

계약번호	
문서번호	

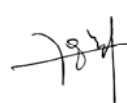
자료번호	
개정번호	

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간)
제5공구 노반 재설계
(시공10공구)

구 조 계 산 서(터널공)
(3차 현장 자문회의)

제 출 목 적	
	기 성 신 청
	검 토/승 인
	설 계 변 경
	기본설계준공
	실시설계준공
	시 공 준 공
○	기타보고용등

2017. 07.

확 인	작성자	검토자	승인자
	방경철 	구웅회 	최석운 

 한국철도시설공단

 시현기술단
SEOHYUN ENGINEERING

 SEO.YOUNG

 주식회사 동명기술공단

 (주)선구엔지니어링
SunKoo Engineering

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계
(시공10공구)

구 조 계 산 서(터널공)

(3차 현장 자문회의)

개 정 현 황					
00	2017.07.	3차 현장 자문회의 시행	방경철	구웅회	최석운
개정 번호	일 자	개 정 사 유	작 성	검 토	승 인

하리 터널

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계

1. 구조물 구조 계산서

2. 비탈면 설계

1. 구조물공

하 리 터 널



- 량기(현)277km200.00
- 토 피(FH) = 3.340 m
- 지반 조건 : 연암
- 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 7.270m × 10.5m, 사각 : 0°)

1. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 박스 (내공 : 7.268m × 10.5m, 사각 : 0°)

2) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 24.50 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

3) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (f_{ck}) = 30 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (E_c) = 28,600 MPa
- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa

4) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³

5) 지진계수

- 내진등급 : I 등급 (위험도 계수 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)

6) 과재하중 = 10.000 kN/m²

7) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0
- 정지토압계수 (K_0) = 0.500

8) 설계방법

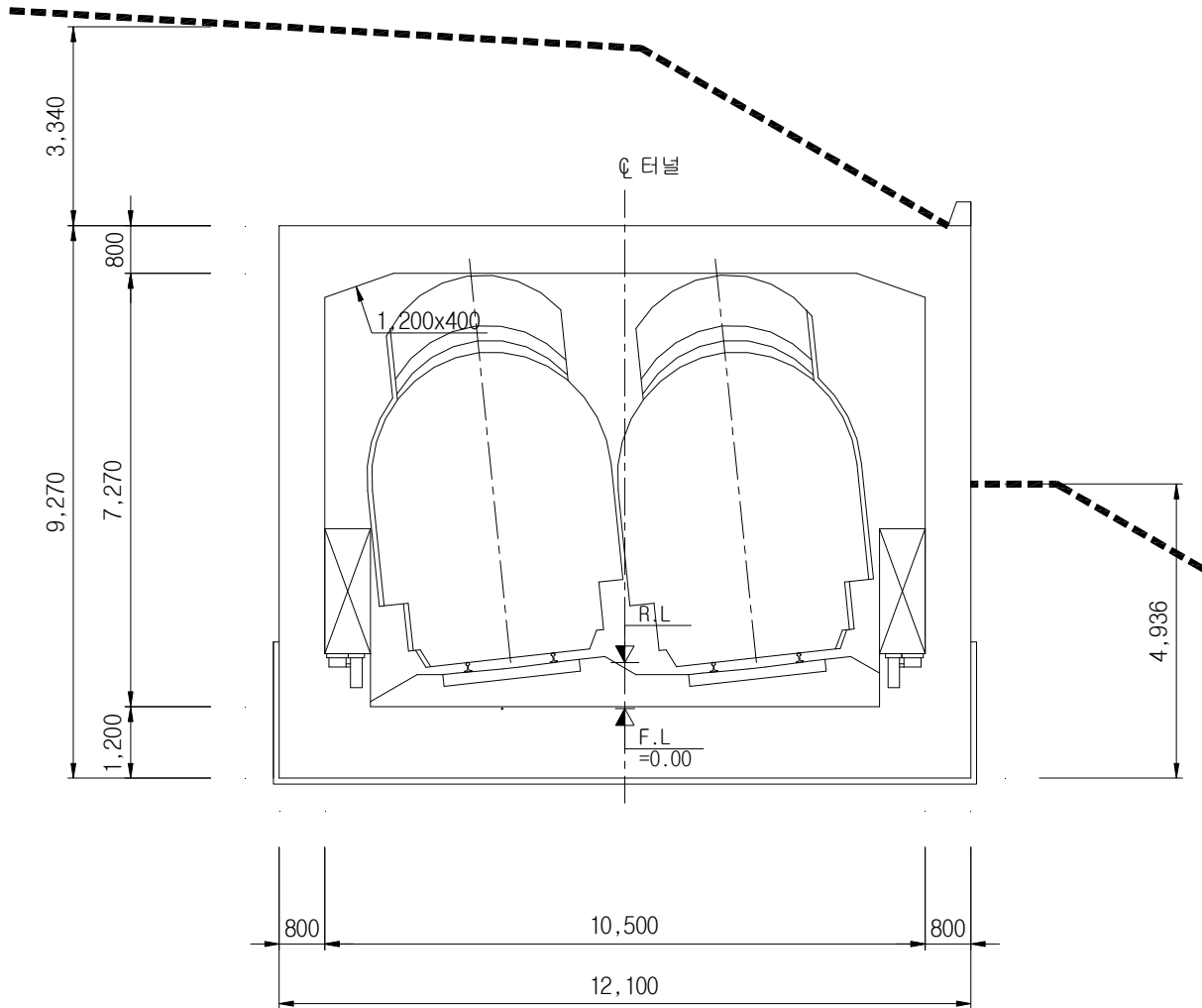
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (균열, 절점부보강 등)

