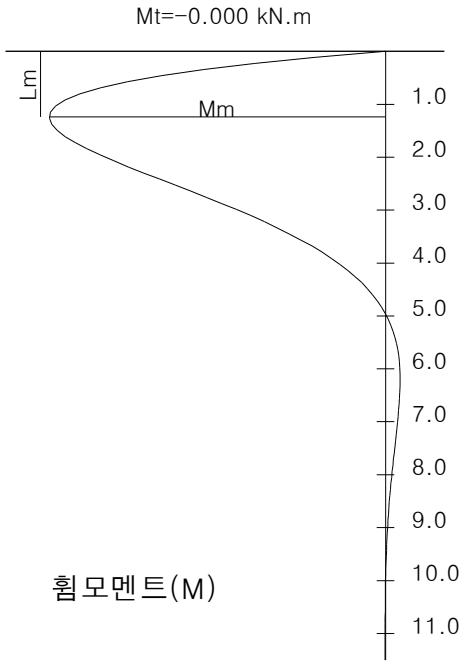
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.646 kN.m, 1.241 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.026 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.026 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-1.268	0.026	
0.767	-0.575	-0.326	0.014	
1.533	-0.626	0.125	0.006	
2.300	-0.464	0.260	0.001	
3.067	-0.268	0.236	-0.001	
3.833	-0.116	0.158	-0.002	
4.600	-0.025	0.083	-0.001	
5.367	0.017	0.030	-0.001	
6.133	0.028	0.002	0.000	
6.900	0.024	-0.010	0.000	
7.667	0.015	-0.011	0.000	
8.433	0.008	-0.009	0.000	
9.200	0.003	-0.005	0.000	
9.967	0.000	-0.002	0.000	
10.733	-0.001	-0.001	0.000	
11.500	-0.001	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SVB04

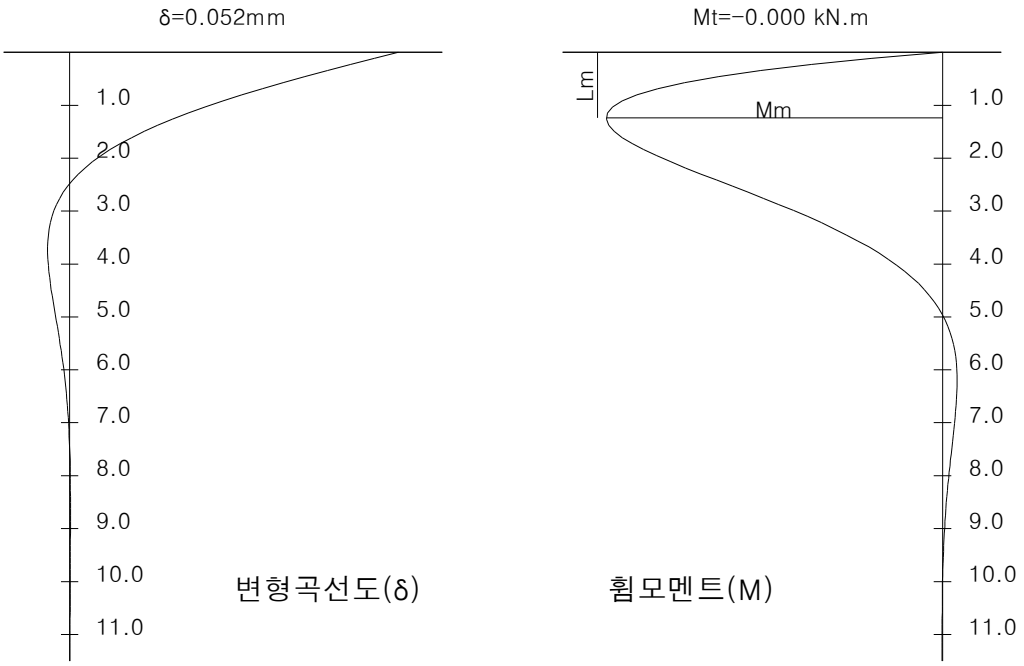
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.292 kN.m, 1.241 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.052 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.052 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.536	0.052	
0.767	-1.150	-0.653	0.028	
1.533	-1.253	0.250	0.011	
2.300	-0.928	0.520	0.001	
3.067	-0.536	0.471	-0.003	
3.833	-0.232	0.316	-0.003	
4.600	-0.050	0.166	-0.003	
5.367	0.034	0.061	-0.002	
6.133	0.056	0.003	-0.001	
6.900	0.048	-0.019	0.000	
7.667	0.031	-0.022	0.000	
8.433	0.016	-0.017	0.000	
9.200	0.005	-0.010	0.000	
9.967	0.000	-0.005	0.000	
10.733	-0.002	-0.001	0.000	
11.500	-0.002	0.001	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 3 : SVB26

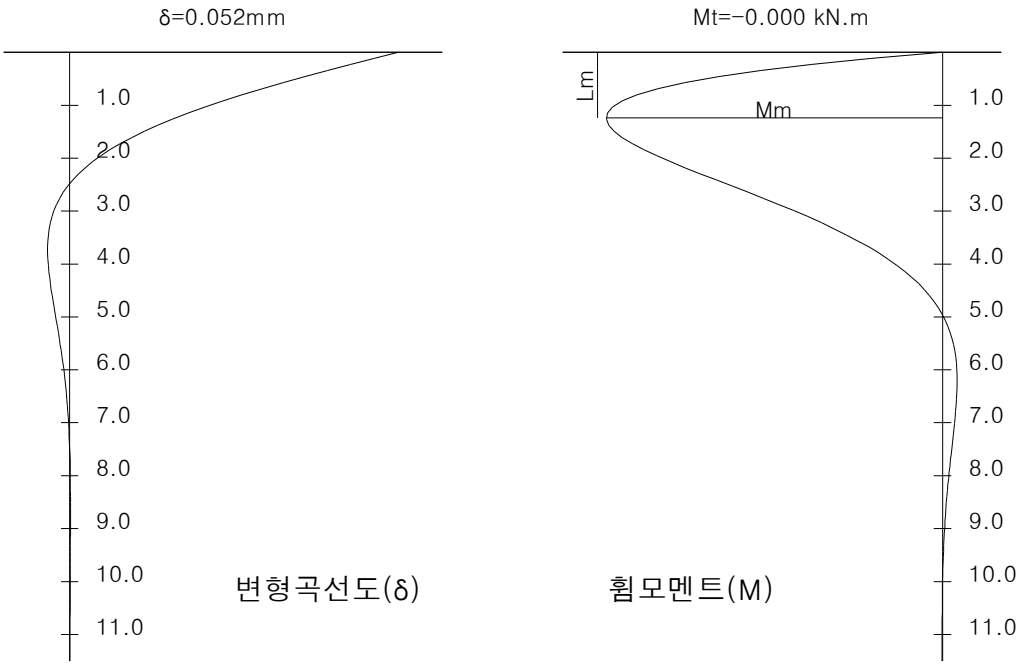
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.292 kN.m, 1.241 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.052 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.052 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.536	0.052	
0.767	-1.150	-0.653	0.028	
1.533	-1.253	0.250	0.011	
2.300	-0.928	0.520	0.001	
3.067	-0.536	0.471	-0.003	
3.833	-0.232	0.316	-0.003	
4.600	-0.050	0.166	-0.003	
5.367	0.034	0.061	-0.002	
6.133	0.056	0.003	-0.001	
6.900	0.048	-0.019	0.000	
7.667	0.031	-0.022	0.000	
8.433	0.016	-0.017	0.000	
9.200	0.005	-0.010	0.000	
9.967	0.000	-0.005	0.000	
10.733	-0.002	-0.001	0.000	
11.500	-0.002	0.001	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SVB22

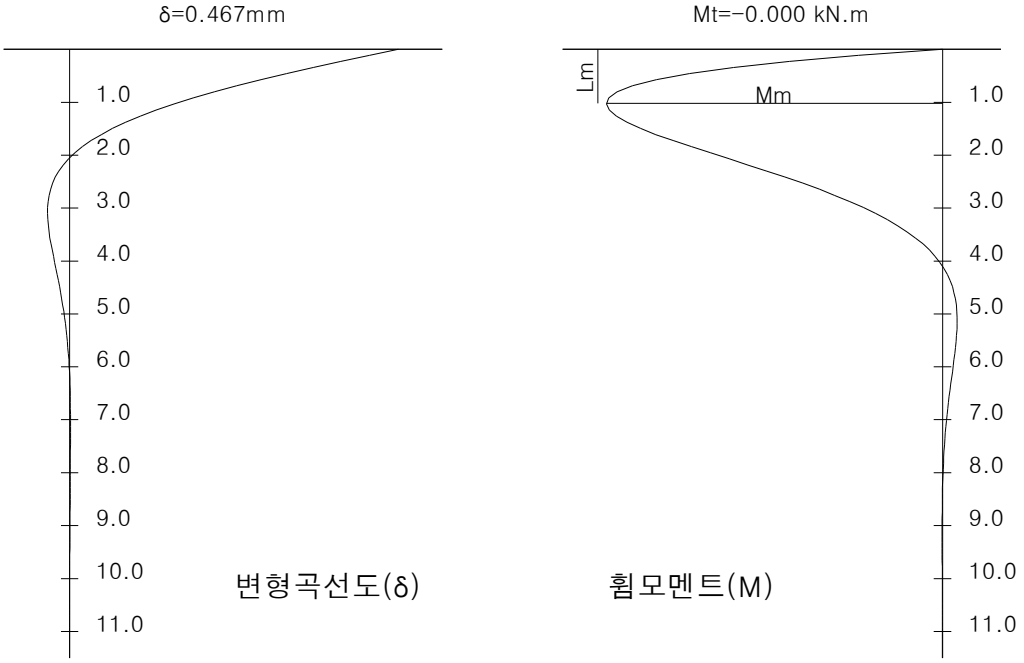
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.167 kN.m, 1.025 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.467 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.467 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-40.800	0.467	
0.767	-16.401	-6.306	0.216	
1.533	-15.173	6.767	0.056	
2.300	-8.972	8.208	-0.015	
3.067	-3.614	5.504	-0.031	
3.833	-0.573	2.557	-0.024	
4.600	0.586	0.666	-0.013	
5.367	0.719	-0.174	-0.004	
6.133	0.484	-0.366	0.000	
6.900	0.226	-0.285	0.001	
7.667	0.059	-0.151	0.001	
8.433	-0.015	-0.051	0.001	
9.200	-0.032	-0.001	0.000	
9.967	-0.025	0.015	0.000	
10.733	-0.013	0.014	0.000	
11.500	-0.005	0.008	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB04

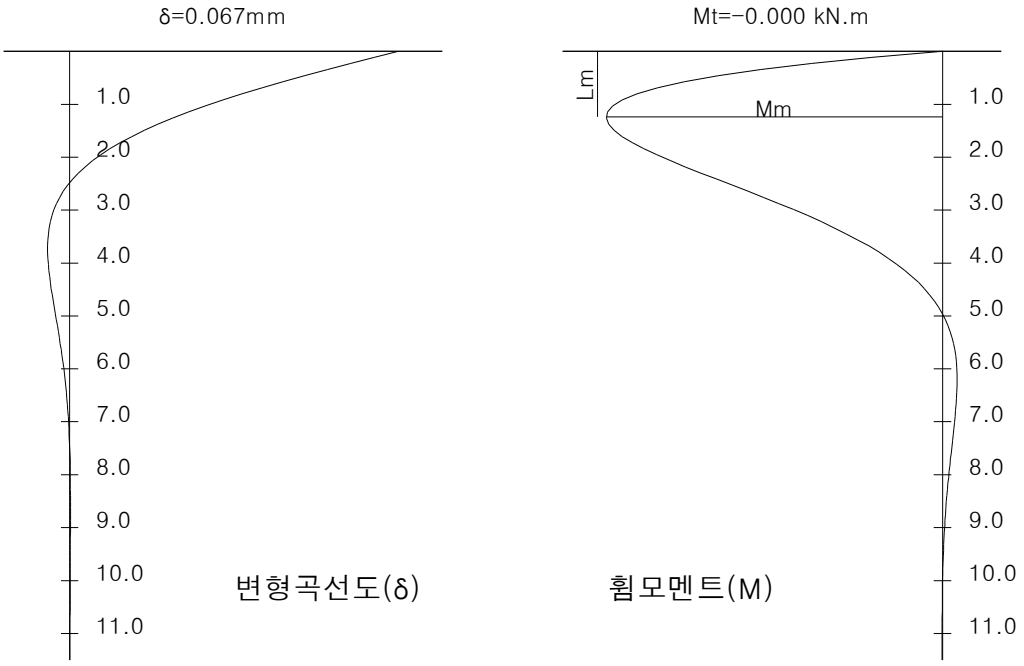
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.679 kN.m, 1.241 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.067 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.067 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-3.296	0.067	
0.767	-1.495	-0.849	0.037	
1.533	-1.629	0.325	0.014	
2.300	-1.207	0.675	0.002	
3.067	-0.697	0.612	-0.004	
3.833	-0.302	0.411	-0.005	
4.600	-0.065	0.216	-0.004	
5.367	0.044	0.079	-0.002	
6.133	0.072	0.004	-0.001	
6.900	0.062	-0.025	0.000	
7.667	0.040	-0.029	0.000	
8.433	0.020	-0.022	0.000	
9.200	0.007	-0.013	0.000	
9.967	0.000	-0.006	0.000	
10.733	-0.003	-0.001	0.000	
11.500	-0.003	0.001	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

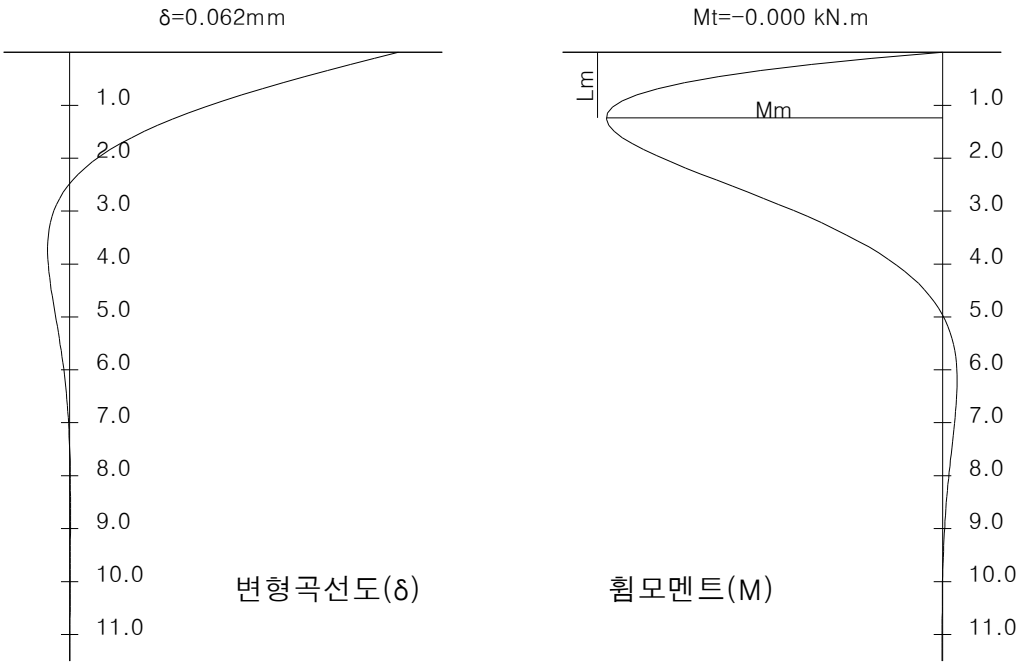
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.550 kN.m, 1.241 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.062 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.062 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-3.043	0.062	
0.767	-1.380	-0.783	0.034	
1.533	-1.503	0.300	0.013	
2.300	-1.114	0.623	0.002	
3.067	-0.644	0.565	-0.003	
3.833	-0.279	0.379	-0.004	
4.600	-0.060	0.199	-0.003	
5.367	0.041	0.073	-0.002	
6.133	0.067	0.004	-0.001	
6.900	0.057	-0.023	0.000	
7.667	0.037	-0.027	0.000	
8.433	0.019	-0.020	0.000	
9.200	0.006	-0.012	0.000	
9.967	0.000	-0.005	0.000	
10.733	-0.003	-0.001	0.000	
11.500	-0.003	0.001	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 4 : ULB22

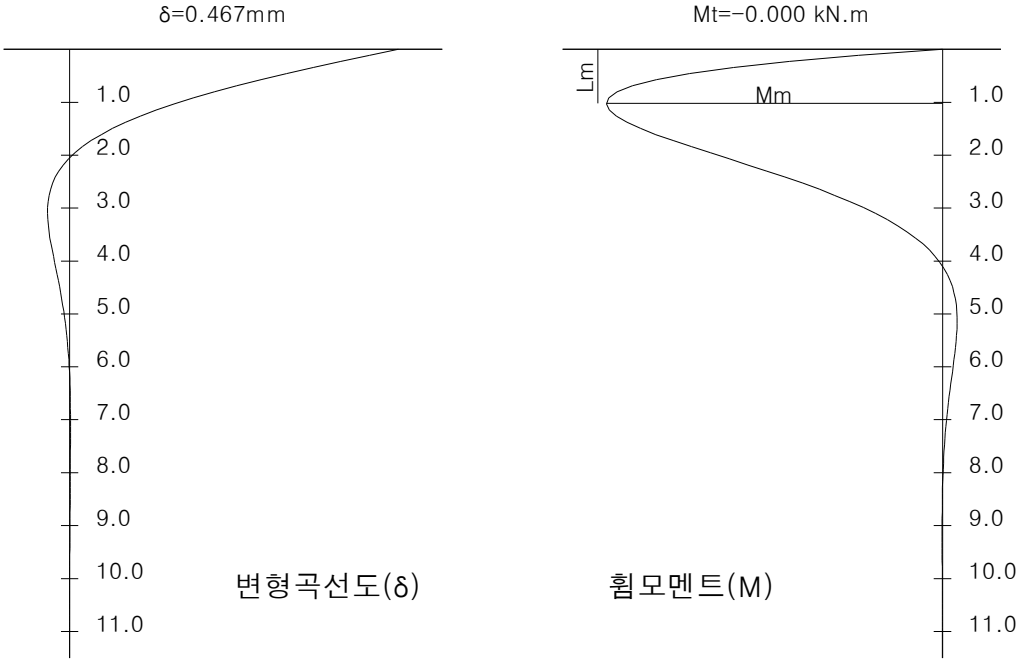
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.167 kN.m, 1.025 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.467 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.467 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-40.800	0.467	
0.767	-16.401	-6.306	0.216	
1.533	-15.173	6.767	0.056	
2.300	-8.972	8.208	-0.015	
3.067	-3.614	5.504	-0.031	
3.833	-0.573	2.557	-0.024	
4.600	0.586	0.666	-0.013	
5.367	0.719	-0.174	-0.004	
6.133	0.484	-0.366	0.000	
6.900	0.226	-0.285	0.001	
7.667	0.059	-0.151	0.001	
8.433	-0.015	-0.051	0.001	
9.200	-0.032	-0.001	0.000	
9.967	-0.025	0.015	0.000	
10.733	-0.013	0.014	0.000	
11.500	-0.005	0.008	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1000.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1177.500 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.504 = 1.583 m²

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.583	30.000	사질토	10.339	30.000	491.121
1.583	50.000	사질토	0.700	50.000	55.418
1.583	50.000	사질토	0.461	50.000	36.481
계	-	-	-	-	583.033

사질토 : f = 1.0 x N (≤ 50.0)

점성토 : f = 5.0 x N (≤ 150.0)

N ≤ 2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.0515 mm 0.K

지진시 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.4840 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

Pa1 = 1 / 3 x 583.033 + 0.000 = 194.344 kN (평상시)

Pa2 = 1 / 2 x 583.033 + 0.000 = 291.517 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	578.396	567.084	1000.000	194.344	O.K
	HINGE	578.163	567.317	1000.000	194.344	O.K
COMBO 2	FIX	485.933	463.310	1000.000	194.344	O.K
	HINGE	485.468	463.775	1000.000	194.344	O.K
COMBO 3	FIX	485.933	463.310	1000.000	194.344	O.K
	HINGE	485.468	463.775	1000.000	194.344	O.K
COMBO 4	FIX	680.079	269.164	1177.500	291.517	O.K
	HINGE	681.352	267.891	1177.500	291.517	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

:『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 11.60 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 11.50/0.508 = 22.638 < 100 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

fsa = 140.000 MPa (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M x y/Io

= V/0.016 ± M x 0.508/2 / 0.00047

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	578.396	0.441	37.506	140.000	O.K
	HINGE	578.163	0.646	37.600	140.000	O.K
COMBO 2	FIX	485.933	0.882	31.784	140.000	O.K
	HINGE	485.468	1.292	31.974	140.000	O.K
COMBO 3	FIX	485.933	0.882	31.784	140.000	O.K
	HINGE	485.468	1.292	31.974	140.000	O.K
COMBO 4	FIX	680.079	18.433	53.707	210.000	O.K
	HINGE	681.352	17.167	53.110	210.000	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.00 MPa (평상시)

= 120.00 MPa (지진시)

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

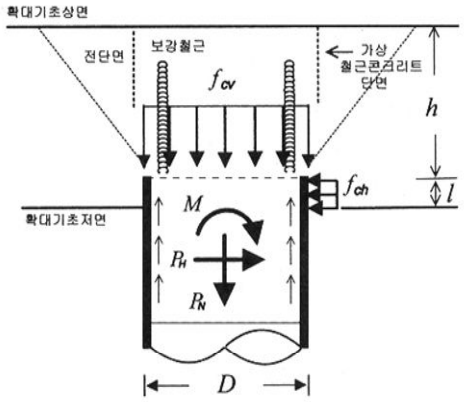
$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	1.268	0.163	80.000	O.K
	HINGE	1.268	0.163	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	2.536	0.327	80.000	O.K
	HINGE	2.536	0.327	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	2.536	0.327	80.000	O.K
	HINGE	2.536	0.327	80.000	O.K
COMBO 4	FIX	40.800	5.256	120.000	O.K
	HINGE	40.800	5.256	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 = 578395.7 / (π/4 x 508 ²)
= 2.854 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 681352.0 / (π/4 x 508 ²)
= 3.362 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 578395.7 / {π x (508 + 2100) x 2100 }
= 0.034 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 681352.0 / {π x (508 + 2100) x 2100 }
= 0.040 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 2535.707 / (508 x 100)
= 0.050 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 40799.917 / (508 x 100)
= 0.803 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