9) 사용프로그램 : MIDAS CIVIL

10) 참고문헌

- 콘크리트 구조기준.해설 : 한국콘크리트학회(2012)
- 철도설계기준(노반편) : 국토교통부(2013)

2. 단 면 가 정



3. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

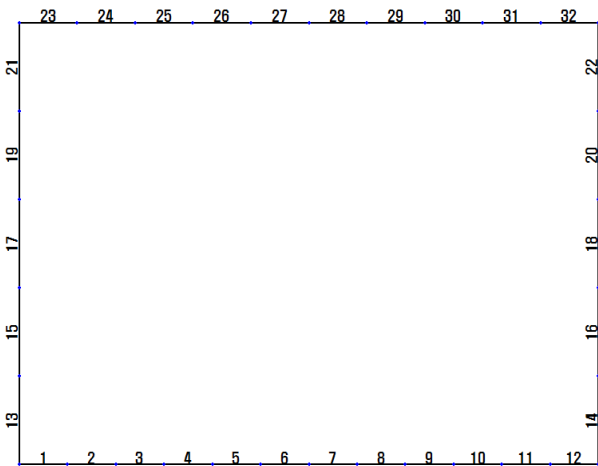
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 MIDAS를 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 스프링으로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



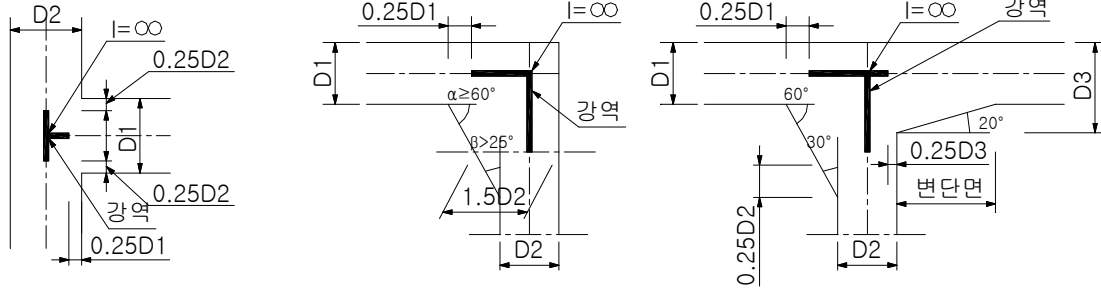
2) 절점 좌표

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	17	11.300	3.307
2	0.942	0.000	18	0.000	4.961
3	1.883	0.000	19	11.300	4.961
4	2.825	0.000	20	0.000	6.615
5	3.767	0.000	21	11.300	6.615
6	4.709	0.000	22	0.000	8.268
7	5.650	0.000	23	1.130	8.268
8	6.592	0.000	24	2.260	8.268
9	7.534	0.000	25	3.390	8.268
10	8.475	0.000	26	4.520	8.268
11	9.417	0.000	27	5.650	8.268
12	10.359	0.000	28	6.780	8.268
13	11.300	0.000	29	7.910	8.268
14	0.000	1.654	30	9.040	8.268
15	11.300	1.654	31	10.170	8.268
16	0.000	3.307	32	11.300	8.268

3) 단면 제원

NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부재
1	0.800 × 1.000 = 0.800	0.04267	13 ~ 32
2	1.200 × 1.000 = 1.200	0.14400	1 ~ 12

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우

(나) 변단면의 경우(1)

(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현차폭 (mm), H = 현차높이 (mm)

(1) 상부 슬래브 단부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D3 = 800 / 2 - 0.25 \times 1200 = 100 \text{ mm}$$

(2) 벽체 상단

$$D1 / 2 + H - 0.25 \times D1 = (800 / 2 + 400) - 0.25 \times 800 = 600 \text{ mm}$$

(3) 하부 슬래브 단부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 800 / 2 - 0.25 \times 1200 = 100 \text{ mm}$$

(4) 벽체 하단

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1200 / 2 - 0.25 \times 800 = 400 \text{ mm}$$

5) 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$\text{여기서, } K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E₀ : 지반탄성계수 (kN/m²)

$$\alpha = 4 \quad (\text{상시})$$

$$E_0 = 2,400,000 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{지반조사 보고서, 연암})$$

$$B_v = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.100 \times 12.100)} = 12.10 \text{ m}$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 4 \times 2,400,000 = 32,000,000 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{B \times B} = 32,000,000 \times (12.100 / 0.3)^{-3/4} = 1,999,410 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 0.67 K_{B \times B} = 0.67 \times 2,701,638 = 1,339,605 \text{ kN/m}^3$$

지반반력계수	계산식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (0.800/2 + 0.9417/2) = 1,741,186 \text{ kN/m}$	1, 23
Kv2	$K_v \times 0.9417 = 1,261,506 \text{ kN/m}$	2 ~ 22

4. 하 중 계 산

1) 구체자중(D) - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중(D)

① 고정하중

$$\begin{aligned} - \text{공동구 및 도상 하중} & : 0.888 \times 23.00 = 20.424 \text{ kN/m}^2 \\ - \text{상부 토사} & : 3.340 \times 19.00 = 63.460 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

3) 수평토압_상시(Hh)

$$\begin{aligned} K_o &= 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ = 0.5000 \\ W_{h1} &= 0.500 \times 19.00 \times 3.340 = 31.730 \text{ kN/m}^2 \\ W_{h2} &= 31.730 + 0.500 \times 19.00 \times 8.268 = 110.276 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4) 과재하중(Hv)

$$\begin{aligned} - \text{복토 상면에 과재하중 재하} & \quad \therefore \text{Total W11} = 10.000 \text{ kN/m}^2 \\ - \text{과재하중에 의한 수평토압} & \quad W12 = 0.500 \times 10.000 = 5.000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

5) 관성력(E)

$$\begin{aligned} - \text{구조물의 영구 변위를 허용하지 않는 것으로 간주하여 수평지진계수(kh)는 1.0A 적용} \\ - \text{지진구역계수} : 0.110 \quad - \text{위험도 계수} : 1.400 \\ \therefore \text{수평지진계수 kh} = 0.154 \\ - \text{상부 슬래브} : 0.800 \times 24.50 \times 0.154 = 3.018 \text{ kN/m}^2 \\ - \text{벽 체} : 0.800 \times 24.50 \times 0.154 = 3.018 \text{ kN/m}^2 \\ - \text{하부 슬래브} : 1.200 \times 24.50 \times 0.154 = 4.528 \text{ kN/m}^2 \\ - \text{공동구 및 도상} : 0.888 \times 23.00 \times 0.154 = 3.145 \text{ kN/m}^2 \\ - \text{상부 토사} : 3.340 \times 19.00 \times 0.154 = 9.773 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

6) 수평토압_지진시(E)