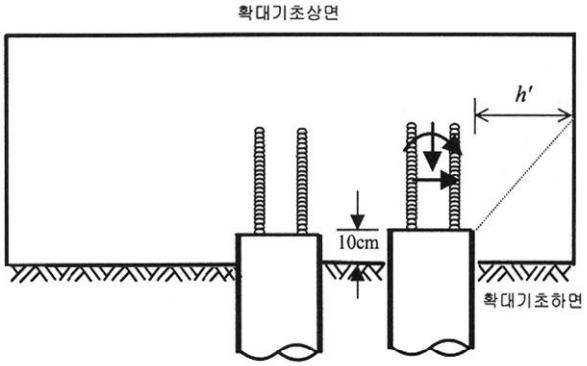
τh = 2535.707 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.004 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 40799.917 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.069 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa\ 1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)
이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.
L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 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 27.0 x 202683.0)
= 3256102.261 N ≥ PNmax = 827962.750 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}}\cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)
bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 8036.2 x 2050)
= 22827317.967 N ≥ PNmax = 827962.750 N ∴ 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 교량받침 위치 검토

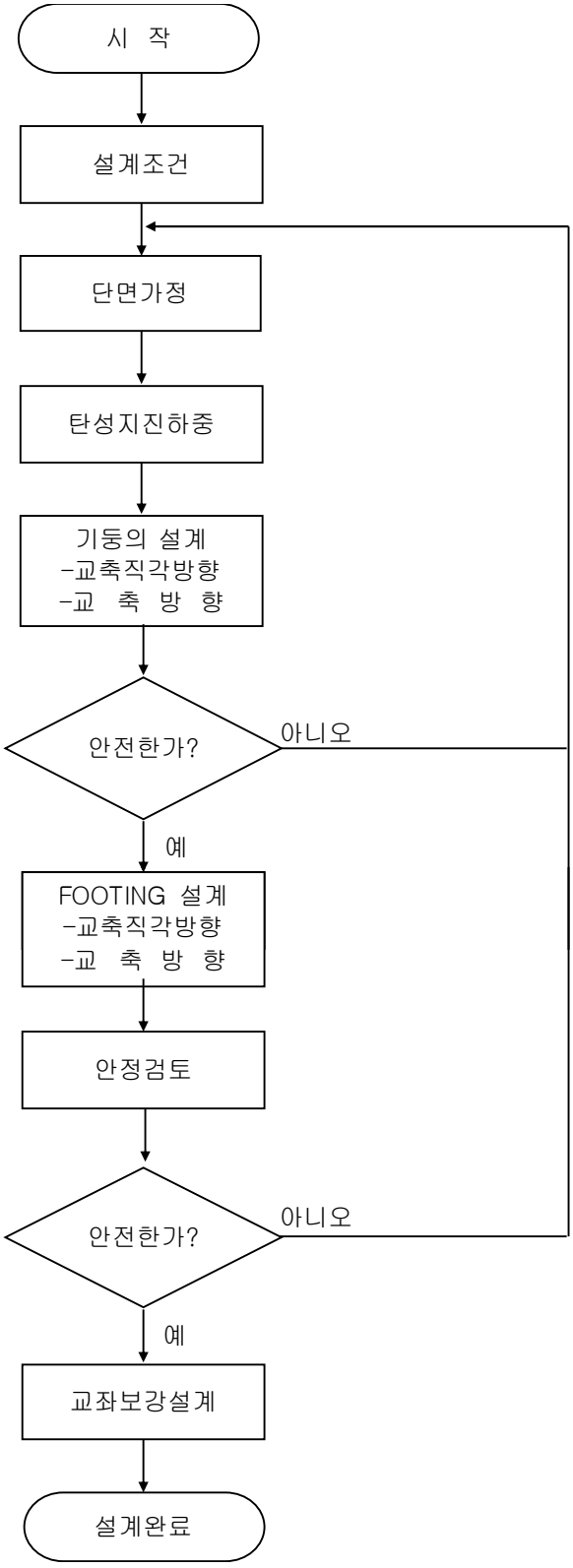
9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(뚫림) 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)	64848.922	870.512	74.50	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	10375.828	102.985	100.75	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	600.000	376.410	1.59	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	64848.922	15428.607	4.20	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	10375.828	1479.994	7.01	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	900.000	526.861	1.71	1.00	O.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	64848.922	12401.534	5.23	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	10375.828	889.192	11.67	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	600.000	546.347	1.10	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	64848.922	16623.904	3.90	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	10375.828	1302.804	7.96	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	900.000	543.861	1.65	1.00	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.005	26052.431	98334.643	3.774	O.K
	모멘트최대	0.005	18459.084	112382.449	6.088	O.K
	탄성설계	0.005	14199.296	71611.508	5.043	O.K
	편심최대	0.005	12779.366	112382.449	8.794	O.K
교축직각방향	축력최대	0.005	26052.431	68499.029	2.629	O.K
	모멘트최대	0.005	24252.939	51730.154	2.133	O.K
	탄성설계	0.005	14199.296	61585.799	4.337	O.K
	편심최대	0.005	19993.150	42483.145	2.125	O.K
합성부재력	축력최대	0.005	26052.431	68499.029	2.629	O.K
	모멘트최대	0.005	18459.084	66548.653	3.605	O.K
	편심최대	0.005	12779.366	50987.616	3.990	O.K
	모멘트최대	0.005	24252.939	51730.154	2.133	O.K
	편심최대	0.005	19993.150	42483.145	2.125	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	2600.0	100.0	37671.570	48180.000	29425.976	37165.517	1.263	O.K
	우측내민보	2600.0	100.0	36576.100	48180.000	28607.384	37165.517	1.299	O.K
	좌측내민보수	3200.0	100.0	1593.983	8143.300	1677.163	8507.467	5.073	O.K
	우측내민보수	3200.0	100.0	1762.044	8143.300	1853.656	8507.467	4.590	O.K
	교량받침1	2377.6	756.0	3346.201	48180.000	1720.794	22776.625	13.236	O.K
	교량받침3	1721.6	100.0	2652.453	16060.000	1455.919	8615.885	5.918	O.K
기초	교축방향	2200.0	100.0	14371.951	16903.500	10179.972	11956.219	1.174	O.K
	교직-지점부	2200.0	100.0	20385.380	29895.300	14390.988	20992.166	1.459	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	185.242	180.000	128.000	211.370	O.K
	우측내민보	182.093	180.000	128.000	218.722	O.K
	좌측내민보수평	69.016	180.000	173.333	912.837	O.K
	우측내민보수평	76.278	180.000	173.333	818.653	O.K
	교량받침1	20.131	180.000	128.000	2058.073	O.K
	교량받침3	45.872	180.000	128.000	1373.394	O.K
기초	교축방향	206.110	180.000	127.119	155.827	O.K
	교직-지점부	165.944	180.000	127.119	255.807	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 : STEEL BOX
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 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: 27555.8 MPa
   기둥: 27555.8 MPa
   기초: 27555.8 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]

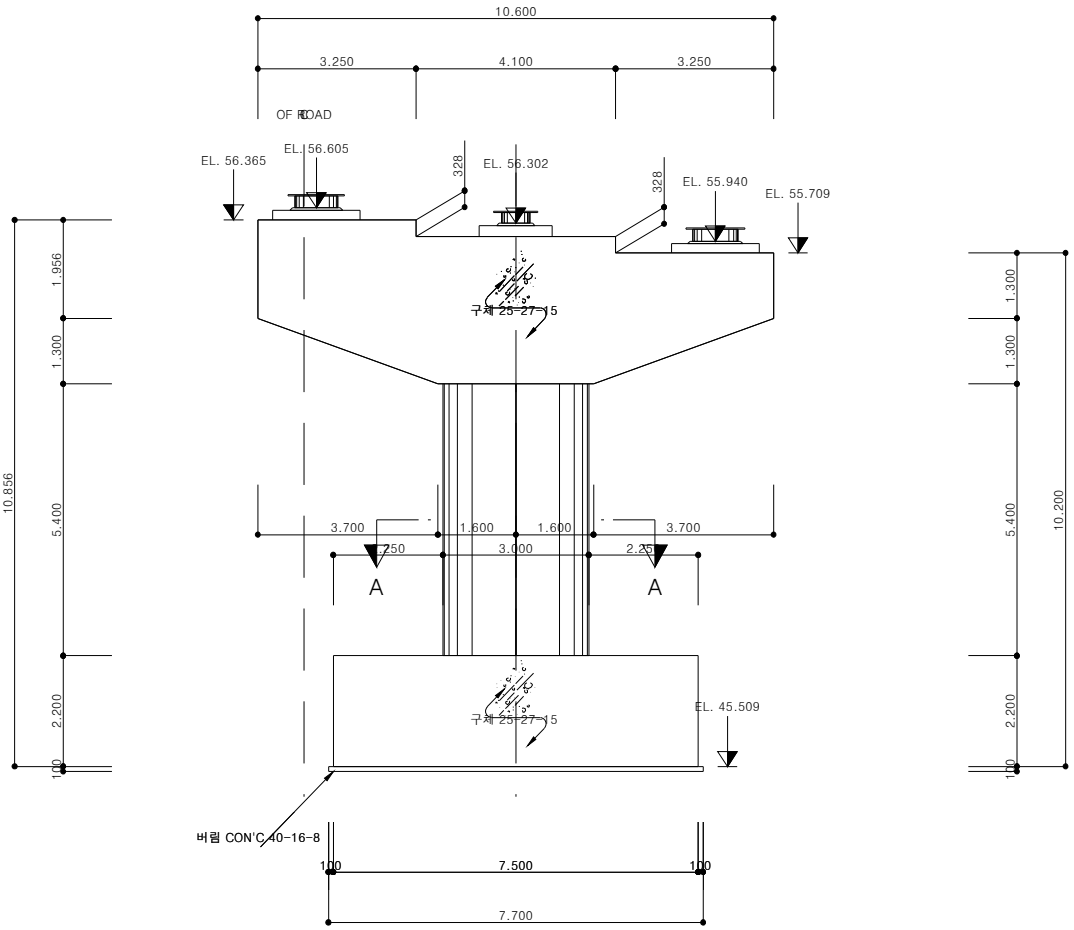
3.5 설 계 방 법

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) 콘크리트구조기준 : 한국콘크리트학회 (2012)

4. 단 면 가 정


10.600
3.250
4.100
3.250
OF ROAD
EL. 56.365
EL. 56.605
328
EL. 56.302
328
EL. 55.940
EL. 55.709
구체 25-27-15
1.956
1.300
10.856
5.400
2.200
100
3.700
1.600
1.600
3.700
1.250
3.000
2.25
A
A
구체 25-27-15
EL. 45.509
버림 CON'C 40-16-8
100
7.500
100
7.700
1.300
1.300
5.400
10.200
2.200
100

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	4410.000	1630.254	1678.453	201.263
2	1478.451	1066.306	707.990	514.667
3	4913.732	835.229	308.376	1848.754
계	10802.183	3531.789	2694.819	2564.684

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 12.600 / 4.100 = 3.073 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (12.600 / 4.100)] x 4.100 = 13.880 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 13.88 kN/m

P1 = 13.880 x (70.000 + 50.120) / 2 x sin90.0

= 833.633 kN

작용위치 h = 4.100/2 + 0.400 + 0.650 = 3.1 m

작용모멘트 My = Ph x h = 833.633 x 3.100 = 2584.262 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.256 x 3.200 = 31.258 kN

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 78.685 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500.000 N/m의
풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

Ph = 1.500 x (70.000 + 50.120)/2 x sin90.0 = 90.09 kN

작용위치 h = 3.658 + 1.500 + 0.650 = 5.808 m

작용모멘트 My = Ph x h = 90.090 x 5.808 = 523.22 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 0.000012 x 25.0 x 0.000 = 0 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 27555800 x 3.97608 x 1EA x 0.00000 / 8.000³ x sin90.0

= 0 kN

② 교량받침에 의한 수평력

상부고정하중 : Vd = 10802.183 kN

교량받침마찰계수 : μ = 0.150

Ph = μ x W = 10802.183 x 0.150 x sin90.0

= 1620.327 kN

☞ 수평력은 ①,②중 작은값 0.000 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 0.000 x (0.400 + 1.300/2) = 0 kN.m

5.5 원심하중 (CF)

CF = 0.79 x V² / R (%)

= 0.79 x 60.000² / 170.000

= 16.729 %

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

작용위치 h = 3.658 + 1.800 + 0.650 = 6.108 m

작용수평력 Pcf = 16.729 x 3531.789 / 100 = 590.848 kN

작용모멘트 My = Pcf x h = 590.848 x 6.108 = 3608.748 kN.m

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

(leff 적용)

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥 상단	경우 1	기둥 1	1666.554	5391.602	0.00556	669.934	3314.115	0.00258
	경우 2	기둥 1	972.881	3044.750	0.00263	1365.041	7015.237	0.00623
기둥 하단	경우 1	기둥 1	1479.994	12172.620	0	573.271	5738.511	0
	경우 2	기둥 1	892.506	6943.240	0	1302.804	12319.250	0

5.7 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(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 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q	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	1.25			1.25	
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.25			1.25	
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.25			1.25	1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25	1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.25			1.25	1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25	1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.25			1.25	1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.25			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.

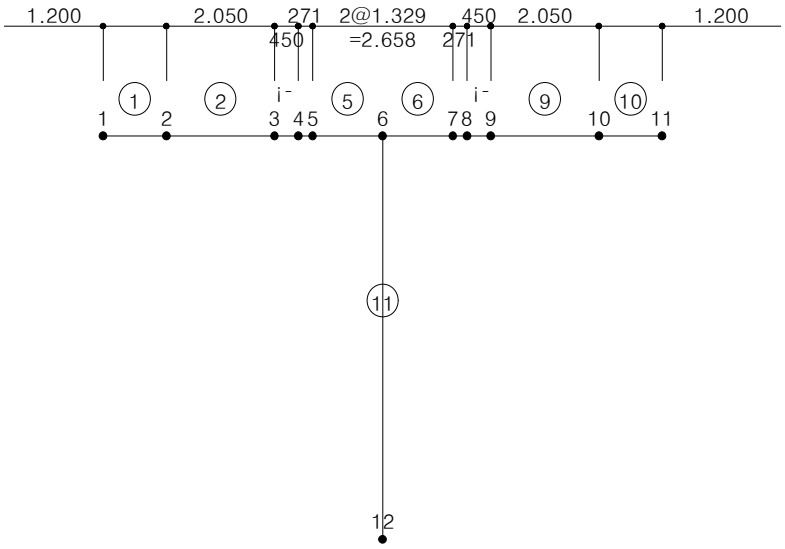
5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

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	1.25			1.25	
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.25			1.25	
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.25			1.25	1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25	1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.25			1.25	1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.25			1.25	1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.25			1.25	1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.25			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
1	0	7.35	5	3.971	7.35	9	7.35	7.35
2	1.2	7.35	6	5.3	7.35	10	9.4	7.35
3	3.25	7.35	7	6.629	7.35	11	10.6	7.35
4	3.7	7.35	8	6.9	7.35	12	5.3	0

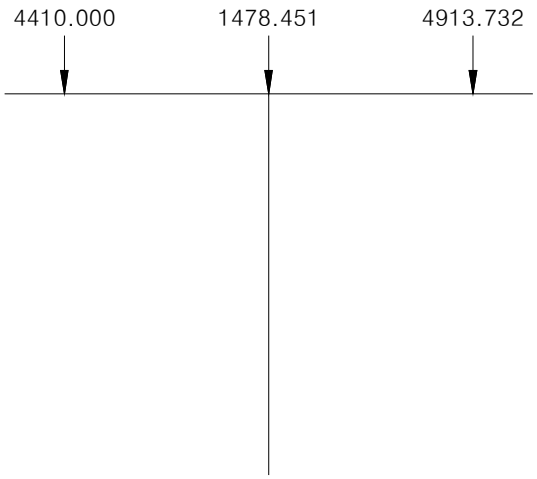
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m²)	I22(m⁴)	I33(m⁴)	적용절점
①	3.200	1.300	4.160	3.549867	0.585867	11
②	3.200	1.722	5.510	4.702208	1.361658	10
③	3.200	1.956	6.259	5.341184	1.995608	1
④	3.200	2.378	7.610	6.493525	3.585950	2
⑤	3.200	2.442	7.814	6.668288	3.883343	9
⑥	3.200	2.770	8.864	7.563947	5.667715	3
⑦	3.200	2.928	9.370	7.995392	6.693942	4~8
⑧	3.200	3.098	9.914	8.459605	7.928901	
⑨	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥상단
⑩	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥하단

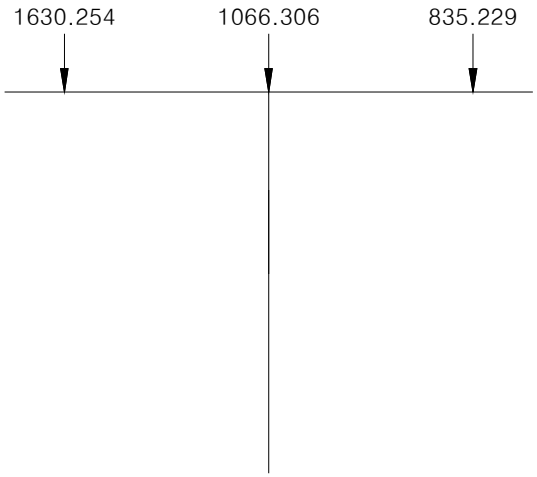
6.4 하중재하도

1) 연직하중

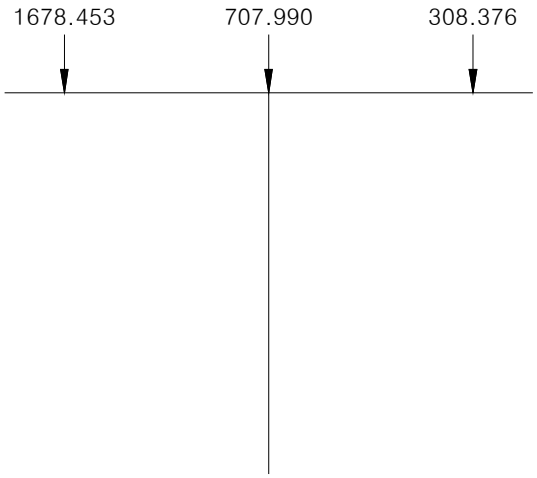
① 고정하중 (D)



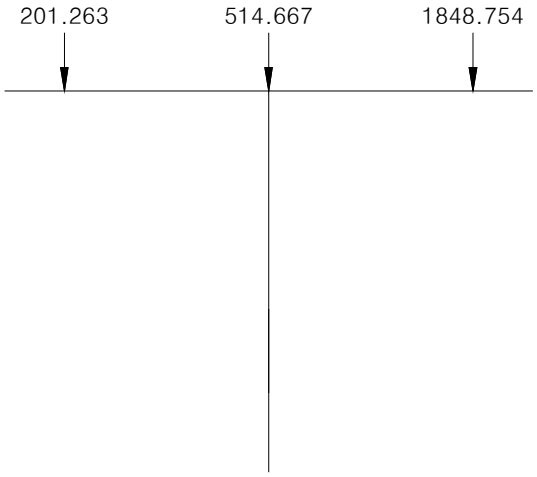
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



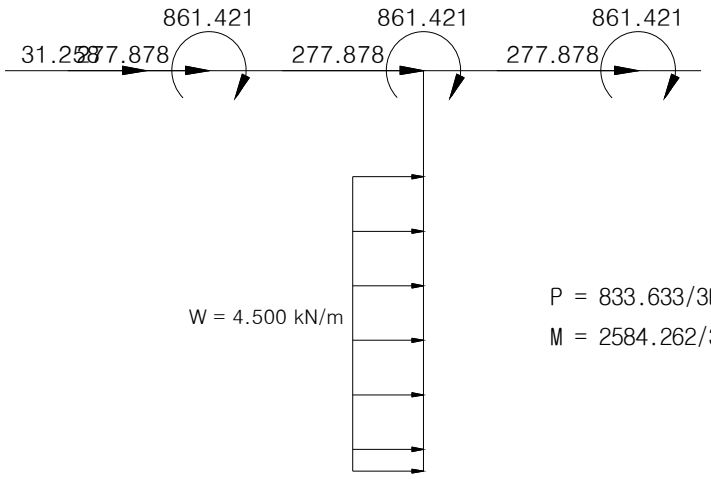
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

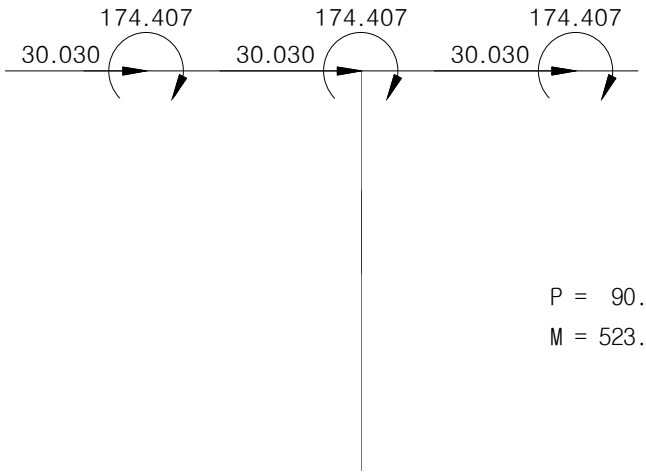
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 833.633/3EA = 277.878 kN

M = 2584.262/3EA = 861.421 kN

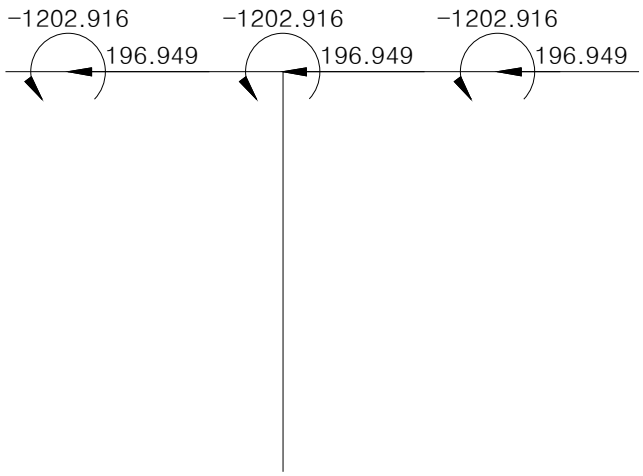
㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



P = 90.090/3EA = 30.030 kN

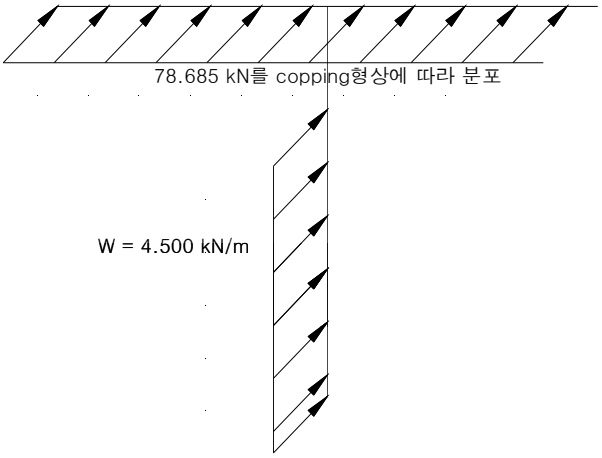
M = 523.220/3EA = 174.407 kN

㉰ 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 11 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-13245.037	1438.485	0.000	-14199.296	1438.485	0.000	
L1	-3531.789	-3259.586	0.000	-3531.789	-3259.586	0.000	
L2	-2694.816	-5617.303	0.000	-2694.816	-5617.303	0.000	
L3	-2564.680	6754.697	0.000	-2564.680	6754.697	0.000	
W-TR	0.000	4270.802	-864.892	0.000	9006.827	-889.192	
WL	0.000	698.896	-90.090	0.000	1185.382	-90.090	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	7015.237	1365.041	0.000	12319.250	1302.804	
CF	0.000	-4760.912	590.847	0.000	-7951.485	590.847	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-13245.037	0.000	0.000	-14199.296	0.000	0.000	
L1	-3531.789	0.000	0.000	-3531.789	0.000	0.000	
L2	-2694.816	0.000	0.000	-2694.816	0.000	0.000	
L3	-2564.680	0.000	0.000	-2564.680	0.000	0.000	
W-LO	0.000	-153.436	78.685	0.000	-643.945	102.985	
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	5391.602	1666.554	0.000	12172.620	1479.994	
CF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재5, 절점5)		우측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-13740.432	5233.107	-14736.134	-5566.277	
L1	-4517.423	1630.250	-2314.420	-835.229	
L2	-4650.985	1678.450	-854.510	-308.376	
L3	-557.700	201.263	-5122.886	-1848.750	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	861.421	0.000	-861.421	0.000	
WL	174.407	0.000	-174.407	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	-1202.920	0.000	1202.920	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-120.768	4618.032	-82.982	-5058.786
L1	0.000	1630.250	0.000	-835.229
L2	0.000	1678.450	0.000	-308.376
L3	0.000	201.263	0.000	-1848.750
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	861.421	0.000	-861.421	0.000
WL	174.407	0.000	-174.407	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	-1202.920	0.000	1202.920	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 11 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-16776.826	-6582.013	590.847	-17731.085	-9772.587	590.847	
SV002	-15939.853	-8939.730	590.847	-16894.112	-12130.304	590.847	
SV003	-15809.717	3432.270	590.847	-16763.976	241.696	590.847	
SV004	-13245.037	5709.287	-864.892	-14199.296	10445.312	-889.192	
SV005	-16776.826	-3747.715	68.311	-17731.085	-4083.790	56.161	
SV006	-15939.853	-6105.433	68.311	-16894.112	-6441.508	56.161	
SV007	-15809.717	6266.567	68.311	-16763.976	5930.492	56.161	
SV008	-16776.826	-6582.013	590.847	-17731.085	-9772.587	590.847	
SV009	-16776.826	-6582.013	590.847	-17731.085	-9772.587	590.847	
SV010	-15939.853	-8939.730	590.847	-16894.112	-12130.304	590.847	
SV011	-15939.853	-8939.730	590.847	-16894.112	-12130.304	590.847	
SV012	-15809.717	3432.270	590.847	-16763.976	241.696	590.847	
SV013	-15809.717	3432.270	590.847	-16763.976	241.696	590.847	
SV014	-13245.037	5709.287	-864.892	-14199.296	10445.312	-889.192	
SV015	-13245.037	5709.287	-864.892	-14199.296	10445.312	-889.192	
SV016	-16776.826	-3747.715	68.311	-17731.085	-4083.790	56.161	
SV017	-16776.826	-3747.715	68.311	-17731.085	-4083.790	56.161	
SV018	-15939.853	-6105.433	68.311	-16894.112	-6441.508	56.161	
SV019	-15939.853	-6105.433	68.311	-16894.112	-6441.508	56.161	
SV020	-15809.717	6266.567	68.311	-16763.976	5930.492	56.161	
SV021	-15809.717	6266.567	68.311	-16763.976	5930.492	56.161	
SV022	-13245.037	8453.722	1365.041	-14199.296	13757.735	1302.804	
SV023	-16776.826	-6582.013	590.847	-17731.085	-9772.587	590.847	
SV024	-15939.853	-8939.730	590.847	-16894.112	-12130.304	590.847	
SV025	-15809.717	3432.270	590.847	-16763.976	241.696	590.847	
SV026	-13245.037	5709.287	-864.892	-14199.296	10445.312	-889.192	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-16776.826	0.000	0.000	-17731.085	0.000	0.000	
SVB02	-15939.853	0.000	0.000	-16894.112	0.000	0.000	
SVB03	-15809.717	0.000	0.000	-16763.976	0.000	0.000	
SVB04	-13245.037	-153.436	78.685	-14199.296	-643.945	102.985	
SVB05	-16776.826	-76.718	39.343	-17731.085	-321.973	51.493	
SVB06	-15939.853	-76.718	39.343	-16894.112	-321.973	51.493	
SVB07	-15809.717	-76.718	39.343	-16763.976	-321.973	51.493	
SVB08	-16776.826	0.000	0.000	-17731.085	0.000	0.000	
SVB09	-16776.826	0.000	0.000	-17731.085	0.000	0.000	
SVB10	-15939.853	0.000	0.000	-16894.112	0.000	0.000	
SVB11	-15939.853	0.000	0.000	-16894.112	0.000	0.000	
SVB12	-15809.717	0.000	0.000	-16763.976	0.000	0.000	
SVB13	-15809.717	0.000	0.000	-16763.976	0.000	0.000	
SVB14	-13245.037	-153.436	78.685	-14199.296	-643.945	102.985	
SVB15	-13245.037	-153.436	78.685	-14199.296	-643.945	102.985	
SVB16	-16776.826	-76.718	39.343	-17731.085	-321.973	51.493	
SVB17	-16776.826	-76.718	39.343	-17731.085	-321.973	51.493	
SVB18	-15939.853	-76.718	39.343	-16894.112	-321.973	51.493	
SVB19	-15939.853	-76.718	39.343	-16894.112	-321.973	51.493	
SVB20	-15809.717	-76.718	39.343	-16763.976	-321.973	51.493	
SVB21	-15809.717	-76.718	39.343	-16763.976	-321.973	51.493	
SVB22	-13245.037	5391.602	1666.554	-14199.296	12172.620	1479.994	
SVB23	-16776.826	0.000	0.000	-17731.085	0.000	0.000	
SVB24	-15939.853	0.000	0.000	-16894.112	0.000	0.000	
SVB25	-15809.717	0.000	0.000	-16763.976	0.000	0.000	
SVB26	-13245.037	-153.436	78.685	-14199.296	-643.945	102.985	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재5, 절점5)		우측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-19460.775	6863.357	-15847.634	-6401.506	
SV002	-19594.337	6911.557	-14387.724	-5874.653	
SV003	-15501.052	5434.370	-18656.101	-7415.027	
SV004	-12879.011	5233.107	-15597.555	-5566.277	
SV005	-18855.658	6863.357	-16452.752	-6401.506	
SV006	-18989.220	6911.557	-14992.842	-5874.653	
SV007	-14895.935	5434.370	-19261.218	-7415.027	
SV008	-19460.775	6863.357	-15847.634	-6401.506	
SV009	-19460.775	6863.357	-15847.634	-6401.506	
SV010	-19594.337	6911.557	-14387.724	-5874.653	
SV011	-19594.337	6911.557	-14387.724	-5874.653	
SV012	-15501.052	5434.370	-18656.101	-7415.027	
SV013	-15501.052	5434.370	-18656.101	-7415.027	
SV014	-12879.011	5233.107	-15597.555	-5566.277	
SV015	-12879.011	5233.107	-15597.555	-5566.277	
SV016	-18855.658	6863.357	-16452.752	-6401.506	
SV017	-18855.658	6863.357	-16452.752	-6401.506	
SV018	-18989.220	6911.557	-14992.842	-5874.653	
SV019	-18989.220	6911.557	-14992.842	-5874.653	
SV020	-14895.935	5434.370	-19261.218	-7415.027	
SV021	-14895.935	5434.370	-19261.218	-7415.027	
SV022	-13740.432	5233.107	-14736.134	-5566.277	
SV023	-19460.775	6863.357	-15847.634	-6401.506	
SV024	-19594.337	6911.557	-14387.724	-5874.653	
SV025	-15501.052	5434.370	-18656.101	-7415.027	
SV026	-12879.011	5233.107	-15597.555	-5566.277	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-1323.688	6248.282	1119.938	-5894.015
SV002	-1323.688	6296.482	1119.938	-5367.162
SV003	-1323.688	4819.295	1119.938	-6907.536
SV004	740.653	4618.032	-944.403	-5058.786
SV005	-718.571	6248.282	514.820	-5894.015
SV006	-718.571	6296.482	514.820	-5367.162
SV007	-718.571	4819.295	514.820	-6907.536
SV008	-1323.688	6248.282	1119.938	-5894.015
SV009	-1323.688	6248.282	1119.938	-5894.015
SV010	-1323.688	6296.482	1119.938	-5367.162
SV011	-1323.688	6296.482	1119.938	-5367.162
SV012	-1323.688	4819.295	1119.938	-6907.536
SV013	-1323.688	4819.295	1119.938	-6907.536
SV014	740.653	4618.032	-944.403	-5058.786
SV015	740.653	4618.032	-944.403	-5058.786
SV016	-718.571	6248.282	514.820	-5894.015
SV017	-718.571	6248.282	514.820	-5894.015
SV018	-718.571	6296.482	514.820	-5367.162
SV019	-718.571	6296.482	514.820	-5367.162
SV020	-718.571	4819.295	514.820	-6907.536
SV021	-718.571	4819.295	514.820	-6907.536
SV022	-120.768	4618.032	-82.982	-5058.786
SV023	-1323.688	6248.282	1119.938	-5894.015
SV024	-1323.688	6296.482	1119.938	-5367.162
SV025	-1323.688	4819.295	1119.938	-6907.536
SV026	740.653	4618.032	-944.403	-5058.786

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 11 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-24811.895	-11327.265	768.101	-26052.431	-15475.011	768.101	
UL002	-23012.403	-16396.357	768.101	-24252.939	-20544.103	768.101	
UL003	-22732.610	10203.443	768.101	-23973.146	6055.697	768.101	
UL004	-17218.548	7422.073	-1124.359	-18459.084	13578.906	-1155.949	
UL005	-21809.874	-4872.030	88.804	-23050.410	-5308.927	73.009	
UL006	-20721.809	-7937.063	88.804	-21962.345	-8373.960	73.009	
UL007	-20552.632	8146.538	88.804	-21793.168	7709.640	73.009	
UL008	-21809.874	-8556.617	768.101	-23050.410	-12704.363	768.101	
UL009	-21809.874	-8556.617	768.101	-23050.410	-12704.363	768.101	
UL010	-20721.809	-11621.649	768.101	-21962.345	-15769.395	768.101	
UL011	-20721.809	-11621.649	768.101	-21962.345	-15769.395	768.101	
UL012	-20552.632	4461.951	768.101	-21793.168	314.205	768.101	
UL013	-20552.632	4461.951	768.101	-21793.168	314.205	768.101	
UL014	-16556.297	7136.608	-1081.115	-17749.119	13056.640	-1111.490	
UL015	-16556.297	7136.608	-1081.115	-17749.119	13056.640	-1111.490	
UL016	-20971.033	-4684.644	85.389	-22163.856	-5104.738	70.201	
UL017	-20971.033	-4684.644	85.389	-22163.856	-5104.738	70.201	
UL018	-19924.817	-7631.791	85.389	-21117.639	-8051.885	70.201	
UL019	-19924.817	-7631.791	85.389	-21117.639	-8051.885	70.201	
UL020	-19762.147	7833.209	85.389	-20954.969	7413.116	70.201	
UL021	-19762.147	7833.209	85.389	-20954.969	7413.116	70.201	
UL022	-13245.037	8453.722	1365.041	-14199.296	13757.735	1302.804	
UL023	-21809.874	-8556.617	768.101	-23050.410	-12704.363	768.101	
UL024	-20721.809	-11621.649	768.101	-21962.345	-15769.395	768.101	
UL025	-20552.632	4461.951	768.101	-21793.168	314.205	768.101	
UL026	-15894.045	6851.144	-1037.870	-17039.155	12534.375	-1067.030	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 11 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-20838.384	-11758.810	768.101	-21792.642	-15906.556	768.101	
UE002	-19038.892	-16827.902	768.101	-19993.150	-20975.648	768.101	
UE003	-18759.099	9771.898	768.101	-19713.358	5624.152	768.101	
UE004	-13245.037	6990.527	-1124.359	-14199.296	13147.361	-1155.949	
UE005	-17836.363	-5303.576	88.804	-18790.621	-5740.473	73.009	
UE006	-16748.298	-8368.608	88.804	-17702.556	-8805.505	73.009	
UE007	-16579.121	7714.992	88.804	-17533.380	7278.095	73.009	
UE008	-17836.363	-8988.162	768.101	-18790.621	-13135.908	768.101	
UE009	-17836.363	-8988.162	768.101	-18790.621	-13135.908	768.101	
UE010	-16748.298	-12053.195	768.101	-17702.556	-16200.941	768.101	
UE011	-16748.298	-12053.195	768.101	-17702.556	-16200.941	768.101	
UE012	-16579.121	4030.406	768.101	-17533.380	-117.340	768.101	
UE013	-16579.121	4030.406	768.101	-17533.380	-117.340	768.101	
UE014	-12582.785	6705.063	-1081.115	-13489.331	12625.095	-1111.490	
UE015	-12582.785	6705.063	-1081.115	-13489.331	12625.095	-1111.490	
UE016	-16997.522	-5116.190	85.389	-17904.067	-5536.283	70.201	
UE017	-16997.522	-5116.190	85.389	-17904.067	-5536.283	70.201	
UE018	-15951.305	-8063.336	85.389	-16857.851	-8483.430	70.201	
UE019	-15951.305	-8063.336	85.389	-16857.851	-8483.430	70.201	
UE020	-15788.635	7401.664	85.389	-16695.181	6981.570	70.201	
UE021	-15788.635	7401.664	85.389	-16695.181	6981.570	70.201	
UE022	-13245.037	8453.722	1365.041	-14199.296	13757.735	1302.804	
UE023	-17836.363	-8988.162	768.101	-18790.621	-13135.908	768.101	
UE024	-16748.298	-12053.195	768.101	-17702.556	-16200.941	768.101	
UE025	-16579.121	4030.406	768.101	-17533.380	-117.340	768.101	
UE026	-11920.534	6419.598	-1037.870	-12779.366	12102.829	-1067.030	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-24811.895	0.000	0.000	-26052.431	0.000	0.000	
ULB02	-23012.403	0.000	0.000	-24252.939	0.000	0.000	
ULB03	-22732.610	0.000	0.000	-23973.146	0.000	0.000	
ULB04	-17218.548	-199.466	102.291	-18459.084	-837.129	133.881	
ULB05	-21809.874	-99.733	51.145	-23050.410	-418.564	66.940	
ULB06	-20721.809	-99.733	51.145	-21962.345	-418.564	66.940	
ULB07	-20552.632	-99.733	51.145	-21793.168	-418.564	66.940	
ULB08	-21809.874	0.000	0.000	-23050.410	0.000	0.000	
ULB09	-21809.874	0.000	0.000	-23050.410	0.000	0.000	
ULB10	-20721.809	0.000	0.000	-21962.345	0.000	0.000	
ULB11	-20721.809	0.000	0.000	-21962.345	0.000	0.000	
ULB12	-20552.632	0.000	0.000	-21793.168	0.000	0.000	
ULB13	-20552.632	0.000	0.000	-21793.168	0.000	0.000	
ULB14	-16556.297	-191.794	98.356	-17749.119	-804.931	128.731	
ULB15	-16556.297	-191.794	98.356	-17749.119	-804.931	128.731	
ULB16	-20971.033	-95.897	49.178	-22163.856	-402.466	64.366	
ULB17	-20971.033	-95.897	49.178	-22163.856	-402.466	64.366	
ULB18	-19924.817	-95.897	49.178	-21117.639	-402.466	64.366	
ULB19	-19924.817	-95.897	49.178	-21117.639	-402.466	64.366	
ULB20	-19762.147	-95.897	49.178	-20954.969	-402.466	64.366	
ULB21	-19762.147	-95.897	49.178	-20954.969	-402.466	64.366	
ULB22	-13245.037	5391.602	1666.554	-14199.296	12172.620	1479.994	
ULB23	-21809.874	0.000	0.000	-23050.410	0.000	0.000	
ULB24	-20721.809	0.000	0.000	-21962.345	0.000	0.000	
ULB25	-20552.632	0.000	0.000	-21793.168	0.000	0.000	
ULB26	-15894.045	-184.123	94.422	-17039.155	-772.734	123.582	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-20838.384	0.000	0.000	-21792.642	0.000	0.000	
UEB02	-19038.892	0.000	0.000	-19993.150	0.000	0.000	
UEB03	-18759.099	0.000	0.000	-19713.358	0.000	0.000	
UEB04	-13245.037	-199.466	102.291	-14199.296	-837.129	133.881	
UEB05	-17836.363	-99.733	51.145	-18790.621	-418.564	66.940	
UEB06	-16748.298	-99.733	51.145	-17702.556	-418.564	66.940	
UEB07	-16579.121	-99.733	51.145	-17533.380	-418.564	66.940	
UEB08	-17836.363	0.000	0.000	-18790.621	0.000	0.000	
UEB09	-17836.363	0.000	0.000	-18790.621	0.000	0.000	
UEB10	-16748.298	0.000	0.000	-17702.556	0.000	0.000	
UEB11	-16748.298	0.000	0.000	-17702.556	0.000	0.000	
UEB12	-16579.121	0.000	0.000	-17533.380	0.000	0.000	
UEB13	-16579.121	0.000	0.000	-17533.380	0.000	0.000	
UEB14	-12582.785	-191.794	98.356	-13489.331	-804.931	128.731	
UEB15	-12582.785	-191.794	98.356	-13489.331	-804.931	128.731	
UEB16	-16997.522	-95.897	49.178	-17904.067	-402.466	64.366	
UEB17	-16997.522	-95.897	49.178	-17904.067	-402.466	64.366	
UEB18	-15951.305	-95.897	49.178	-16857.851	-402.466	64.366	
UEB19	-15951.305	-95.897	49.178	-16857.851	-402.466	64.366	
UEB20	-15788.635	-95.897	49.178	-16695.181	-402.466	64.366	
UEB21	-15788.635	-95.897	49.178	-16695.181	-402.466	64.366	
UEB22	-13245.037	5391.602	1666.554	-14199.296	12172.620	1479.994	
UEB23	-17836.363	0.000	0.000	-18790.621	0.000	0.000	
UEB24	-16748.298	0.000	0.000	-17702.556	0.000	0.000	
UEB25	-16579.121	0.000	0.000	-17533.380	0.000	0.000	
UEB26	-11920.534	-184.123	94.422	-12779.366	-772.734	123.582	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재5, 절점5)		우측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-29138.817	10308.077	-22569.181	-9031.903	
UL002	-29425.976	10411.707	-19430.375	-7899.169	
UL003	-20625.413	7235.755	-28607.384	-11210.973	
UL004	-16742.715	6803.039	-20276.822	-7236.160	
UL005	-24512.355	8922.364	-21388.577	-8321.958	
UL006	-24685.986	8985.024	-19490.694	-7637.049	
UL007	-19364.715	7064.681	-25039.584	-9639.535	
UL008	-25299.008	8922.364	-20601.924	-8321.958	
UL009	-25299.008	8922.364	-20601.924	-8321.958	
UL010	-25472.639	8985.024	-18704.042	-7637.049	
UL011	-25472.639	8985.024	-18704.042	-7637.049	
UL012	-20151.368	7064.681	-24252.931	-9639.535	
UL013	-20151.368	7064.681	-24252.931	-9639.535	
UL014	-16098.764	6541.384	-19496.944	-6957.846	
UL015	-16098.764	6541.384	-19496.944	-6957.846	
UL016	-23569.572	8579.196	-20565.939	-8001.883	
UL017	-23569.572	8579.196	-20565.939	-8001.883	
UL018	-23736.525	8639.446	-18741.052	-7343.316	
UL019	-23736.525	8639.446	-18741.052	-7343.316	
UL020	-18619.918	6792.963	-24076.523	-9268.784	
UL021	-18619.918	6792.963	-24076.523	-9268.784	
UL022	-13740.432	5233.107	-14736.134	-5566.277	
UL023	-25299.008	8922.364	-20601.924	-8321.958	
UL024	-25472.639	8985.024	-18704.042	-7637.049	
UL025	-20151.368	7064.681	-24252.931	-9639.535	
UL026	-15454.814	6279.728	-18717.067	-6679.532	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-1720.794	9508.479	1455.919	-8372.164
UL002	-1720.794	9612.109	1455.919	-7239.430
UL003	-1720.794	6436.157	1455.919	-10551.234
UL004	962.849	6003.442	-1227.724	-6576.422
UL005	-934.142	8122.767	669.266	-7662.220
UL006	-934.142	8185.427	669.266	-6977.311
UL007	-934.142	6265.083	669.266	-8979.797
UL008	-1720.794	8122.767	1455.919	-7662.220
UL009	-1720.794	8122.767	1455.919	-7662.220
UL010	-1720.794	8185.427	1455.919	-6977.311
UL011	-1720.794	8185.427	1455.919	-6977.311
UL012	-1720.794	6265.083	1455.919	-8979.797
UL013	-1720.794	6265.083	1455.919	-8979.797
UL014	925.816	5772.540	-1180.504	-6323.483
UL015	925.816	5772.540	-1180.504	-6323.483
UL016	-898.213	7810.352	643.525	-7367.519
UL017	-898.213	7810.352	643.525	-7367.519
UL018	-898.213	7870.602	643.525	-6708.953
UL019	-898.213	7870.602	643.525	-6708.953
UL020	-898.213	6024.119	643.525	-8634.420
UL021	-898.213	6024.119	643.525	-8634.420
UL022	-120.768	4618.032	-82.982	-5058.786
UL023	-1720.794	8122.767	1455.919	-7662.220
UL024	-1720.794	8185.427	1455.919	-6977.311
UL025	-1720.794	6265.083	1455.919	-8979.797
UL026	888.784	5541.638	-1133.284	-6070.543