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

$$\phi (\text{뒷채움흙의 내부마찰각}) = 30.00^\circ \quad \beta (\text{벽배면과 연직면이 이루는 각}) = 0.00^\circ$$

$$i (\text{지표면과 수평면이 이루는 각}) : 3.28^\circ \quad \delta (\text{벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각}) : 0.00^\circ$$

$$\theta : \tan^{-1} [K_h / (1 - K_v)] = 8.755^\circ$$

$$\begin{aligned} K_E &= \frac{\cos^2 21.25}{\cos 8.75 \times \cos^2 0.00 \times \cos 8.75 \times [1 + \sqrt{\{(\sin 30.00 \times \sin 17.97) / (\cos 8.75 \times \cos 3.28)\}}]^2} \\ &= 0.4567 \end{aligned}$$

$$K_{EH} = K_E \times \cos \delta = 0.4567 \times \cos 0.00 = 0.4567$$

$$W_{e1} = 0.4567 \times (19.00 \times 3.340 + 10.000) = 33.549 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{e2} = 33.549 + 0.4567 \times 19.00 \times 8.268 = 105.293 \text{ kN/m}^2$$

$$P_e = (33.549 + 105.293) / 2 \times 8.268 = 573.974 \text{ kN/m}$$

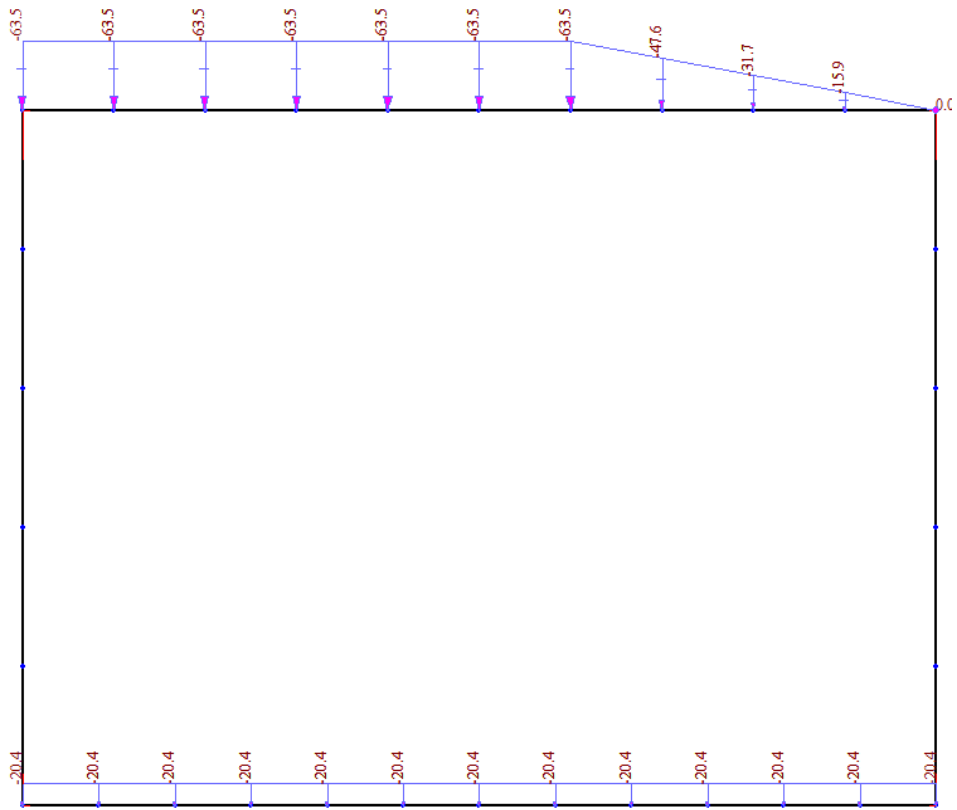
토압이 균등하게 분포되어 있는 것으로 가정하여 벽체 전 높이에 걸쳐 등분포 재하