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 5)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

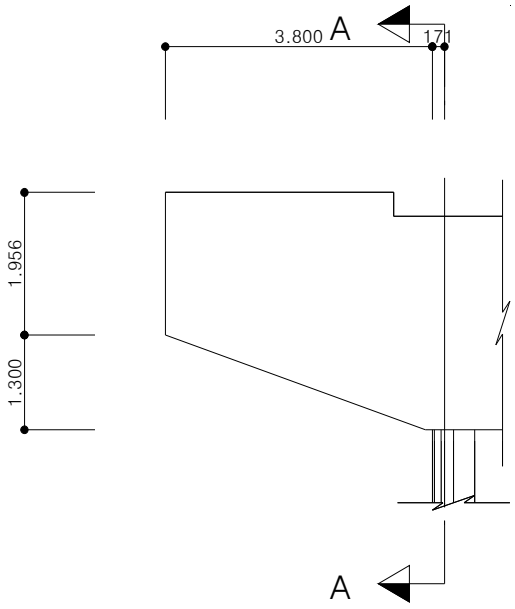
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 3.000^2 / 4 = 7.069\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{7.069} = 2.658\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 10411.707 kN - "ULO-02"

Mu = 29425.976 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 29425.976 / 10411.707 = 2.826 m

d = 2.600 - 0.200 = 2.400 m

a/d = 2.826 / 2.400 = 1.178 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3200.00	2600.00	2400.00	100.00	29425.98	10411.71

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 48180.000 x 400.00 = 19272000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3200.000 = 73440.000 x a

T = C 이므로, a = 262.418 mm, c = 262.418 / β1 = 262.418 / 0.85 = 308.727 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2500.00 - 308.727) / 308.727 = 0.02129

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 37671.570 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 48180.0 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.279]

1단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)

2단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)

3단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 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 = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 262.418 mm

ΦMn = 0.85 x 48180.000 x 400 x (2400.00 - a/2) = 37165.517 kN.m

≥ Mu (= 29425.976 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.263]

* 전단에 대한 검토 (d = 2400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3200.00 x 2400.00 = 5320.860 kN

< Vu (= 10411.707 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (10411.707-5320.860) x 200.00 / (400x2400.00xΦ) x 1000 = 1325.741 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3200.0 x 200.0 / 400.0 = 519.615 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3200.0 x 200.0 / 400.0 = 560.000 mm²

Av_min = 560.000 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA, C.T.C 200 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3040.200 x 400.0 x 2400.00 / 200.00 x 1000 = 14592.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3200.00 x 2400.00 / 1000 = 26604.300 kN ≥ 14592.960 kN ∴ O.K

s = 200.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (6651.075 + 14592.960) = 16995.228 kN ≥10411.707 kN ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 2.8 < 2d(=5.000) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.413 m (< d = 2.500 m) L 위험단면 위치
- Vu = 9998.768 kN - "UL0-02

부재번호 : 2 (I단 : 절점2, J단 : 절점3) 부재길이(L) : 2.050 m

Vui = 9612.109 kN (I단), Vuj = 10195.851 kN (J단)

검토위치(Lc) = 2.558 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 9612.109 + (10195.851 - 9612.109)/2.050 x (2.558 - 1.200)

= 9998.768 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	5652.48	2400.00	9998.77	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 3200.00 x 2400.00

= 26604.300 kN ≥ Vu(= 9998.768 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 3200.00 x 2400.00 = 5320.860 kN

< Vu (= 9998.768 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14592.960 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14592.960 + 6651.075)

= 16995.228 kN ≥ Vu(= 9998.768 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.956 x 3.971 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 95.693 kN

w2 = 1.300 x (3.971-0.271) / 2 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 29.630 kN

w3 = 1.300 x (3.971-3.700) x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 4.340 kN

Vc = 95.693 + 29.630 + 4.340 = 129.663 kN

Mc = 95.693 x 1.986 + 29.630 x 1.504 + 4.340 x 0.136 = 235.159 kN.m

Vu = 520.391 + 129.663(Vc)

= 650.054 kN

Mu = 520.391 x 2.771 + 235.159(Mc)

= 1677.163 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)
2600.00	3200.00	3100.00	100.00	1677.16	650.05

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8143.300 x 400.00 = 3257320.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2600.000 = 59670.000 x a

T = C 이므로, a = 54.589 mm, c = 54.589 / β1 = 54.589 / 0.85 = 64.222 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3100.00 - 64.222) / 64.222 = 0.14181

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1593.983 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8143.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 5.109]

1단 : H25 - 11.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 8143.3 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00101

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) = 54.589 mm

ΦMn = 0.85 x 8143.300 x 400 x (3100.00 - a/2) = 8507.467 kN.m

≥ Mu (= 1677.163 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.073]

* 전단에 대한 검토 (d = 3100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2600.00 x 3100.00 = 5584.132 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 650.054 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19594.337 x 1000000 / [48180.000 x (2400.000 - 613.632/3)]
= 185.242 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x48180.000/3200.0 + 7x48180.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x2400.0/(7x48180.000)]
= 613.632 mm

사용철근량 = 48180.0 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)
2단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)
3단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 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 / 185.24) - 2.5 x 85.50 = 211.37 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 185.24) = 340.10 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 211.37 mm 를 적용
S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 211.37 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1677.163 x 1000000 / [8143.300 x (3100.000 - 347.415/3)]
= 69.016 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8143.300/2600.0 + 7x8143.300/2600.0 x √[(1 + 2x2600.0x3100.0/(7x8143.300)]
= 347.415 mm

사용철근량 = 8143.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 11.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 8143.3 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 / 69.02) - 2.5 x 85.50 = 927.30 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 69.02) = 912.84 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 912.84 mm 를 적용
S = 2600.00 / 15.0 EA = 173.33 ≤ Sa (= 912.84 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 7)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

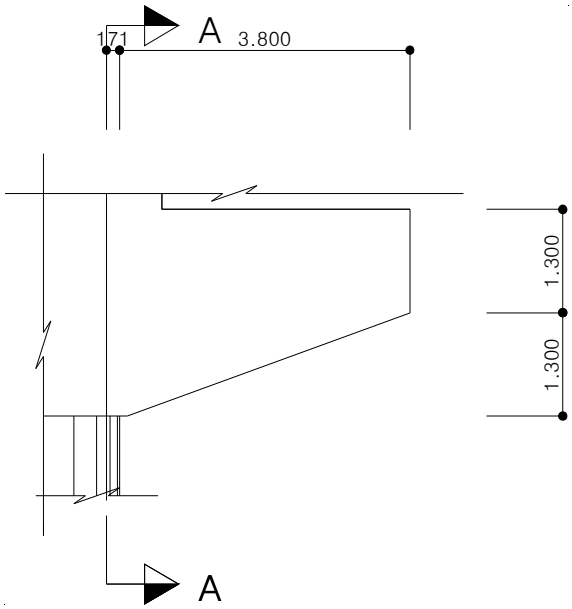
① 기둥의 단면적

A = π x 3.000² / 4 = 7.069 m²

② 치환단면의 한변길이

L = √7.069 = 2.658 m

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 11210.973 kN - "ULO-03"

Mu = 28607.384 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 28607.384 / 11210.973 = 2.552 m

d = 2.600 - 0.200 = 2.400 m

a/d = 2.552 / 2.400 = 1.063 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3200.00	2600.00	2400.00	100.00	28607.38	11210.97

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 48180.000 x 400.00 = 19272000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3200.000 = 73440.000 x a

T = C 이므로, a = 262.418 mm, c = 262.418 / β1 = 262.418 / 0.85 = 308.727 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2500.00 - 308.727) / 308.727 = 0.02129

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 36576.100 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 48180.0 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.317]

1단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)

2단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)

3단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 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 = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 262.418 mm

ΦMn = 0.85 x 48180.000 x 400 x (2400.00 - a/2) = 37165.517 kN.m

≥ Mu (= 28607.384 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.299]

* 전단에 대한 검토 (d = 2400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3200.00 x 2400.00 = 5320.860 kN

< Vu (= 11210.973 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (11210.973-5320.860) x 200.00 / (400x2400.00xΦ) x 1000 = 1533.884 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3200.0 x 200.0 / 400.0 = 519.615 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3200.0 x 200.0 / 400.0 = 560.000 mm²

Av_min = 560.000 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA, C.T.C 200 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3040.200 x 400.0 x 2400.00 / 200.00 x 1000 = 14592.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3200.00 x 2400.00 / 1000 = 26604.300 kN ≥ 14592.960 kN ∴ O.K

s = 200.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (6651.075 + 14592.960) = 16995.228 kN ≥11210.973 kN ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 2.6 < 2d(=5.000) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.276 m (< d = 2.500 m) L 위험단면 위치
- Vu = 10874.973 kN - "ULO-03

부재번호 : 9 (I단 : 절점9, J단 : 절점10) 부재길이(L) : 2.050 m

Vui = -10995.117 kN (I단), Vuj = -10551.234 kN (J단)

검토위치(Lc) = 7.905 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -10995.117 + (-10551.234 - -10995.117)/2.050 x (7.905 - 7.350)

= -10874.973 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	5103.46	2400.00	10874.97	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 3200.00 x 2400.00

= 26604.300 kN ≥ Vu(= 10874.973 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 3200.00 x 2400.00 = 5320.860 kN

< Vu (= 10874.973 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14592.960 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14592.960 + 6651.075)

= 16995.228 kN ≥ Vu(= 10874.973 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.956 x 3.971 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 95.693 kN

w2 = 1.300 x (3.971-0.271) / 2 x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 29.630 kN

w3 = 1.300 x (3.971-3.700) x 3.200 x 25.000 x 0.154 = 4.340 kN

Vc = 95.693 + 29.630 + 4.340 = 129.663 kN

Mc = 95.693 x 1.986 + 29.630 x 1.504 + 4.340 x 0.136 = 235.159 kN.m

Vu = 584.084 + 129.663(Vc)

= 713.747 kN

Mu = 584.084 x 2.771 + 235.159(Mc)

= 1853.656 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)
2600.00	3200.00	3100.00	100.00	1853.66	713.75

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8143.300 x 400.00 = 3257320.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2600.000 = 59670.000 x a

T = C 이므로, a = 54.589 mm, c = 54.589 / β1 = 54.589 / 0.85 = 64.222 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3100.00 - 64.222) / 64.222 = 0.14181

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1762.044 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8143.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.622]

1단 : H25 - 11.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 8143.3 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00101

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) = 54.589 mm

ΦMn = 0.85 x 8143.300 x 400 x (3100.00 - a/2) = 8507.467 kN.m

≥ Mu (= 1853.656 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.590]

* 전단에 대한 검토 (d = 3100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2600.00 x 3100.00 = 5584.132 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 713.747 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19261.218 x 1000000 / [48180.000 x (2400.000 - 613.632/3)]
= 182.093 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x48180.000/3200.0 + 7x48180.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x2400.0/(7x48180.000)]
= 613.632 mm

사용철근량 = 48180.0 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)
2단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)
3단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 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 / 182.09) - 2.5 x 85.50 = 218.72 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.09) = 345.98 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 218.72 mm 를 적용
S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 218.72 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1853.656 x 1000000 / [8143.300 x (3100.000 - 347.415/3)]
= 76.278 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8143.300/2600.0 + 7x8143.300/2600.0 x √[(1 + 2x2600.0x3100.0/(7x8143.300)]
= 347.415 mm

사용철근량 = 8143.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 11.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 8143.3 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 / 76.28) - 2.5 x 85.50 = 818.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 76.28) = 825.92 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 818.65 mm 를 적용
S = 2600.00 / 15.0 EA = 173.33 ≤ Sa (= 818.65 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-02(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.179 (1720.79/9612.11) < 2d(=4.555) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	5652.48	1521.62	9612.11	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 3200.00 x 1521.62

= 16867.366 kN ≥ Vu(= 9612.109 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 3200.00 x 1521.62 = 3373.473 kN

< Vu (= 9612.109 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9252.068 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9252.068 + 4216.842)

= 10775.128 kN ≥ Vu(= 9612.109 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1323.688 x 1000000 / [48180.000 x (1521.622 - 470.668/3)]
= 20.131 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x48180.000/3200.0 + 7x48180.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x1521.6/(7x48180.000)]
= 470.668 mm

사용철근량 = 48180.0 mm² (철근도심 : 856.0 mm)
1단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)
2단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)
3단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 756.00 - 29/2 = 741.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 20.13) - 2.5 x 741.50 = 2058.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 20.13) = 3129.46 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2058.07 mm 를 적용
S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 2058.07 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침3) : UL0-03(절점 10)

: 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 = 0.138 (1455.92/10551.23) < 2d(=3.243) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3200.00	5103.46	1621.62	10551.23	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 3200.00 x 1621.62

= 17975.879 kN ≥ Vu(= 10551.234 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 3200.00 x 1621.62 = 3595.176 kN

< Vu (= 10551.234 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1600.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=960.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9860.108 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9860.108 + 4493.970)

= 11483.262 kN ≥ Vu(= 10551.234 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1119.938 x 1000000 / [16060.000 x (1621.622 - 304.241/3)]

= 45.872 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x16060.000/3200.0 + 7x16060.000/3200.0 x √[(1 + 2x3200.0x1621.6/(7x16060.000)]

= 304.241 mm

사용철근량 = 16060.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 25.0 EA (= 16060.0 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 / 45.87) - 2.5 x 85.50 = 1502.99 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 45.87) = 1373.39 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1373.39 mm 를 적용

S = 3200.00 / 25.0 EA = 128.00 ≤ Sa (= 1373.39 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	-18459.085	-26052.431	-11327.265	-15475.011	768.101	-0.00322	축력최대
UL002	-18459.085	-24252.939	-16396.357	-20544.103	768.101	-0.00438	모멘트최대
UL022	-14199.296	-14199.296	8453.722	13757.735	1302.804	0.00656	탄성설계
UL022	-14199.296	-14199.296	3776.897	5544.902	1302.804	0.00656	소성설계
UE002	-14199.296	-19993.150	-16827.902	-20975.648	768.101	-0.00448	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	0.005	0.060	O.K	68499.029	26052.431	15710.671	2.629	O.K
모멘트최대	0.005	0.005	0.060	O.K	51730.154	24252.939	20942.001	2.133	O.K
탄성설계	0.005	0.005	0.060	O.K	61585.799	14199.296	13896.702	4.337	O.K
편심최대	0.005	0.005	0.060	O.K	42483.145	19993.150	21316.715	2.125	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 11, UL001)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	26052.431	15710.671	603

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 26052.431 x -0.00322 / (768.101 x 7.350)

= 0.015

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.350 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.656 / 0.750

= 24.237 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.656 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.015)

= 1.015 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.015 x -11327.265

= -11499.761 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.015 x -15475.011

= -15710.671 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1726241.121 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 1387.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 603.041 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1989.45 mm, a = k1 x c = 1691.03 mm 를 사용.

  Cc = 0.85 x 27.0 x 4105992.428 = 94232.526 kN

  ∑Csi = 6064.175 kN, ∑Tsi = 2440.945 kN

  Pn = 94232.526 + 6064.175 - 2440.945 = 97855.756 kN

  Mn = Cc x 1380.279 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 59011.788 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=603.049)| = 0.0082 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

  dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

  c = 1989.447 mm, a = k1 x c = 1691.030 mm

  εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

  εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1989.45) / 1989.45 = 0.00137

  εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에 대한 검토

  MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 97855.756 kN

  ΦPn = 0.70 x 97855.756 = 68499.029 kN ≥ Pu = 26052.431 kN ∴ O.K

  ΦMn = ΦPn x 0.603 = 41307.689 kN.m ≥ Mu = 15710.671 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 11, UL002)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	24252.939	20942.001	863.5

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 24252.939 x -0.00438 / (768.101 x 7.350)

= 0.019

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.350 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.656 / 0.750

= 24.237 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.656 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.019)

= 1.019 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.019 x -16396.357

= -16713.922 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.019 x -20544.103

= -20942.001 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1607006.295 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 1387.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 863.483 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1596.12 mm, a = k1 x c = 1356.70 mm 를 사용.

  Cc = 0.85 x 27.0 x 3105157.561 = 71263.366 kN

  ∑Csi = 5247.306 kN, ∑Tsi = 4915.483 kN

  Pn = 71263.366 + 5247.306 - 4915.483 = 71595.189 kN

  Mn = Cc x 1393.111 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61821.027 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=863.480)| = 0.0028 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

  dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

  c = 1596.115 mm, a = k1 x c = 1356.698 mm

  εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

  εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1596.12) / 1596.12 = 0.00245

  εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.72 를 적용한다.

  Φ = 0.700 + (0.0025-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.723

㈒ 축방향력 및 휨에 대한 검토

  MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 71595.189 kN

  ΦPn = 0.72 x 71595.189 = 51730.154 kN ≥ Pu = 24252.939 kN ∴ O.K

  ΦMn = ΦPn x 0.863 = 44668.110 kN.m ≥ Mu = 20942.001 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 11, UL022)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	14199.296	13896.702	978.7

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 14199.296 x 0.00656 / (1302.804 x 7.350)

= 0.010

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.350 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.656 / 0.750

= 24.237 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.656 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.010)

= 1.010 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.010 x 8453.722

= 8539.113 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.010 x 13757.735

= 13896.702 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 940849.192 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 1387.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 978.690 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1442.18 mm, a = k1 x c = 1225.85 mm 를 사용.

  Cc = 0.85 x 27.0 x 2716550.020 = 62344.823 kN

  ∑Csi = 4918.127 kN, ∑Tsi = 5677.151 kN

  Pn = 62344.823 + 4918.127 - 5677.151 = 61585.799 kN

  Mn = Cc x 1400.089 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 60273.930 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=978.699)| = 0.0090 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 61585.799 kN

ΦPn = 1.00 x 61585.799 = 61585.799 kN ≥ Pu = 14199.296 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.979 = 60273.375 kN.m ≥ Mu = 13896.702 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 11, UE002)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	19993.15	21316.715	1066.2

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 19993.150 x -0.00448 / (768.101 x 7.350)

= 0.016

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.350 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.656 / 0.750

= 24.237 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.656 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.016)

= 1.016 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.016 x -16827.902

= -17101.526 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.016 x -20975.648

= -21316.715 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1324751.524 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 1387.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 1066.201 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1336.12 mm, a = k1 x c = 1135.70 mm 를 사용.

  Cc = 0.85 x 27.0 x 2452317.914 = 56280.696 kN

  ∑Csi = 4661.870 kN, ∑Tsi = 6165.932 kN

  Pn = 56280.696 + 4661.870 - 6165.932 = 54776.634 kN

  Mn = Cc x 1405.437 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 58403.325 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1066.209)| = 0.0078 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1336.116 mm, a = k1 x c = 1135.698 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1336.12) / 1336.12 = 0.00351

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

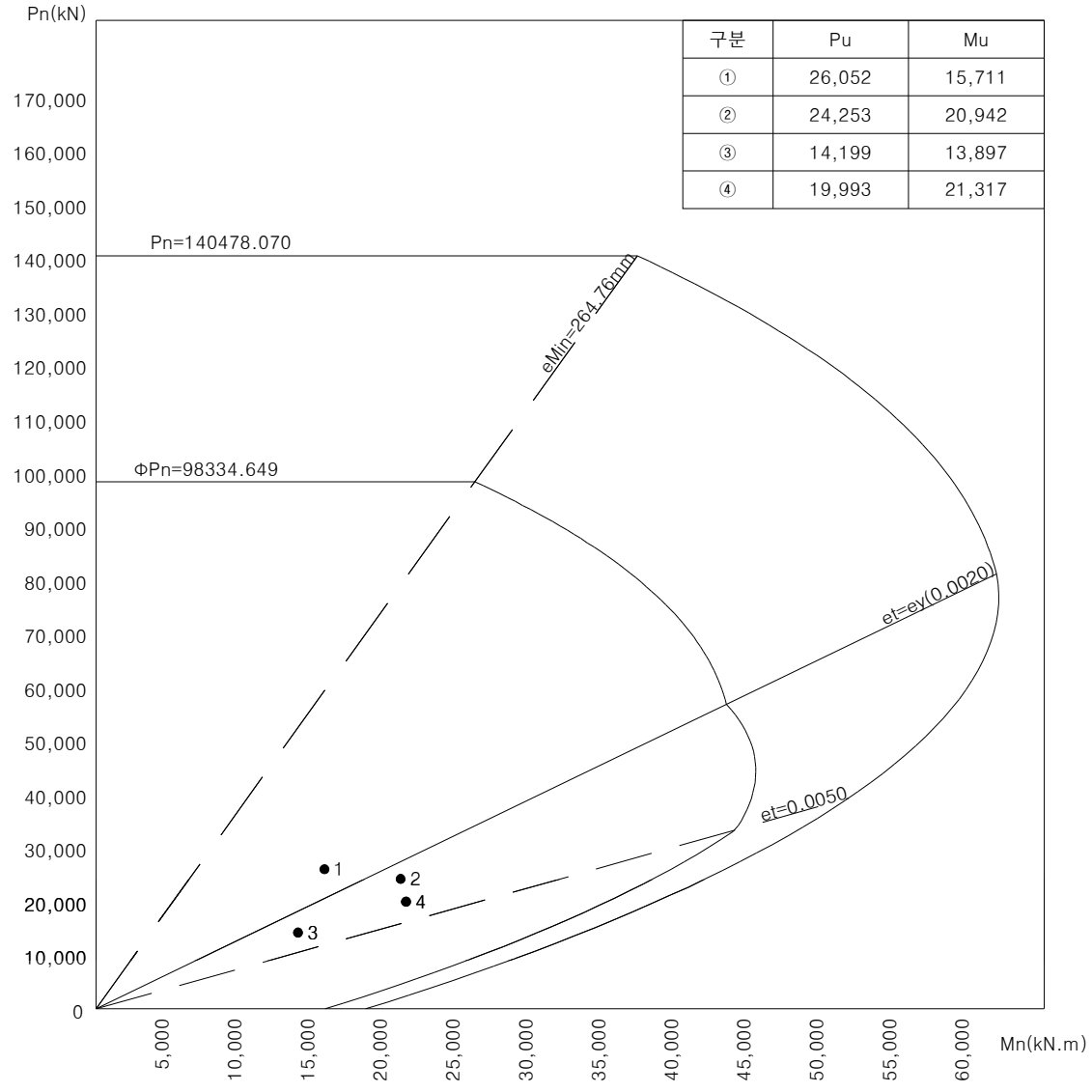
㈒ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 54776.634 kN

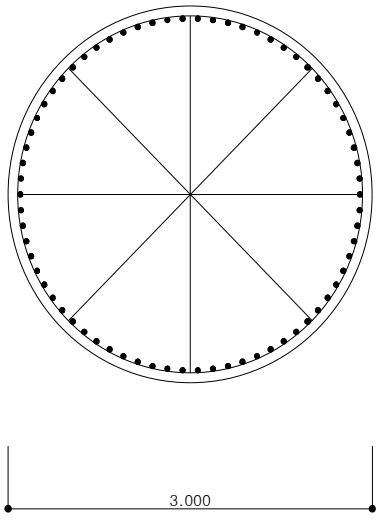
ΦPn = 0.78 x 54776.634 = 42483.145 kN ≥ Pu = 19993.150 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.066 = 45295.570 kN.m ≥ Mu = 21316.715 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	26,052	15,711
②	24,253	20,942
③	14,199	13,897
④	19,993	21,317



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2900.000 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 35469.000 mm²
Puse = 0.00502
1단 : H25-70Ea

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	-18459.085	-26052.431	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB04	-18459.085	-18459.084	-199.466	-837.129	133.881	0.00014	모멘트최대
ULB22	-14199.296	-14199.296	5391.602	12172.620	1479.994	0.00556	탄성설계
ULB22	-14199.296	-14199.296	1797.201	4057.540	1479.994	0.00556	소성설계
UEB26	-12779.366	-12779.366	-184.123	-772.734	123.582	0.00013	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	0.005	0.060	O.K	98334.643	26052.431	0.000	3.774	O.K
모멘트최대	0.005	0.005	0.060	O.K	112382.449	18459.084	839.648	6.088	O.K
탄성설계	0.005	0.005	0.060	O.K	71611.508	14199.296	12258.429	5.043	O.K
편심최대	0.005	0.005	0.060	O.K	112382.449	12779.366	774.283	8.794	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 11, ULB01)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	26052.431	0	0

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1726241.121 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 1387.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 0.000 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 10875.00 mm, a = k1 x c = 9243.75 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 7069357.930 = 162241.764 kN

∑Csi = 13373.586 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 162241.764 + 13373.586 - 0.000 = 175615.351 kN

Mn = Cc x 4621.875 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = -0.000 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=-0.000)| = 0.0000 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 10875.000 mm, a = k1 x c = 9243.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-10875.00) / 10875.00 = -0.00220

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN < Pn = 175615.351 kN

ΦPn = 0.70 x 140478.062 = 98334.643 kN ≥ Pu = 26052.431 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.000 = 0.000 kN.m ≥ Mu = 0.000 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 11, ULB04)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	18459.084	839.648	45.5

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 18459.084 x 0.00014 / (133.881 x 7.350)

= 0.003

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.350 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.656 / 0.750

= 24.237 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.656 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.003)

= 1.003 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.003 x -199.466

= -200.066 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.003 x -837.129

= -839.648 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1223103.896 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 1387.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 45.487 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3372.88 mm, a = k1 x c = 2866.95 mm 를 사용.

  Cc = 0.85 x 27.0 x 6958408.525 = 159695.476 kN

  ∑Csi = 9322.746 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

  Pn = 159695.476 + 9322.746 - 0.000 = 169018.221 kN

  Mn = Cc x 1456.118 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7686.978 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=45.480)| = 0.0068 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

  dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

  c = 3372.883 mm, a = k1 x c = 2866.950 mm

  εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

  εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3372.88) / 3372.88 = -0.00042

  → 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 휨에 대한 검토

  MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN < Pn = 169018.221 kN

  ΦPn = 0.80 x 140478.062 = 112382.449 kN ≥ Pu = 18459.084 kN ∴ O.K

  ΦMn = ΦPn x 0.045 = 5111.936 kN.m ≥ Mu = 839.648 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 11, ULB22)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	14199.296	12258.429	863.3

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 14199.296 x 0.00556 / (1479.994 x 7.350)

= 0.007

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.350 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.656 / 0.750

= 24.237 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.656 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.007)

= 1.007 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.007 x 5391.602

= 5429.609 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.007 x 12172.620

= 12258.429 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 940849.192 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 1387.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 863.312 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1596.36 mm, a = k1 x c = 1356.91 mm 를 사용.

  Cc = 0.85 x 27.0 x 3105789.408 = 71277.867 kN

  ∑Csi = 5247.852 kN, ∑Tsi = 4914.211 kN

  Pn = 71277.867 + 5247.852 - 4914.211 = 71611.508 kN

  Mn = Cc x 1393.101 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61822.444 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=863.303)| = 0.0092 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 71611.508 kN

ΦPn = 1.00 x 71611.508 = 71611.508 kN ≥ Pu = 14199.296 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.863 = 61823.106 kN.m ≥ Mu = 12258.429 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 11, UEB26)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	12779.366	774.283	60.6

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12779.366 x 0.00013 / (123.582 x 7.350)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.350 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.656 / 0.750

= 24.237 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.656 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.002)

= 1.002 ≤ 1.4 ∴ O.K 『콘크리트 구조설계기준』6.5.2

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.002 x -184.123

= -184.492 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.002 x -772.734

= -774.283 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 846764.246 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 1387.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 60.589 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3306.06 mm, a = k1 x c = 2810.15 mm 를 사용.

  Cc = 0.85 x 27.0 x 6881604.057 = 157932.813 kN

  ∑Csi = 9200.427 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

  Pn = 157932.813 + 9200.427 - 0.000 = 167133.240 kN

  Mn = Cc x 1442.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10126.049 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=60.587)| = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 3306.065 mm, a = k1 x c = 2810.155 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3306.06) / 3306.06 = -0.00037

→ 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

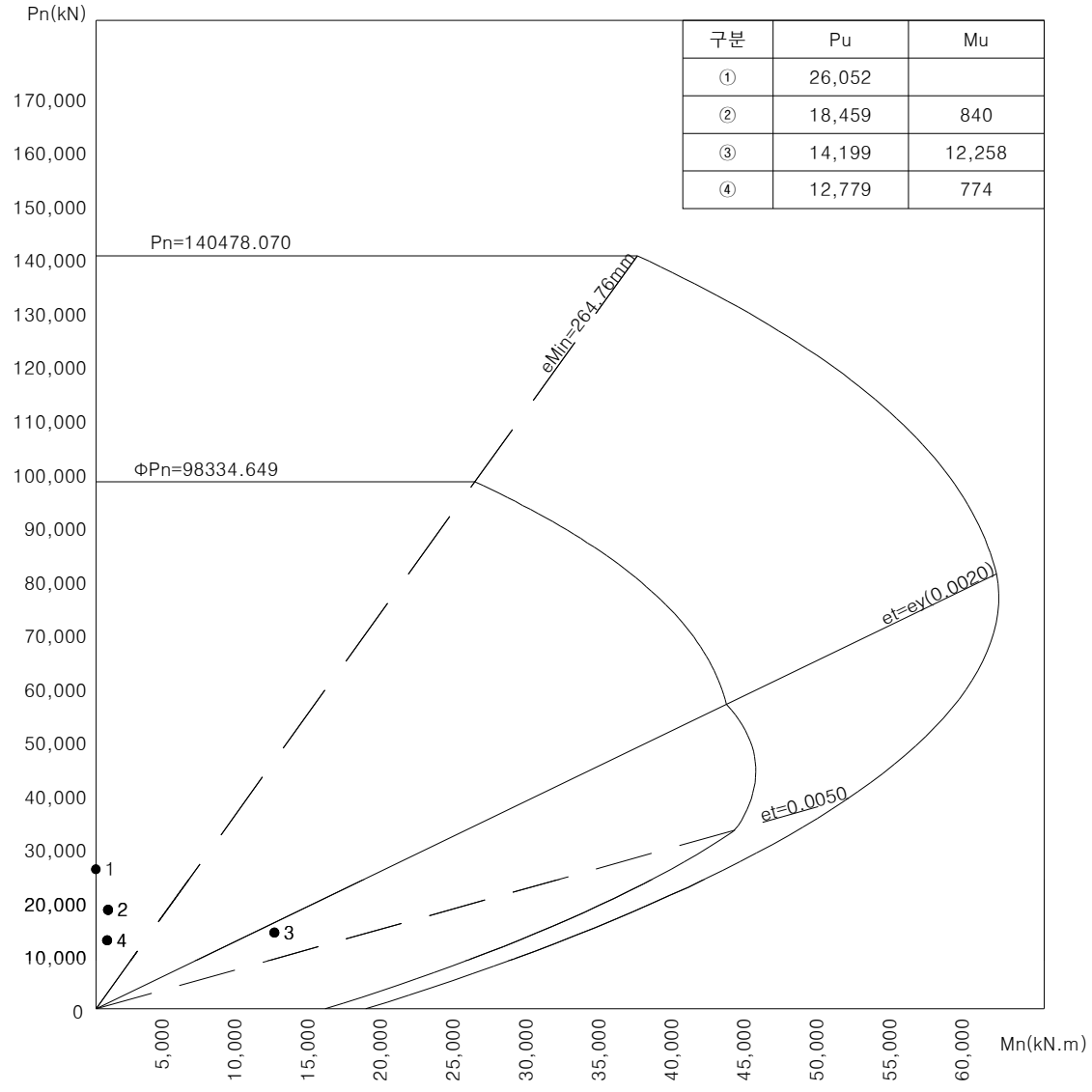
㈒ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN < Pn = 167133.240 kN

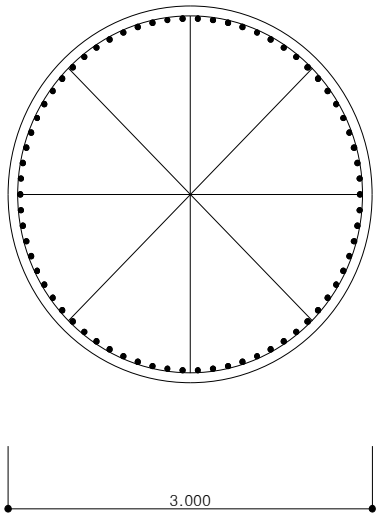
ΦPn = 0.80 x 140478.062 = 112382.449 kN ≥ Pu = 12779.366 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.061 = 6809.085 kN.m ≥ Mu = 774.283 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	26,052	
②	18,459	840
③	14,199	12,258
④	12,779	774



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2900.000 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 35469.000 mm²
Puse = 0.00502
1단 : H25-70Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-26052.431	0.000	-15710.671	15710.671	축력최대
UL04	-18459.084	-839.648	13660.871	13686.651	모멘트최대
UE26	-12779.366	-774.283	12151.435	12176.078	편심최대
UL02	-24252.939	0.000	-20942.001	20942.001	모멘트최대
UE02	-19993.150	0.000	-21316.715	21316.715	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.005	0.060	O.K	68499.029	26052.431	15710.671	2.629	O.K
모멘트최대	0.005	0.005	0.060	O.K	66548.653	18459.084	13686.651	3.605	O.K
편심최대	0.005	0.005	0.060	O.K	50987.616	12779.366	12176.078	3.990	O.K
모멘트최대	0.005	0.005	0.060	O.K	51730.154	24252.939	20942.001	2.133	O.K
편심최대	0.005	0.005	0.060	O.K	42483.145	19993.150	21316.715	2.125	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 11, UL001)

【 원형기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	26052.431	15710.671	603

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1726241.121 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 1387.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 603.041 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1989.45 mm, a = k1 x c = 1691.03 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4105992.428 = 94232.526 kN

∑Csi = 6064.175 kN, ∑Tsi = 2440.945 kN

Pn = 94232.526 + 6064.175 - 2440.945 = 97855.756 kN

Mn = Cc x 1380.279 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 59011.788 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=603.049)| = 0.0082 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1989.447 mm, a = k1 x c = 1691.030 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1989.45) / 1989.45 = 0.00137

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 97855.756 kN

ΦPn = 0.70 x 97855.756 = 68499.029 kN ≥ Pu = 26052.431 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.603 = 41307.689 kN.m ≥ Mu = 15710.671 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 11, UL004)

【 원형기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-86.483도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	18459.084	13686.651	741.5

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1223103.896 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 1387.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 741.459 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1769.96 mm, a = k1 x c = 1504.47 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3547838.051 = 81422.883 kN

∑Csi = 5597.364 kN, ∑Tsi = 3834.430 kN

Pn = 81422.883 + 5597.364 - 3834.430 = 83185.817 kN

Mn = Cc x 1386.475 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61678.418 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=741.454)| = 0.0053 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1769.964 mm, a = k1 x c = 1504.470 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1769.96) / 1769.96 = 0.00192

→ 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 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 83185.817 kN

ΦPn = 0.80 x 83185.817 = 66548.653 kN ≥ Pu = 18459.084 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.741 = 49343.087 kN.m ≥ Mu = 13686.651 kN.m ∴ O.K

③ 편심최대 : (부재 11, UE026)

【 원형기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=-86.354도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	12779.366	12176.078	952.8

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 846764.246 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 1387.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 952.792 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1475.70 mm, a = k1 x c = 1254.34 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2800734.769 = 64276.863 kN

∑Csi = 4971.624 kN, ∑Tsi = 5513.967 kN

Pn = 64276.863 + 4971.624 - 5513.967 = 63734.520 kN

Mn = Cc x 1398.488 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 60725.325 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=952.785)| = 0.0066 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1475.698 mm, a = k1 x c = 1254.344 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1475.70) / 1475.70 = 0.00290

→ 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 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 63734.520 kN

ΦPn = 0.80 x 63734.520 = 50987.616 kN ≥ Pu = 12779.366 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.953 = 48580.595 kN.m ≥ Mu = 12176.078 kN.m ∴ O.K

④ 모멘트최대 : (부재 11, UL002)

【 원형기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	24252.939	20942.001	863.5

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1607006.295 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 1387.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 863.483 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1596.12 mm, a = k1 x c = 1356.70 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3105157.561 = 71263.366 kN

∑Csi = 5247.306 kN, ∑Tsi = 4915.483 kN

Pn = 71263.366 + 5247.306 - 4915.483 = 71595.189 kN

Mn = Cc x 1393.111 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61821.027 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=863.480)| = 0.0028 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1596.115 mm, a = k1 x c = 1356.698 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1596.12) / 1596.12 = 0.00245

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.72 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0025-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.723

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 71595.189 kN

ΦPn = 0.72 x 71595.189 = 51730.154 kN ≥ Pu = 24252.939 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.863 = 44668.110 kN.m ≥ Mu = 20942.001 kN.m ∴ O.K

⑤ 편심최대 : (부재 11, UE002)

【 원형기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=-90.000도(중립축각도)

D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3000	100	2,900	19993.15	21316.715	1066.2

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 35469.00 mm² , Puse = 0.00502

- 1단 : H25 - 70EA (As=35469.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1324751.524 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.00 mm, ab = k1 x cb = 1479.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3471427.817 = 79669.268 kN, ∑Csi = 5553.193 kN, ∑Tsi = 4061.014 kN

Pb = 79669.268 + 5553.193 - 4061.014 = 81161.448 kN

Mb = Cc x 1387.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61885.460 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 762.498 mm, e = Mu/Pu = 1066.201 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1336.12 mm, a = k1 x c = 1135.70 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2452317.914 = 56280.696 kN

∑Csi = 4661.870 kN, ∑Tsi = 6165.932 kN

Pn = 56280.696 + 4661.870 - 6165.932 = 54776.634 kN

Mn = Cc x 1405.437 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 58403.325 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1066.209)| = 0.0078 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1336.116 mm, a = k1 x c = 1135.698 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1336.12) / 1336.12 = 0.00351

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

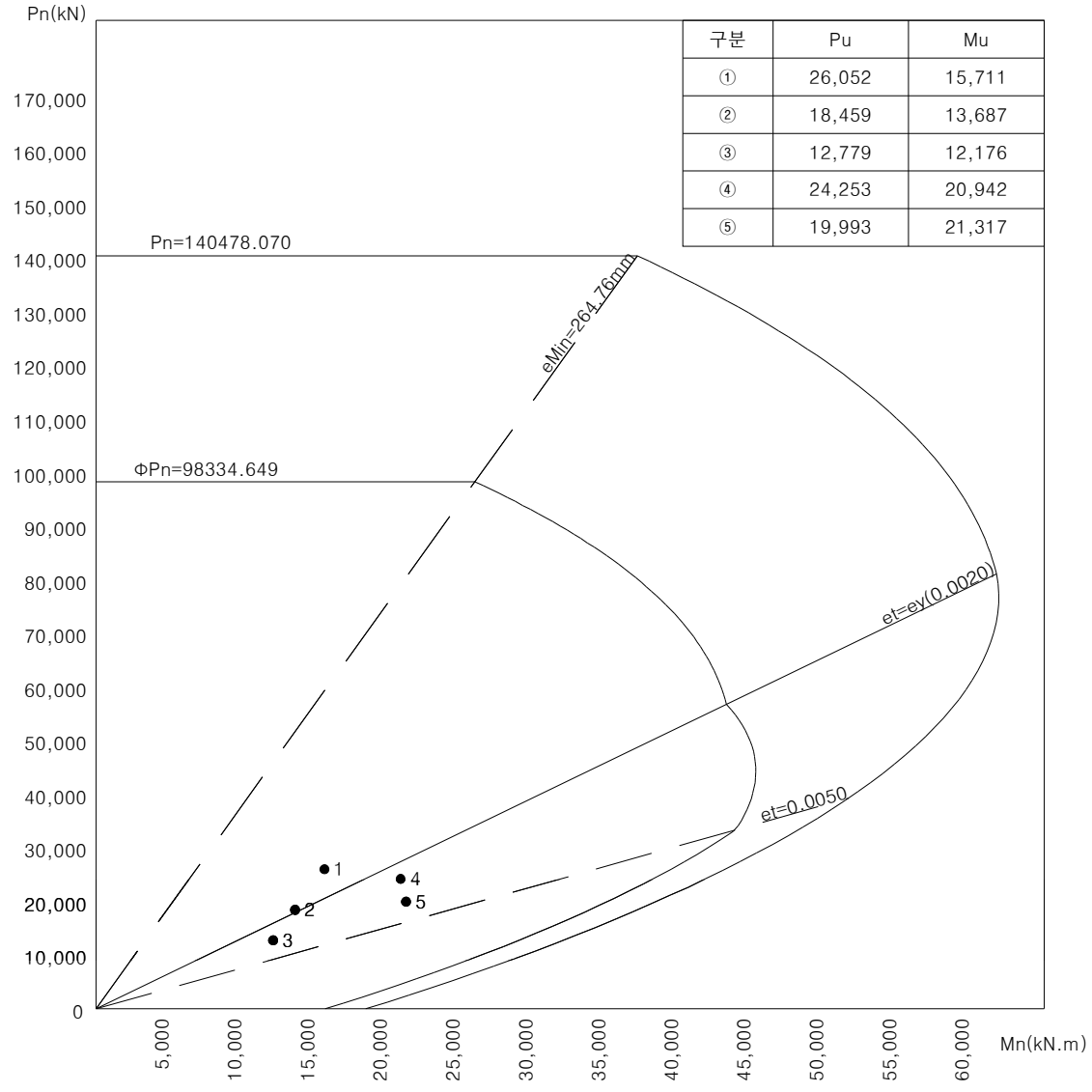
㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 140478.062 kN ≥ Pn = 54776.634 kN

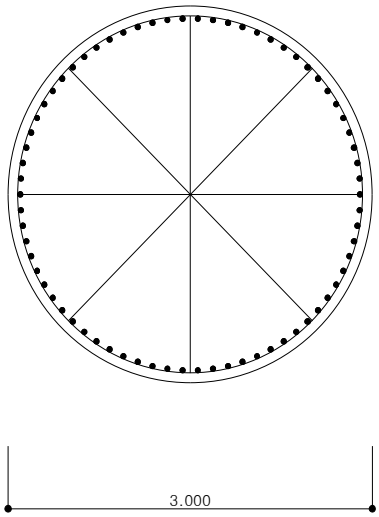
ΦPn = 0.78 x 54776.634 = 42483.145 kN ≥ Pu = 19993.150 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.066 = 45295.570 kN.m ≥ Mu = 21316.715 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	26,052	15,711
②	18,459	13,687
③	12,779	12,176
④	24,253	20,942
⑤	19,993	21,317



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2900.000 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

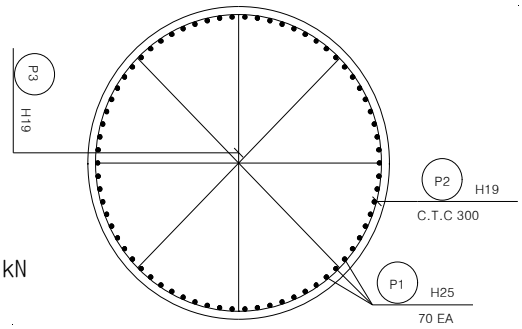
▣ 사용 철근

Ast = 35469.000 mm²
Puse = 0.00502
1단 : H25-70Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V = 0.000 kN
교축직각방향	V = 1155.949 kN
합성전단력	V = 1155.949 kN
축방향력	P = 18459.084 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 1155.949 / 0.80 = 1444.936 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 865.928 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 865.928

= 2365.928 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 18459.084 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0
x 3000.000 x 2365.928

= 7293.439 kN

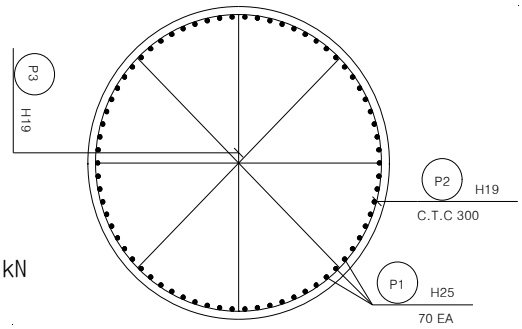
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 3646.720 kN ≥ Vn ≤ Vc = 7293.439 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V = 1479.994 kN
교축직각방향	V = 573.271 kN
합성전단력	V = 1587.143 kN
축방향력	P = 14199.296 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 1587.143 / 1.00 = 1587.143 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 865.928 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 865.928

= 2365.928 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 14199.296 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0
x 3000.000 x 2365.928

= 7028.845 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 3514.422 kN ≥ Vn ≤ Vc = 7028.845 ∴ 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 = 3000.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 5400.0 / 6 = 900.0 ㎜
∴ 3000.0 ㎜ = 3.000 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 = 3000.0 / 4 = 750.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 25.0 = 150.0 ㎜
∴ 150.0 ㎜ = 0.150 m

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]
심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 ㎜ 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1500.0 ㎜
∴ 1500.0 ㎜ = 1.500 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 3000.0 / 4 = 750.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 750.0 ㎜ = 0.750 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	17731.085	590.847	9772.587	20824.835	78093.131	11072.450	축력최대
SV002	16894.112	590.847	12130.304	19987.862	74954.482	13430.167	모멘트최대
SV026	14199.296	889.192	10445.312	17293.046	64848.922	12401.534	편심최대
SV022	14199.296	1302.804	13757.735	17293.046	64848.922	16623.904	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.500 x 7.500 x 2.200 x 25.000 = 3093.750 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 = 2.200 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. [도.설(2008) 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	78093.131	11072.450	20824.835	7.053	0.532	1.250	O.K
SV002	74954.482	13430.167	19987.862	5.581	0.672	1.250	O.K
SV026	64848.922	12401.534	17293.046	5.229	0.717	1.250	O.K
SV022	64848.922	16623.904	17293.046	3.901	0.961	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. [도.설(2008) 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	20824.835	12494.901	590.847	21.147	1.500	O.K
SV002	19987.862	11992.717	590.847	20.298	1.500	O.K
SV026	17293.046	10375.828	889.192	11.669	1.500	O.K
SV022	17293.046	10375.828	1302.804	7.964	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. [도.설(2008) 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
SV001	20824.835	67020.681	0.532	527.694	212.744	O.K
SV002	19987.862	61524.315	0.672	546.347	164.333	O.K
SV026	17293.046	52447.389	0.717	483.809	131.055	O.K
SV022	17293.046	48225.019	0.961	543.861	71.003	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 경우SV001, SV002, SV026, SV022

※ 허용지지력은 ⑤에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

⑤ 지반의 허용연직지지력 산정 : Hansen식 사용

Qu = A' [c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br]

ϕ=0 일때, Qu = A' [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력(kN/m³)

A : 유효재하면적(m²)

q : 상재하중(kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), B' = B - 2eB

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수

Sc,Sq,Sr,Sc' : 기초의 형상계수

dc,dq,dr,dc' : 기초의 근입깊이계수

ic,iq,ir,ic' : 하중의 경사계수

gc,gq,gr,gc' : 지반계수

bc,bq,br,bc' : 기초저면 경사계수

註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.

si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

C = 0.000 kN/m² r1 = 20.000 kN/m³ r2 = 20.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 7.500 m q = 20.000 kN/m²

Φ = 15 + √15N = 42.386 , N = 50

Nq = exp(πtanΦ) tan² (45+Φ/2) = 90.360

Nc = (Nq-1) cotΦ = 97.909, 단 Φ=0 일때 Nc=5.14

Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ = 122.336

sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.923

sc' = 0.2 B/L = 0.200

sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.913

sr = 1 - 0.4 B/L = 1.000

dc = 1 + 0.4k = 1.053 , D/B>1 : k=tan-1(D/B) , D/B≤1 : k=D/B (rad)

dc' = 0.4k = 0.053

dq = 1 + 2tanΦ(1-sinΦ)² k = 1.026

dr = 1.000

gc = 1 - β/147 = 1.000

gc' = β/147 = 0.000

gq = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

gr = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

구 분	eB	B'	A'	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
SV001	0.532	6.437	48.275	399254.827	2756.833	3.000
SV002	0.672	6.156	46.171	372354.960	2688.216	3.000
SV026	0.717	6.066	45.493	363863.987	2666.086	3.000
SV022	0.961	5.577	41.830	319576.683	3819.908	2.000

註) Qa = Qu/A'/SF, 『도로교 표준시방서, 1996년』p622 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도.설(2008) 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)

= 466666.667 x (√(7.500 x 7.500) / 0.3)⁻³⁄₄ = 41739.936 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{30}\right)^{\frac{-3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 140000.000 = 466666.667 kN/

L : 확대기초의 길이 (= 7.500 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.500 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27555800.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.200 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

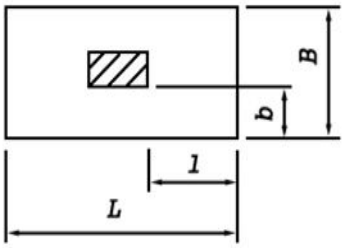
β = ⁴√{(3 x 41739.936) / (27555800.000 x 2.200³)} = 0.144 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.250,2.250) = 2.250

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 3.750

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.750



βλ = 0.144 x 2.250 = 0.323 ≤ 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	26052.431	768.101	15475.011	30074.306	112778.647	17164.833	축력최대
UE002	19993.150	768.101	20975.648	23086.900	86575.875	22665.470	모멘트최대
UE002	19993.150	768.101	20975.648	23086.900	86575.875	22665.470	편심최대
UL022	14199.296	1302.804	13757.735	17293.046	64848.922	16623.904	지진시
SV001	17731.085	590.847	9772.587	20824.835	78093.131	11072.450	축력최대
SV002	16894.112	590.847	12130.304	19987.862	74954.482	13430.167	모멘트최대
SV026	14199.296	889.192	10445.312	17293.046	64848.922	12401.534	편심최대
SV022	14199.296	1302.804	13757.735	17293.046	64848.922	16623.904	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.500 x 7.500 x 2.200 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 = 2.200 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	30074.306	95613.814	0.571	5840.823	2178.992	9.538
UE002	23086.900	63910.405	0.982	5495.904	660.603	8.305
UE002	23086.900	63910.405	0.982	5495.904	660.603	8.305
UL022	17293.046	48225.019	0.961	4078.956	532.523	8.366
SV001	20824.835	67020.681	0.532	3957.706	1595.583	9.655
SV002	19987.862	61524.315	0.672	4097.599	1232.497	9.234
SV026	17293.046	52447.389	0.717	3628.570	982.909	9.099
SV022	17293.046	48225.019	0.961	4078.956	532.523	8.366

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

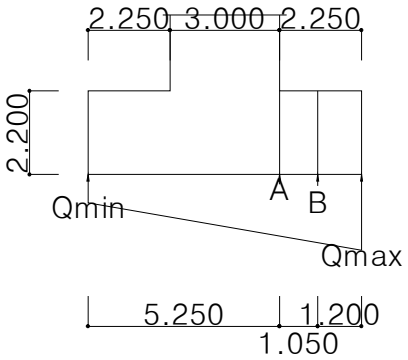
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

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

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SV001, SV002, SV026, SV022, UL001, UE002, UE002, UL022

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 2.200 x 7.500 x 25.000 = 495.000 kN

Ma = 2.421 x 2.200 x 7.500 x 25.000 x 2.421/2 = 1208.881 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.421² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.421² 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	3957.706	3195.213	3579.766	4522.483	10853.675	4027.483	9644.794
SV002	4097.599	3172.744	3639.183	4642.070	11105.043	4147.070	9896.162
SV026	3628.570	2774.551	3205.264	4100.300	9799.692	3605.300	8590.811
SV022	4078.956	2934.167	3511.527	4554.289	10835.558	4059.289	9626.677

※ 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	5840.823	4658.784	5254.930	6657.452	15962.533	6013.952	14390.988
UE002	5495.904	3935.069	4722.255	6130.895	14581.669	5635.895	13372.788
UE002	5495.904	3935.069	4722.255	6130.895	14581.669	5635.895	13372.788
UL022	4078.956	2934.167	3511.527	4554.289	10835.558	4059.289	9626.677

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7500.00	2200.00	2100.00	100.00	14390.99	6013.95

* 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 (2100.00 - 81.733) / 81.733 = 0.07408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 20385.380 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 29895.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.467]

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 = 20385.380 mm²

ρmin = Max(20385.380, 13500.000) / bd = 0.00129

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00190

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 (2100.00 - a/2) = 20992.166 kN.m

≥ Mu (= 14390.988 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.459]

* 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 √27 x 7500.00 x 2100.00 = 10911.920 kN

≥ Vu (= 6013.952 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H19 - 59.0 EA

    H19 - 32.0 EA = 26071.500 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2200.0 x 7500.0 = 24750.0 ㎟ < 26071.5 ㎟

    (26071.500 / 7.500) = 3476.200 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

    단면적대비 0.0020 이상

    사용철근량 : H19 - 59.0 EA

    H19 - 32.0 EA = 26071.500 ㎟

    필요철근량 : 0.0020 x 2200.0 x 7500.0 = 33000.0 ㎟ > 26071.500 ㎟

    (26071.500 / 7.500) = 3476.200 ㎟ > (1800㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800 ㎟ 보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 9896.162 \times 1000000 / [29895.300 \times (2100.000 - 315.563/3)]$

  $= 165.944$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x29895.300/7500.0 + 7x29895.300/7500.0 \times \sqrt{[(1 + 2x7500.0x2100.0/(7x29895.300)]}$

  $= 315.563$ ㎜

  사용철근량 = 29895.3 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

  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(㎜)

  Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 165.94) - 2.5 x 87.50 = 255.81 ㎜

  300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 165.94) = 379.65 ㎜

  습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

  Sa는 작은 값인 255.81 ㎜ 를 적용

  S = 7500.00 / 59.0 EA = 127.12 ≤ Sa (= 255.81 ㎜) ∴ 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	17731.085	51.493	321.973	20824.835	78093.131	435.256	축력최대
SVB04	14199.296	102.985	643.945	17293.046	64848.922	870.512	모멘트최대
SVB26	14199.296	102.985	643.945	17293.046	64848.922	870.512	편심최대
SVB22	14199.296	1479.994	12172.620	17293.046	64848.922	15428.607	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 7.500 \times 7.500 \times 2.200 \times 25.000 = 3093.750$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 7.500$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.200$ 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. [도.설(2008) 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	78093.131	435.256	20824.835	179.419	0.021	1.250	O.K
SVB04	64848.922	870.512	17293.046	74.495	0.050	1.250	O.K
SVB26	64848.922	870.512	17293.046	74.495	0.050	1.250	O.K
SVB22	64848.922	15428.607	17293.046	4.203	0.892	2.500	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$S.F = Mr/Mo \geq 2.00$ (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도.설(2008) 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	20824.835	12494.901	51.493	242.655	1.500	O.K
SVB04	17293.046	10375.828	102.985	100.751	1.500	O.K
SVB26	17293.046	10375.828	102.985	100.751	1.500	O.K
SVB22	17293.046	10375.828	1479.994	7.011	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. [도.설(2008) 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
SVB05	20824.835	77657.875	0.021	376.410	364.029	O.K
SVB04	17293.046	63978.410	0.050	319.813	295.051	O.K
SVB26	17293.046	63978.410	0.050	319.813	295.051	O.K
SVB22	17293.046	49420.316	0.892	526.861	88.003	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 경우SVB05, SVB04, SVB26, SVB22

※ 허용지지력은 ⑤에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

⑤ 지반의 허용연직지지력 산정 : Hansen식 사용

Qu = A' [c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br]

ϕ=0 일때, Qu = A' [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력(kN/m³)

A : 유효재하면적(m²)

q : 상재하중(kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), B' = B - 2eB

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수

Sc,Sq,Sr,Sc' : 기초의 형상계수

dc,dq,dr,dc' : 기초의 근입깊이계수

ic,iq,ir,ic' : 하중의 경사계수

gc,gq,gr,gc' : 지반계수

bc,bq,br,bc' : 기초저면 경사계수

註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.

si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

C = 0.000 kN/m² r1 = 20.000 kN/m³ r2 = 20.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 7.500 m q = 20.000 kN/m²

Φ = 15 + √15N = 42.386 , N = 50

Nq = exp(πtanΦ) tan² (45+Φ/2) = 90.360

Nc = (Nq-1) cotΦ = 97.909, 단 Φ=0 일때 Nc=5.14

Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ = 122.336

sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.923

sc' = 0.2 B/L = 0.200

sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.913

sr = 1 - 0.4 B/L = 1.000

dc = 1 + 0.4k = 1.053 , D/B>1 : k=tan-1(D/B) , D/B≤1 : k=D/B (rad)

dc' = 0.4k = 0.053

dq = 1 + 2tanΦ(1-sinΦ)² k = 1.026

dr = 1.000

gc = 1 - β/147 = 1.000

gc' = β/147 = 0.000

gq = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

gr = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

구 분	eB	B'	A'	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
SVB05	0.021	7.458	55.936	504567.114	3006.786	3.000
SVB04	0.050	7.399	55.495	498185.727	2992.381	3.000
SVB26	0.050	7.399	55.495	498185.727	2992.381	3.000
SVB22	0.892	5.716	42.867	331847.403	3870.643	2.000

註) Qa = Qu/A'/SF, 『도로교 표준시방서, 1996년』p622 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	26052.431	0.000	0.000	30074.306	112778.647	0.000	축력최대
ULB04	18459.084	133.881	837.129	22480.959	84303.596	1131.666	모멘트최대
UEB26	12779.366	123.582	772.734	15563.741	58364.029	1044.615	편심최대
ULB22	14199.296	1479.994	12172.620	17293.046	64848.922	15428.607	지진시
SVB05	17731.085	51.493	321.973	20824.835	78093.131	435.256	축력최대
SVB04	14199.296	102.985	643.945	17293.046	64848.922	870.512	모멘트최대
SVB26	14199.296	102.985	643.945	17293.046	64848.922	870.512	편심최대
SVB22	14199.296	1479.994	12172.620	17293.046	64848.922	15428.607	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.500 x 7.500 x 2.200 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.500 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.200 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	30074.306	112778.647	0.000	4009.907	4009.907	11.250
ULB04	22480.959	83171.930	0.050	3118.172	2876.750	11.099
UEB26	15563.741	57319.414	0.067	2186.591	1963.740	11.049
ULB22	17293.046	49420.316	0.892	3951.458	660.021	8.573
SVB05	20824.835	77657.875	0.021	2823.072	2730.217	11.187
SVB04	17293.046	63978.410	0.050	2398.594	2212.885	11.099
SVB26	17293.046	63978.410	0.050	2398.594	2212.885	11.099
SVB22	17293.046	49420.316	0.892	3951.458	660.021	8.573

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

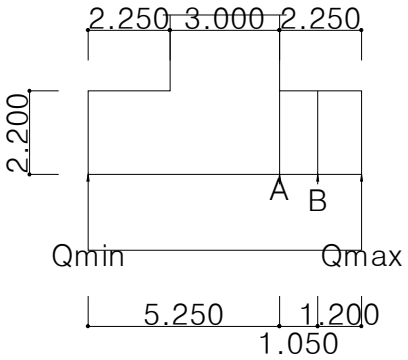
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

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

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SVB05, SVB04, SVB26, SVB22, ULB01, ULB04, UEB26, ULB22

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 2.200 x 7.500 x 25.000 = 495.000 kN

Ma = 2.421 x 2.200 x 7.500 x 25.000 x 2.421/2 = 1208.881 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.421² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.421² 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	2823.072	2793.099	2808.215	3378.772	8244.072	2883.772	7035.191
SVB04	2398.594	2338.647	2368.881	2860.485	6970.808	2365.485	5761.928
SVB26	2398.594	2338.647	2368.881	2860.485	6970.808	2365.485	5761.928
SVB22	3951.458	2888.982	3424.828	4425.771	10542.318	3930.771	9333.437

※ 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	4009.907	4009.907	4009.907	4811.889	11751.517	4168.389	10179.972
ULB04	3118.172	3040.241	3079.545	3718.630	9062.051	3075.130	7490.505
UEB26	2186.591	2114.655	2150.935	2602.516	6337.796	2157.016	5249.803
ULB22	3951.458	2888.982	3424.828	4425.771	10542.318	3930.771	9333.437

※ 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	2200.00	2100.00	100.00	10179.97	4168.39

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 16903.500 x 400.00 = 6761400.000

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 = 39.282 mm, c = 39.282 / β1 = 39.282 / 0.85 = 46.214 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2100.00 - 46.214) / 46.214 = 0.13332

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 14371.951 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 16903.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.176]

1단 : H19 - 59.0 EA (= 16903.5 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7500.0 x 1200.0 = 13500.000 mm²

As,req = 14371.951 mm²

ρmin = Max(14371.951, 13500.000) / bd = 0.00091

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00107

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.282 mm

ΦMn = 0.85 x 16903.500 x 400 x (2100.00 - a/2) = 11956.219 kN.m

≥ Mu (= 10179.972 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.174]

* 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 √27 x 7500.00 x 2100.00 = 10911.920 kN

≥ Vu (= 4168.389 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H25 - 59.0 EA

    H25 - 30.0 EA = 45096.300 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2200.0 x 7500.0 = 24750.0 ㎟ < 45096.3 ㎟

    (45096.300 / 7.500) = 6012.840 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

    단면적대비 0.0020 이상

    사용철근량 : H25 - 59.0 EA

    H25 - 30.0 EA = 45096.300 ㎟

    필요철근량 : 0.0020 x 2200.0 x 7500.0 = 33000.0 ㎟ < 45096.300 ㎟

    (45096.300 / 7.500) = 6012.840 ㎟ > (1800㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800 ㎟ 보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 7035.191 \times 1000000 / [16903.500 \times (2100.000 - 242.120/3)]$

  $= 206.110$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x16903.500/7500.0 + 7x16903.500/7500.0 \times \sqrt{[(1 + 2x7500.0x2100.0/(7x16903.500)]}$

  $= 242.120$ ㎜

  사용철근량 = 16903.5 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

  1단 : H19 - 59.0 EA (= 16903.5 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 ㎜

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

  Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 206.11) - 2.5 x 90.50 = 155.83 ㎜

  300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 206.11) = 305.66 ㎜

  습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

  Sa는 작은 값인 155.83 ㎜ 를 적용

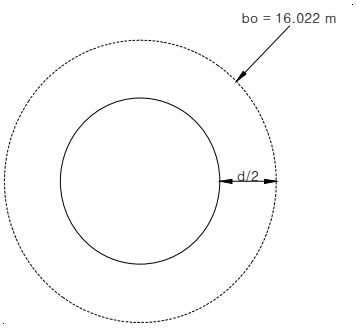
  S = 7500.00 / 59.0 EA = 127.12 ≤ Sa (= 155.83 ㎜) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(뚫림) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -26052.431 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 16.022 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

ks = $(300 / d)^{0}.25$ = $(300 / 2100)^{0}.25$ = 0.615

kbo = $4/\sqrt{(\alpha s \times bo / d)} \leq 1.25$

= $4/\sqrt{(1.00 \times 16022 / 2100)} \leq 1.25$ = 1.25

αs = 1.00 (내부기둥)

fte = $0.21 \times \sqrt{(Fck)}$ = $0.21 \times \sqrt{(27.0)}$ = 1.091 MPa

fcc = $(2 / 3) \times fck$ = $(2 / 3) \times 27.0$ = 18.000 MPa

$\cot\Psi$ = $(\sqrt{(fte \times (fte + fcc))}/fte$

= $(\sqrt{(1.091 \times (1.091 + 18.000))}/1.091$ = 4.183

cu = $d \times [25 \times \sqrt{(\rho / fck)} - 300 \times (\rho / fck)]$

= $d \times [25 \times \sqrt{(0.005/27.0)} - 300 \times (0.005 / 27.0)$ = 597.8 mm

vc = $ks \times kbo \times fte \times \cot\Psi \times (Cu / d)$

= $0.615 \times 1.250 \times 1.091 \times 4.183 \times (597.8 / 2100)$ = 0.998 MPa

Vc = $vc \times bo \times d$

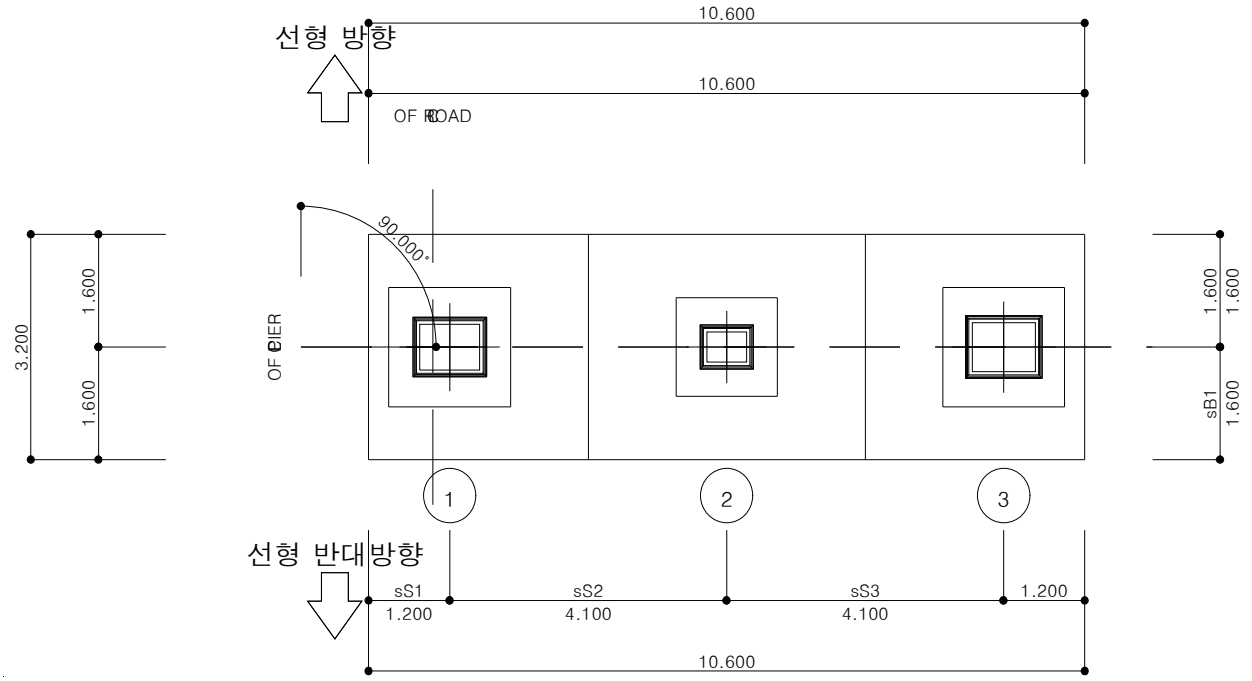
= $998.426 \times 16.022 \times 2.100$

= 33593.493 kN

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.80×33593.493 = 26874.795 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 70.000 = 550.000 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	550.000	647.000	887.000	1276.500	O.K
2	550.000	427.000	587.000	1386.500	O.K
3	550.000	693.000	933.000	1253.500	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	7000.000	6164.410	O.K	727.400	520.391	O.K
SHOE 2	3000.000	2771.867	O.K	324.000	216.374	O.K
SHOE 3	8000.000	7088.927	O.K	810.500	584.084	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	6164.410	575.217	384.398	2487.000	1847.000	
2	2771.867	192.841	222.302	2187.000	2477.000	
3	7088.927	640.922	435.706	2533.000	1893.000	

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	10026.268	11613.000	O.K	7532.969	10838.800	O.K
2	4151.194	9290.400	O.K	4314.864	8516.200	O.K
3	11274.191	11613.000	O.K	8438.793	10838.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	3195.652	16617.000	O.K	2135.543	16617.000	O.K
2	1071.341	14325.000	O.K	1235.012	14325.000	O.K
3	3560.675	16617.000	O.K	2420.589	16617.000	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 3

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 7088.927 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 4913.732 x 0.150 / 1.15 = 640.922 kN

  Hx2 = 584.084 / 1.33 = 439.161 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 640.922 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 12.600 / 4.100 = 3.073 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (12.600 / 4.100)] x 4.100 = 13.9 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 13.880 x 120.120 / 2 / 3EA / 1.25 = 222.302 kN

  Hy2 = 579.489 / 1.33 = 435.706 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 435.706 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 693.000 mm b1y = 933.000 mm

b2x = 1600.000 mm b2y = 1200.000 mm

bcx = 2 x b2x = 3200.000 mm < 5 x b1x = 3465.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2400.000 mm < 5 x b1y = 4665.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 693.000/3200.000) x 7088.927 x 10^3 /180.000

= 7713.516 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 933.000/2400.000) x 7088.927 x 10^3 /180.000

= 6018.204 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 640.922 x 10^3 / 180.000

= 3560.675 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 435.706 x 10^3 / 180.000

= 2420.589 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 693.000 + 1200.000 = 1893.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 933.000 + 1600.000 = 2533.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 6018.204 + 2420.589 = 8438.793 mm²

  Bxo = 1893.000 mm 범위내에서 H22 - 28 EA

  As = 387.100 x 28 = 10838.800 mm² ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 7713.516 + 3560.675 = 11274.191 mm²

  Byo = 2533.000 mm 범위내에서 H22 - 30 EA

  As = 387.100 x 30 = 11613.000 mm² ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 3

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 435.706 x 10^3 / 180.000 = 2420.589 mm²

사용철근 : H19 - 28 EA + H19 - 30 EA

As = 286.500 x 28 + 286.500 x 30 = 16617.000 mm² ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 640.922 x 10^3 / 180.000 = 3560.675 mm²

사용철근 : H19 - 28 EA + H19 - 30 EA

As = 286.500 x 28 + 286.500 x 30 = 16617.000 mm² ∴ O.K

내진해석

목　　차

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

2. 단면특성
   2.1 상부구조
   2.2 하부구조
   2.3 받침상수

3. 구조해석
   3.1 모델링

4. 고유치 해석결과
   4.1 주기 및 진동수
   4.2 질량참여율
   4.3 모드형상

5. 입력파형의 정의

6. 내진해석결과
   6.1 받침부재력
   6.2 기둥부재력

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : Steel Box 거더교

1.2 해석 대상 교량 총연장 :
170.240 m

1.3 교 폭 : 12.60 m

1.4 교각형식
T형 교각

1.5 교각기초형식 : 말뚝기초

1.6 내진설계상수
(1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 pp.456)
(2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 pp.456)
(3) 위험도계수 : I = 1.4 (도로교 설계기준 pp.456)
(2) 가속도계수 : A = 0.154 (도로교 설계기준 pp.455)
(3) 지반계수 : S = 1.5 (지반종류 2 , 도로교 설계기준 pp.457)
(4) 응답수정계수 (도로교 설계기준 p.458)
(5) 고유치 해석방법 : Ritz Vector
(6) 받침형식 : 에너지분산받침

1.7 해석방법

(1) 해석방법 선정
비선형 시간이력 해석
(2) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델
(1) 사용프로그램 : SAP2000
(2) 모델링 : Frame요소사용
(3) 질량산정 : 1,2차 고정하중 및 자중을 각 요소에
분포질량으로 입력

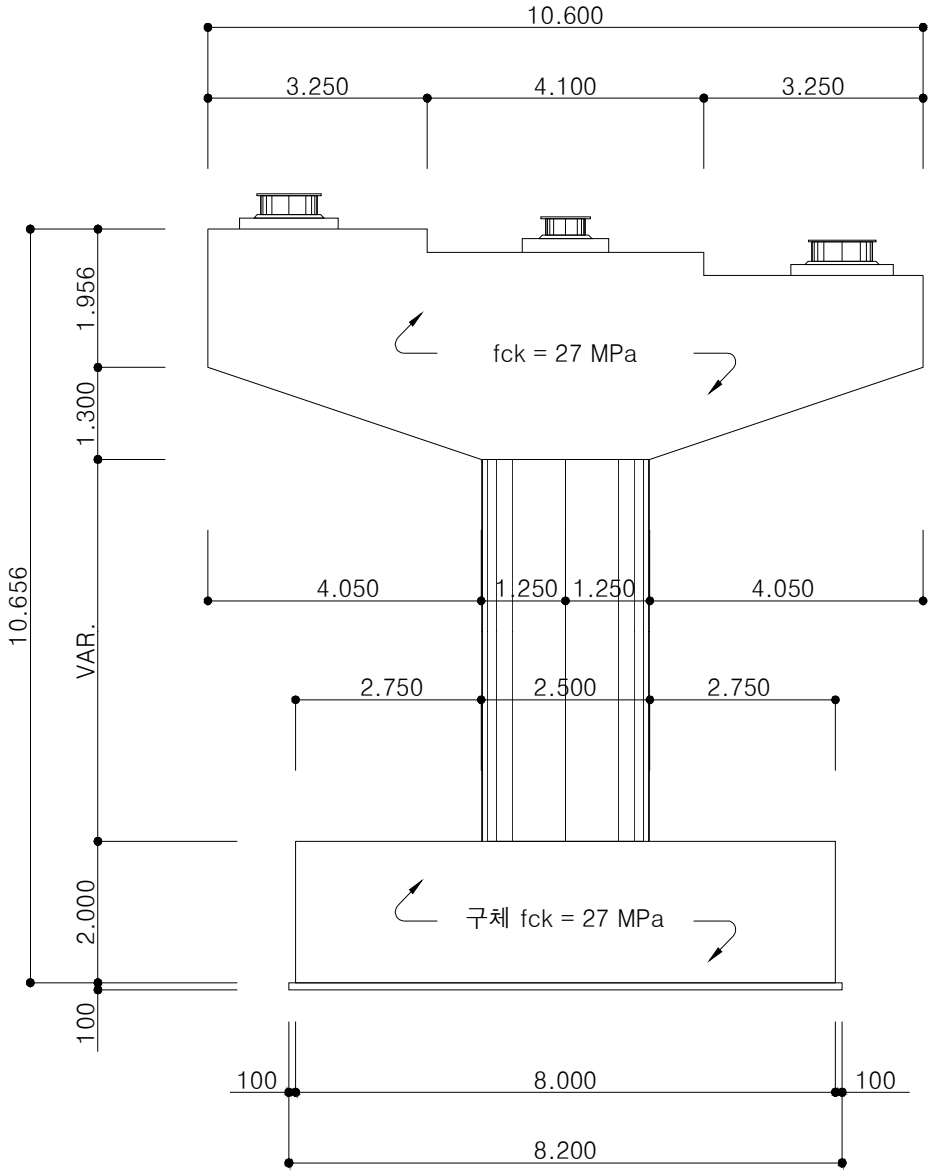
2. 단면특성

2.1 상부구조

: 상부구조는 Steel Box거더교로 이루어져 있으며 교폭은 12.60m이다.

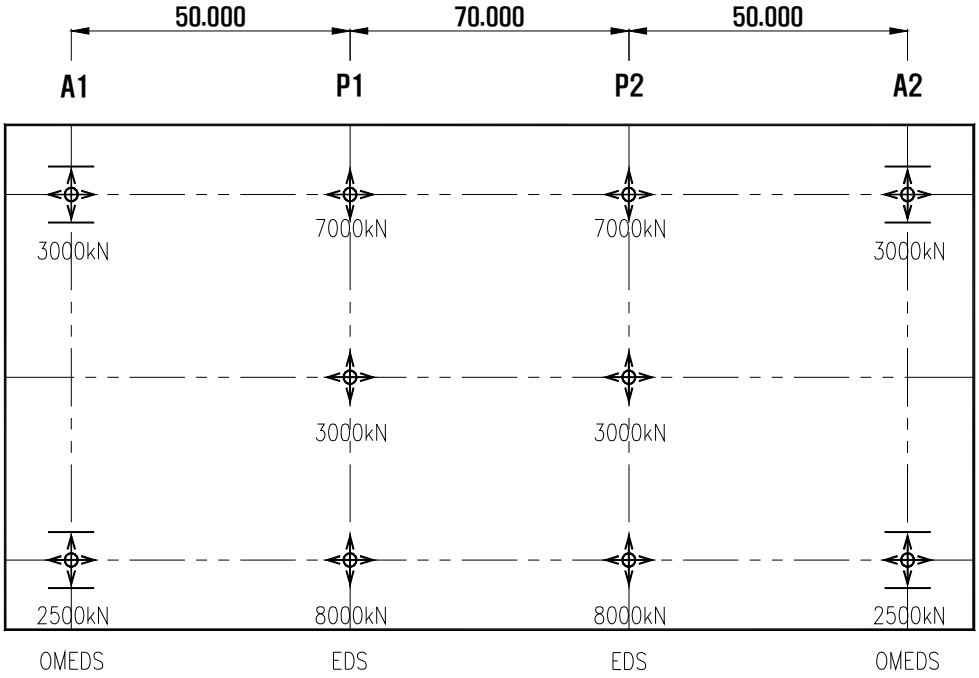
2.2 하부구조

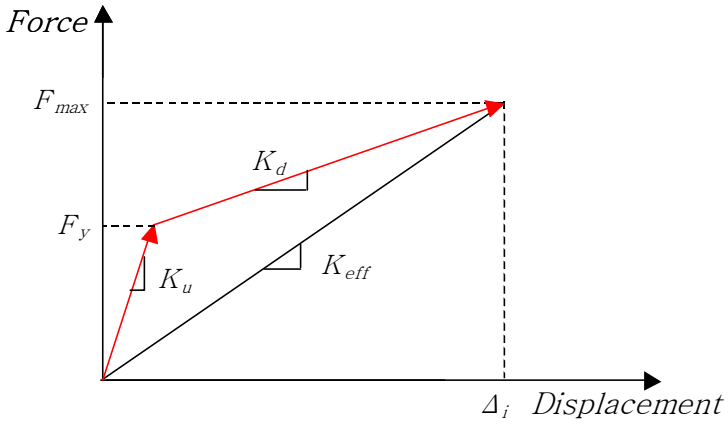
: 하부구조는 T형교각으로 구성되어져 있으며 개략적인 제원은 다음과 같다.



2.3 적용 받침 특성

1) 받침배치





Characteristics of Bilinear Isolation Bearing

F_y = *Yield force*
F_{max} = *Maximum force*
K_d = *Post-elastic stiffness*
K_u = *Elastic stiffness*
K_{eff} = *Effective stiffness*
Δ_i = *Maximum bearing displacement*

3) 받침 특성치

* * SAP200 Non-Liner Link-PROPERTY

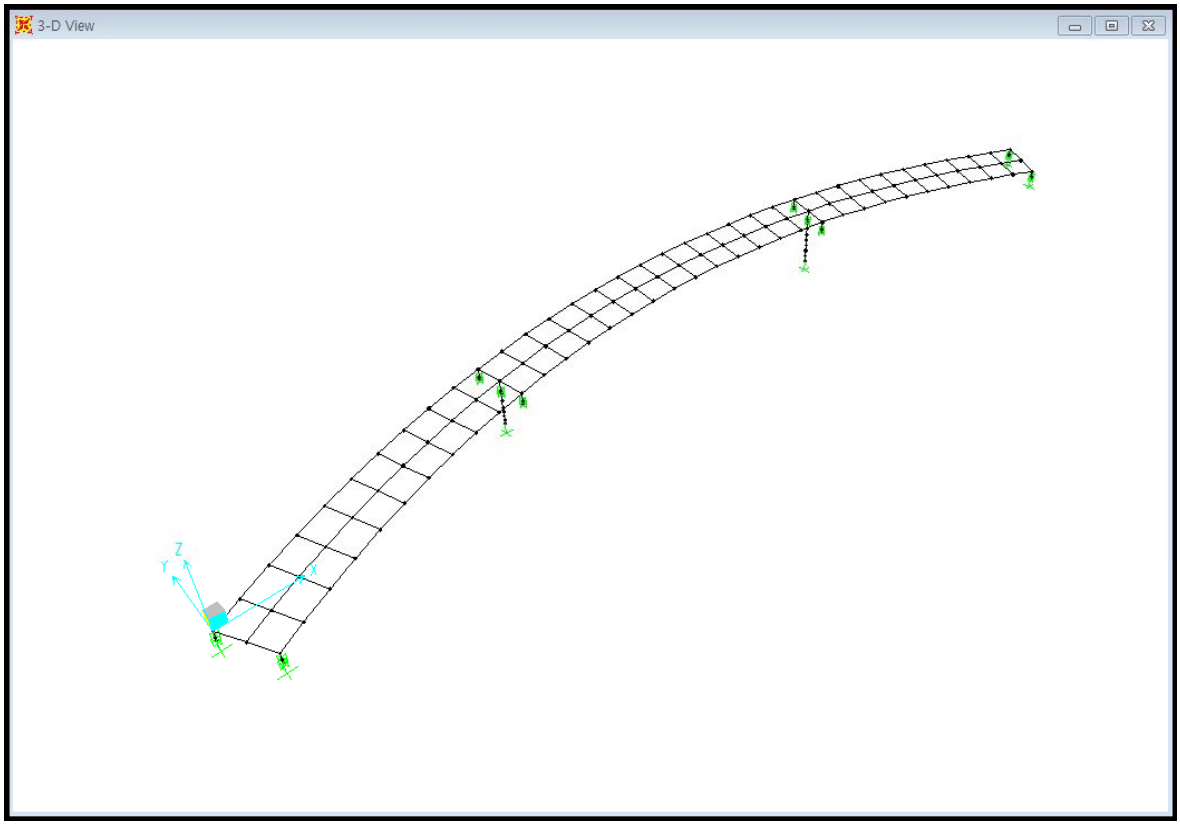
NAME=A2500 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+08 CE=0
DOF=U2 KE=1511 CE=0 K=95156 YIELD=76 RATIO=0
DOF=U3 KE=5186 CE=0 K=95156 YIELD=76 RATIO=.03863
NAME=A3000 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+08 CE=0
DOF=U2 KE=1984 CE=0 K=124964 YIELD=99 RATIO=0
DOF=U3 KE=5659 CE=0 K=124964 YIELD=99 RATIO=.02941
NAME=3000 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+08 CE=0
DOF=U2 KE=5745 CE=0 K=130343 YIELD=103 RATIO=.0282
DOF=U3 KE=5745 CE=0 K=130343 YIELD=103 RATIO=.0282
NAME=7000 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+08 CE=0
DOF=U2 KE=13152 CE=0 K=388913 YIELD=309 RATIO=.01794
DOF=U3 KE=13152 CE=0 K=388913 YIELD=309 RATIO=.01794
NAME=8000 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+08 CE=0
DOF=U2 KE=14654 CE=0 K=433361 YIELD=344 RATIO=.01794
DOF=U3 KE=14654 CE=0 K=433361 YIELD=344 RATIO=.01794

3. 구조해석

3.1 MODELING

RAMP-D교의 기본적인 모델링은 상부 및 하부구조물은 FRAME요소를 이용하였고,
하부구조와 상부구조를 연결하는 교량받침의 특성에 대해서 SAP2000에서 정의하는
NLLink 라는 요소를 사용하였다.

1) 교량전체 모델



4. 고유치 해석결과

아래의 모드형상에서 알 수 있는 것처럼 1차 모드는 상판의 교축방향 병진모드 2차 모드는 상판의 교축직각방향 병진모드를 나타나고 있다. 전체적으로 교량의 기본적인 거동을 잘 표현하고 있다 판단된다.

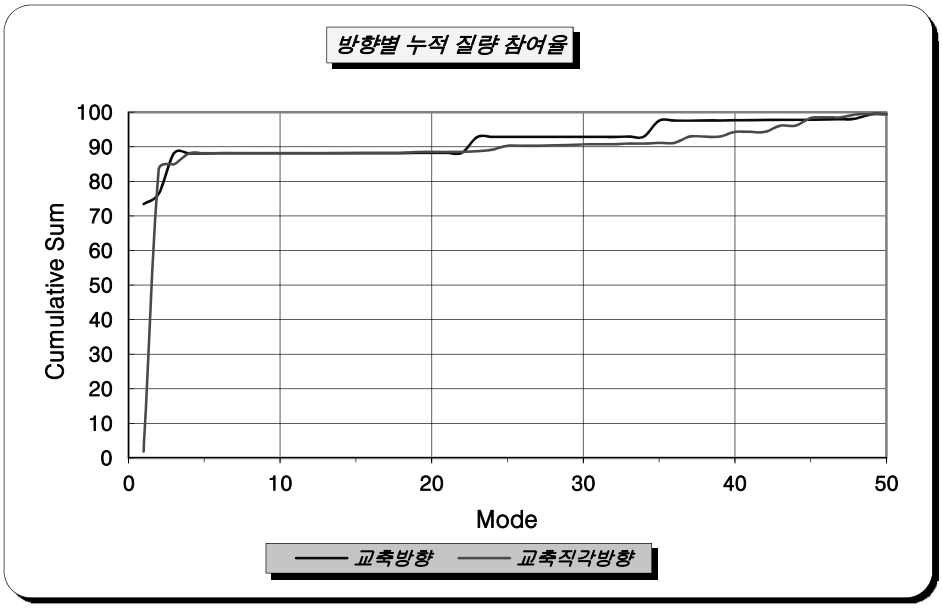
4.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	PERIOD	FREQUENCY		EIGENVALUE	비고
	(TIME)	(CYC/TIME)	(RAD/TIME)	(RAD/TIME)**2	
1	1.2422	0.8050	5.06	25.58	
2	1.1942	0.8374	5.26	27.68	
3	1.0710	0.9337	5.87	34.42	
4	0.8652	1.1558	7.26	52.74	
5	0.8388	1.1922	7.49	56.11	
6	0.5015	1.9940	12.53	156.97	
7	0.4821	2.0743	13.03	169.87	
8	0.4450	2.2474	14.12	199.39	
9	0.3756	2.6621	16.73	279.78	
10	0.2786	3.5892	22.55	508.57	
11	0.2695	3.7100	23.31	543.40	
12	0.2412	4.1461	26.05	678.63	
13	0.2364	4.2304	26.58	706.50	
14	0.2190	4.5652	28.68	822.77	
15	0.2171	4.6072	28.95	837.98	
16	0.2057	4.8606	30.54	932.69	
17	0.1738	5.7536	36.15	1306.90	
18	0.1643	6.0878	38.25	1463.14	
19	0.1470	6.8018	42.74	1826.42	
20	0.1401	7.1386	44.85	2011.79	
21	0.1271	7.8690	49.44	2444.56	
22	0.1266	7.9014	49.65	2464.75	
23	0.1198	8.3464	52.44	2750.13	
24	0.1171	8.5391	53.65	2878.60	
25	0.1132	8.8335	55.50	3080.54	
26	0.1017	9.8284	61.75	3813.54	
27	0.0988	10.1228	63.60	4045.37	
28	0.0977	10.2307	64.28	4132.07	
29	0.0859	11.6410	73.14	5349.88	
30	0.0839	11.9198	74.89	5609.12	
31	0.0792	12.6199	79.29	6287.37	
32	0.0744	13.4376	84.43	7128.61	
33	0.0713	14.0157	88.06	7755.13	
34	0.0683	14.6383	91.97	8459.38	
35	0.0629	15.8877	99.83	9965.07	
36	0.0628	15.9280	100.08	10015.71	
37	0.0593	16.8533	105.89	11213.23	
38	0.0530	18.8813	118.63	14074.13	
39	0.0485	20.6095	129.49	16768.49	
40	0.0455	22.0001	138.23	19107.65	
41	0.0396	25.2580	158.70	25185.98	
42	0.0378	26.4277	166.05	27572.63	
43	0.0337	29.6724	186.44	34758.75	
44	0.0272	36.7707	231.04	53378.18	
45	0.0239	41.7964	262.61	68966.34	
46	0.0218	45.9475	288.70	83345.64	
47	0.0188	53.3295	335.08	112278.19	
48	0.0136	73.3010	460.56	212119.12	
49	0.0111	90.0722	565.94	320288.65	
50	0.0091	110.3895	693.60	481077.61	

4.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.

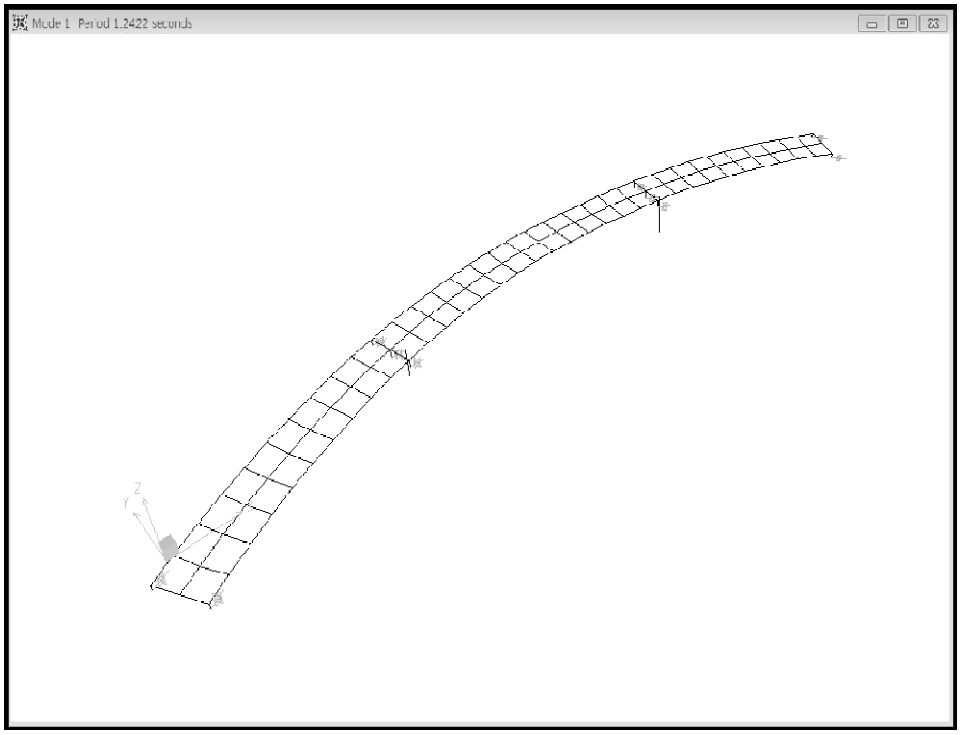


< 질량참여율 >

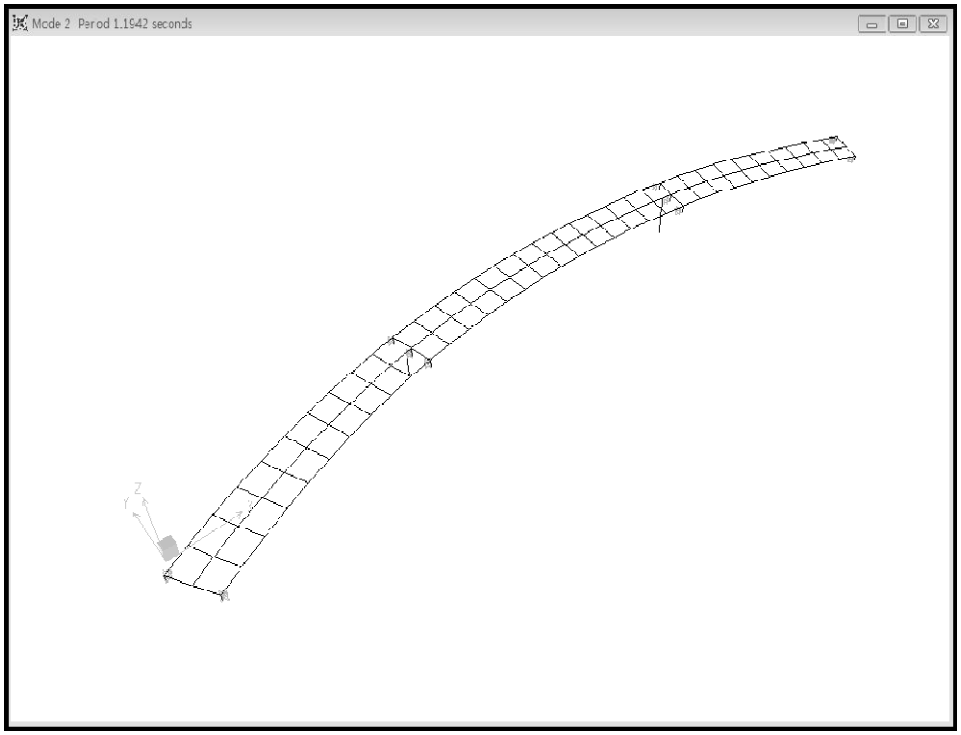
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.242	73.403	1.850	0.000	73.403	1.850	0.000
2	1.194	3.058	81.622	0.000	76.462	83.472	0.000
3	1.071	11.642	1.438	0.000	88.104	84.910	0.000
4	0.865	0.002	3.141	0.047	88.105	88.051	0.047
5	0.839	0.001	0.047	1.308	88.107	88.098	1.355
6	0.501	0.011	0.001	0.000	88.118	88.098	1.355
7	0.482	0.038	0.000	0.001	88.156	88.098	1.356
8	0.445	0.003	0.002	0.000	88.159	88.100	1.356
9	0.376	0.000	0.000	58.376	88.159	88.100	59.732
10	0.279	0.000	0.031	0.117	88.159	88.132	59.849
11	0.270	0.000	0.000	0.097	88.159	88.132	59.945
12	0.241	0.028	0.000	0.000	88.187	88.132	59.945
13	0.236	0.000	0.003	0.000	88.187	88.135	59.945
14	0.219	0.009	0.015	0.008	88.196	88.149	59.953
15	0.217	0.000	0.050	0.049	88.196	88.200	60.002
16	0.206	0.000	0.010	0.139	88.196	88.209	60.141
17	0.174	0.002	0.000	0.000	88.198	88.210	60.141
18	0.164	0.001	0.000	0.000	88.199	88.210	60.141
19	0.147	0.034	0.274	0.027	88.233	88.483	60.168
20	0.140	0.002	0.001	0.089	88.235	88.484	60.258
21	0.127	0.026	0.003	0.001	88.260	88.487	60.259
22	0.127	0.005	0.001	0.003	88.265	88.488	60.261
23	0.120	4.574	0.197	0.000	92.840	88.684	60.261
24	0.117	0.003	0.466	0.044	92.843	89.150	60.305
25	0.113	0.008	1.140	0.142	92.851	90.290	60.447
26	0.102	0.004	0.005	5.172	92.855	90.295	65.619
27	0.099	0.000	0.000	0.002	92.855	90.295	65.621
28	0.098	0.025	0.152	0.052	92.880	90.447	65.674
29	0.086	0.002	0.001	0.000	92.882	90.448	65.674
30	0.084	0.001	0.240	0.050	92.883	90.688	65.724
31	0.079	0.006	0.001	0.003	92.889	90.689	65.726
32	0.074	0.000	0.007	2.392	92.890	90.696	68.118
33	0.071	0.083	0.207	0.063	92.973	90.903	68.181
34	0.068	0.000	0.003	0.213	92.973	90.906	68.394
35	0.063	4.588	0.205	0.036	97.561	91.111	68.430
36	0.063	0.056	0.000	3.254	97.617	91.111	71.684
37	0.059	0.000	1.795	0.008	97.617	92.906	71.692
38	0.053	0.005	0.004	0.324	97.622	92.909	72.015
39	0.049	0.002	0.001	2.295	97.624	92.910	74.310
40	0.045	0.043	1.375	0.001	97.667	94.285	74.311
41	0.040	0.083	0.000	0.374	97.750	94.285	74.685
42	0.038	0.010	0.019	2.941	97.760	94.305	77.626
43	0.034	0.000	1.761	0.044	97.761	96.066	77.670
44	0.027	0.002	0.011	6.416	97.762	96.077	84.085
45	0.024	0.031	2.215	0.010	97.793	98.292	84.095
46	0.022	0.204	0.204	0.301	97.997	98.496	84.396
47	0.019	0.009	0.006	7.828	98.007	98.503	92.224
48	0.014	0.203	0.854	0.002	98.210	99.356	92.226
49	0.011	1.243	0.085	0.028	99.453	99.442	92.254
50	0.009	0.009	0.000	1.389	99.462	99.442	93.643

4.3 모드형상(Mode Shape)

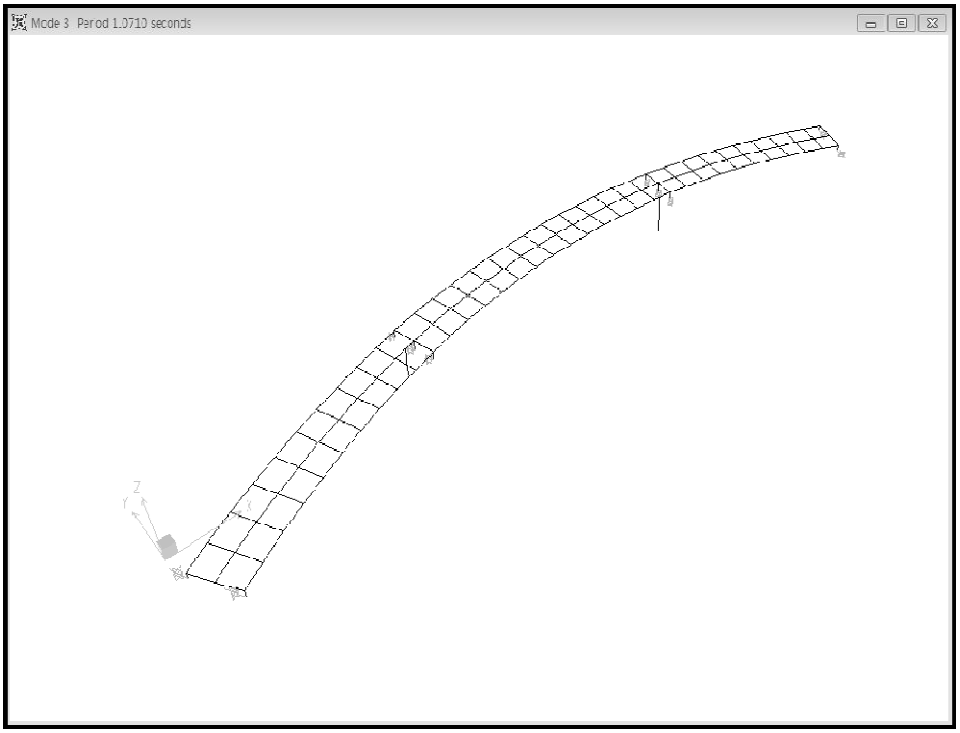
■ Mode 1 T = 1.2422 sec



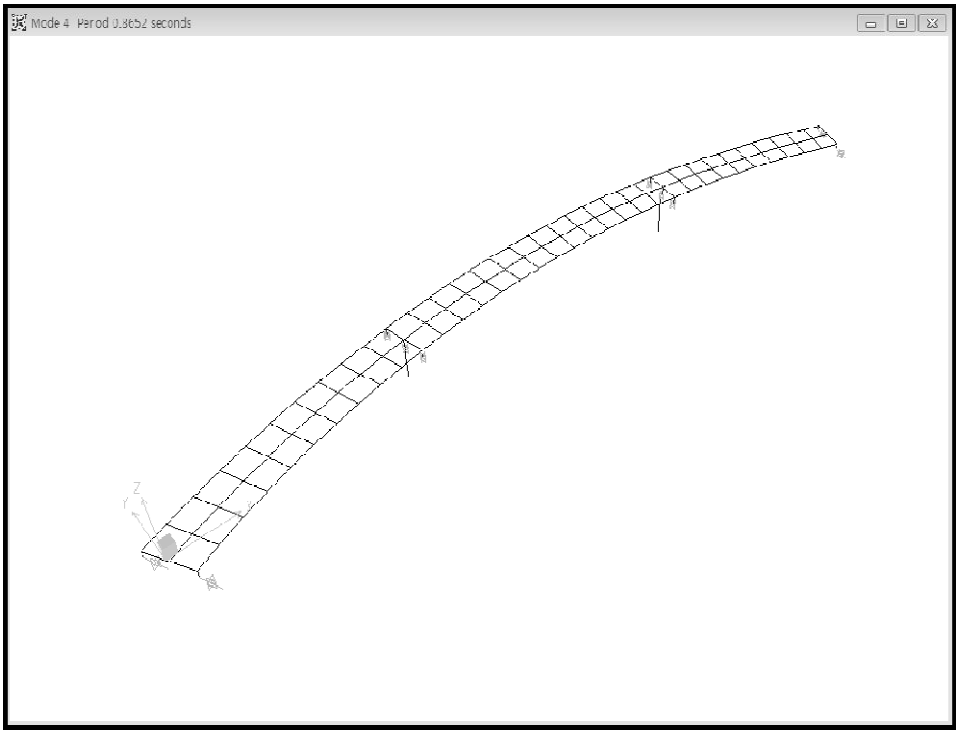
■ Mode 2 T = 1.1942 sec



■ Mode 3 T = 1.0710 sec



■ Mode 4 T = 0.8652 sec



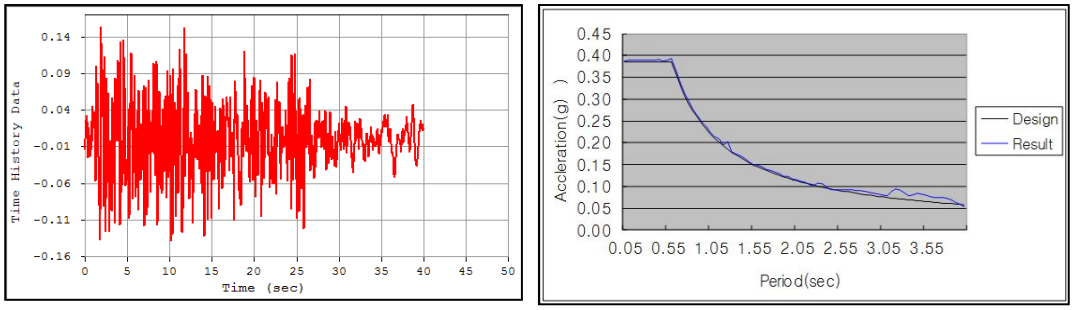
5. 입력파형의 정의

- 본 해석에서는 2005 도로교설계기준 6.10.7.5절의 세목에 준하여 인공지진파를 선택.수정한 후 해석에 이용하였다.
- 또한 설계기준 표 6.3.6에서 정의한 지반분류II에 부합하는 서로 다른 실제 지진기록으로부터 얻은 네 쌍의 수평지반운동 시간이력 성분을 이용하였으며, 주파수 조절을 통해 다음의 두 가지 기준을 만족하도록 하였다.
- 작성된 시간이력이 설계지반 응답스펙트럼에 부합되기 위한 작성된 시간이력의 평균 응답스펙트럼에 대한 기준

① 시간이력의 응답스펙트럼 값이 설계지반 응답스펙트럼값보다 낮은 주기의 수는 5개 이하이고 낮은 정도는 10% 이내이어야 한다.

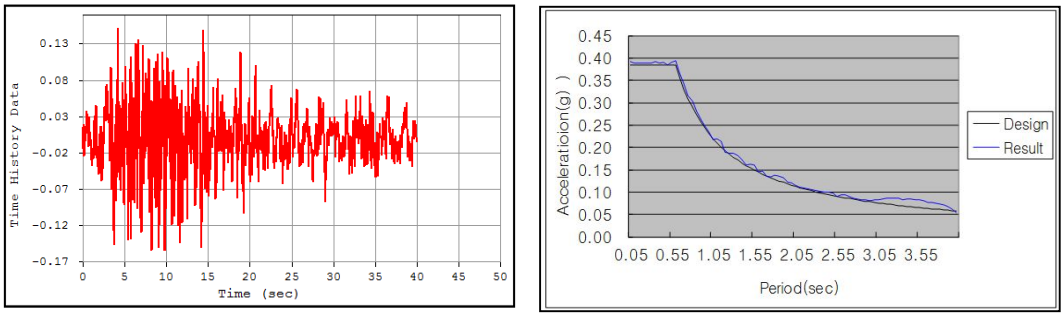
② 시간이력의 응답스펙트럼을 계산하는 주기의 간격은 스펙트럼 값의 변화가 10%이상 되지 않을 정도로 충분히 작아야 한다. (2005 도로교 설계기준 6.10.7.5를 적용)

1. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories (Pair1)



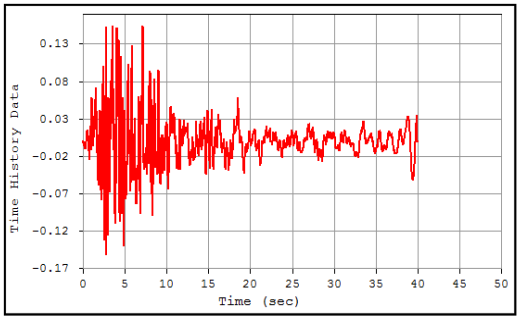
- The Name of Recorded Event : Imperial Valley 1979 Array 6 239°
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

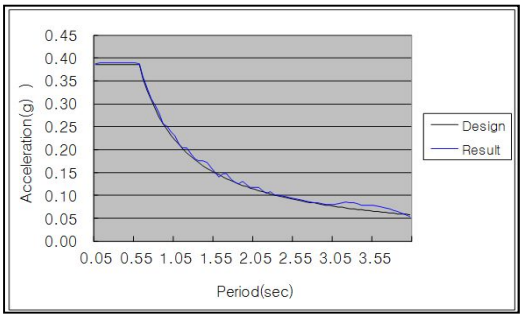
2. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories(Pair2)



- The Name of Recorded Event : Kern Country 1952 Taft S69° E
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

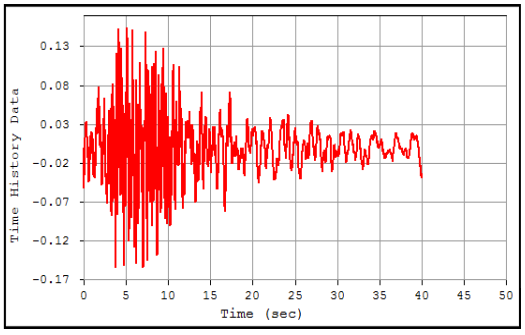
3. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories(Pair3)

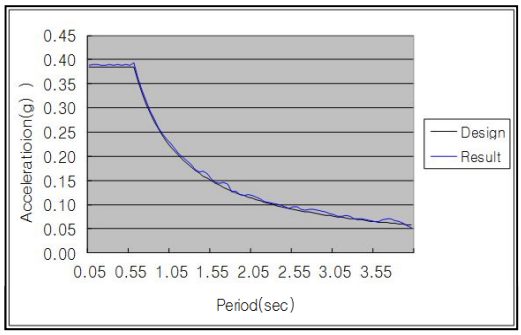




- The Name of Recorded Event : Loma Prieta Corralitos 0°
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

4. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories(Pair4)





- The Name of Recorded Event : Northridge 1994 0°
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

6. 2 내진해석 결과요약

1) 받침부재력

◎ 지진력의 조합

하중경우 1 : 1.0 × (종방향축의 해석) + 0.3 × (횡방향축의 해석)

하중경우 2 : 1.0 × (횡방향축의 해석) + 0.3 × (종방향축의 해석)

- 전단 설계력 (kN)

PIER NO	Element	COMB1		COM2		교량받침				비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	수평용량	검토	
A1	1	127.57	120.19	126.72	172.54	3000	M	320	O.K.	
	2	98.00	108.45	97.66	154.04	2500	M	296	O.K.	
P1	3	554.11	249.08	367.88	513.49	7000	M	727	O.K.	
	4	222.32	102.89	139.85	207.00	3000	M	324	O.K.	
	5	605.10	295.23	400.69	576.52	8000	M	811	O.K.	
P2	6	520.39	247.16	305.71	511.25	7000	M	727	O.K.	
	7	213.54	128.24	134.01	216.37	3000	M	324	O.K.	
	8	584.08	285.81	389.78	579.49	8000	M	811	O.K.	
A2	9	128.53	138.25	128.53	184.92	3000	M	320	O.K.	
	10	98.52	120.41	98.65	164.04	2500	M	296	O.K.	

※응답수정계수 나누기 전의 값임.

- 받침변위 (mm)

PIER NO	Element	COMB1		COM2		교량받침				비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	허용변위	검토	
A1	1	26.16	11.45	12.58	19.47	3000	M	60	O.K.	
	2	24.84	11.46	12.92	19.46	2500	M	60	O.K.	
P1	3	27.07	4.82	5.39	25.95	7000	M	60	O.K.	
	4	26.91	4.81	5.62	25.96	3000	M	60	O.K.	
	5	25.95	4.83	5.47	25.94	8000	M	60	O.K.	
P2	6	24.83	4.62	7.23	27.17	7000	M	60	O.K.	
	7	24.95	4.61	7.32	27.08	3000	M	60	O.K.	
	8	23.87	4.61	7.14	27.18	8000	M	60	O.K.	
A2	9	26.59	11.49	15.62	23.42	3000	M	60	O.K.	
	10	25.26	11.51	15.68	23.40	2500	M	60	O.K.	

2) 기둥부재력

구분		Frame	LOAD	축력(KN)	전단력(KN)	모멘트(KN-m	변위(m)	전단력(KN)	모멘트(KN-m	변위(m)
					V2	M3		V3	M2	
P1	상단	P1A	COMB1	2329.0	1601.3	4855.4	0.0016	646.8	3602.0	0.0009
		P1A	COMB2	2278.9	1128.6	3114.1	0.0009	1332.3	7439.5	0.0021
	하단	P1B	COMB1	2634.2	1468.8	8056.1		660.6	4763.1	
		P1B	COMB2	2579.3	1045.2	5387.9		1279.9	9788.8	
P2	상단	P2A	COMB1	2416.5	1666.6	5391.6	0.0056	669.9	3314.1	0.0026
		P2A	COMB2	2292.9	972.9	3044.8	0.0026	1365.0	7015.2	0.0062
	하단	P2B	COMB1	3095.3	1480.0	12172.6		573.3	5738.5	
		P2B	COMB2	3008.4	892.5	6943.2		1302.8	12319.3	

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.

$\Delta li = d + 0.6\Delta lt$

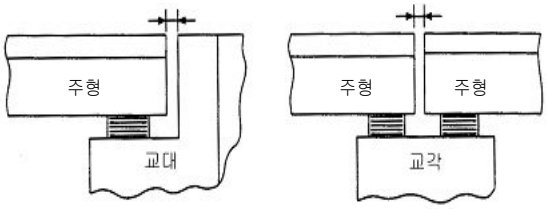
여기서, Δli : 상부구조의 여유간격
d : 지반에 대한 상부구조의 총변위 (di + dsub)
Δlt : 온도변화에 의한 이동량 (mm)
(Δls 와 Δlc 는 수축량이므로 고려하지 않음)

- 상부구조의 여유간격 검토

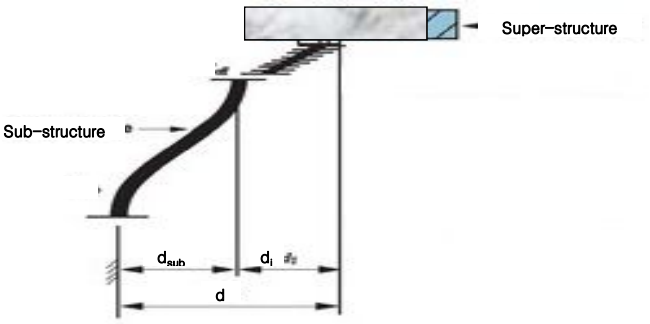
상부구조의 여유간격은 도로교설계기준 2.4.1.3 page.42에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다 커야 하며, 또한 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접상부구조 및 주요구조부재간의 충돌 가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

(단위:mm)

구 분	상부구조의 총변위 (d)			온도변위	여유간격	설치유간	검토결과
	받침변위	교각변위	상부변위				
	(di)	(dsub)	(di+dsub)	(Δlt)	(Δli)		
A1	26.2	0.0	26.2	51.0	46.6	170	O.K
A2	26.6	0.0	26.6	51.0	47.0	170	O.K



<그림> 상부구조의 여유간격



<그림> 지반에 대한 상부구조의 총변위 (d = di + dsub)