$$W_e = 574.117 / 8.268 = 69.421 \text{ kN/m}^2$$

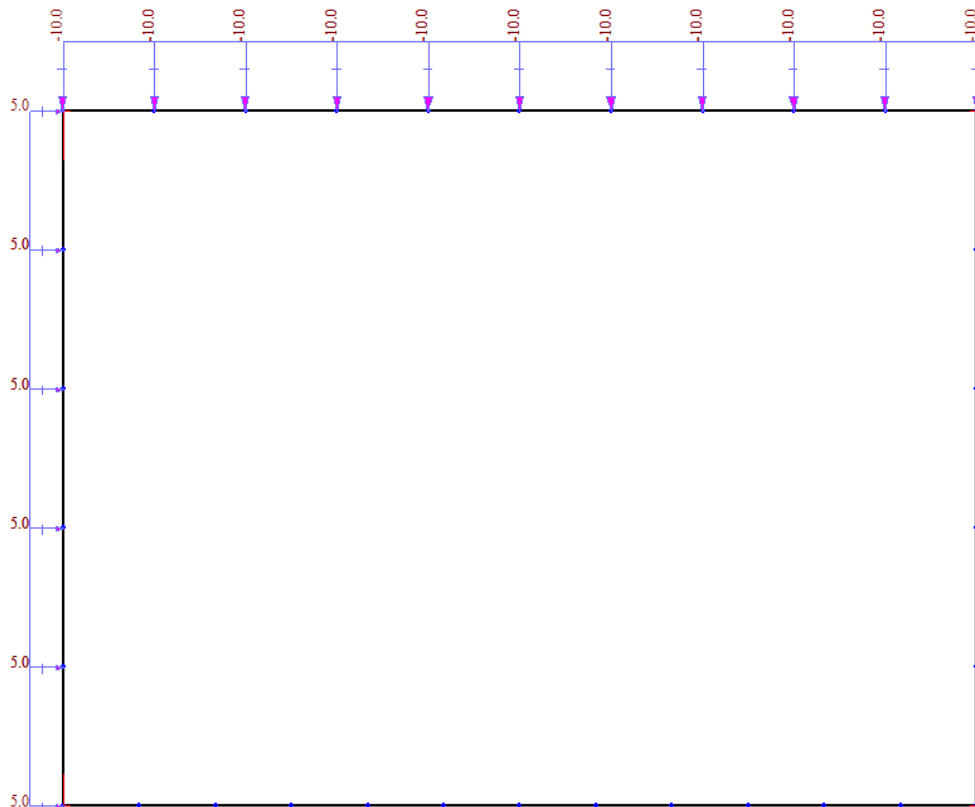
5. 하중 재하도 및 하중 조합

5.1 하중 재하도

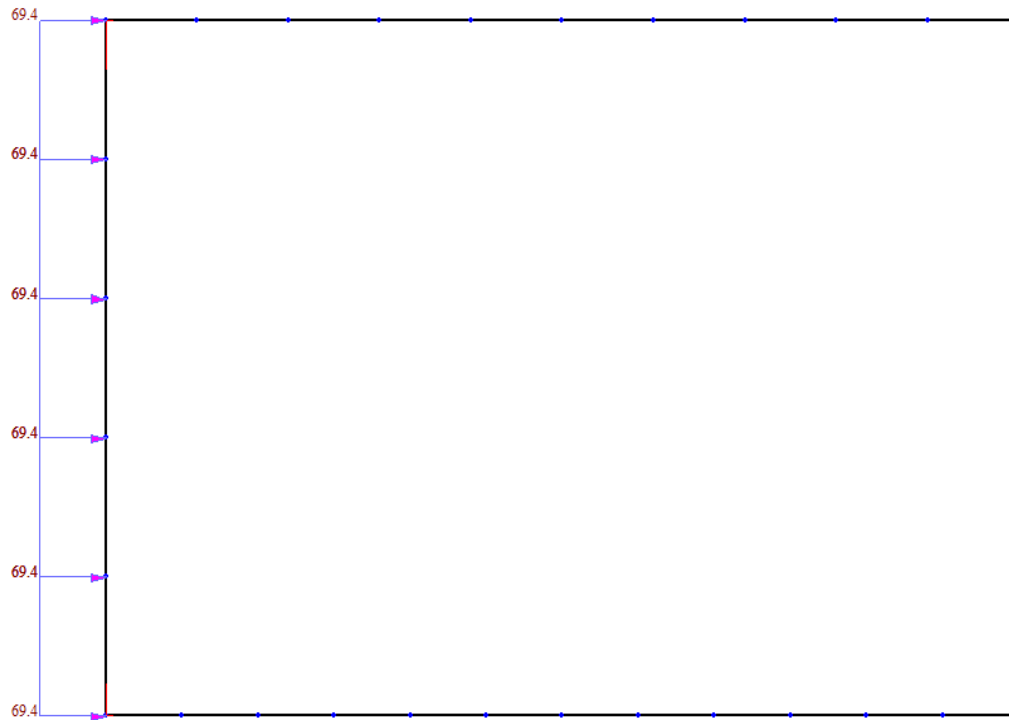
1) CASE1 - 고정하중(D)



2) CASE2 -과재하중(Hv)



5) CASE5 - 수평 토압_지진시(E)



5.2 하중 조합

1) 계수하중

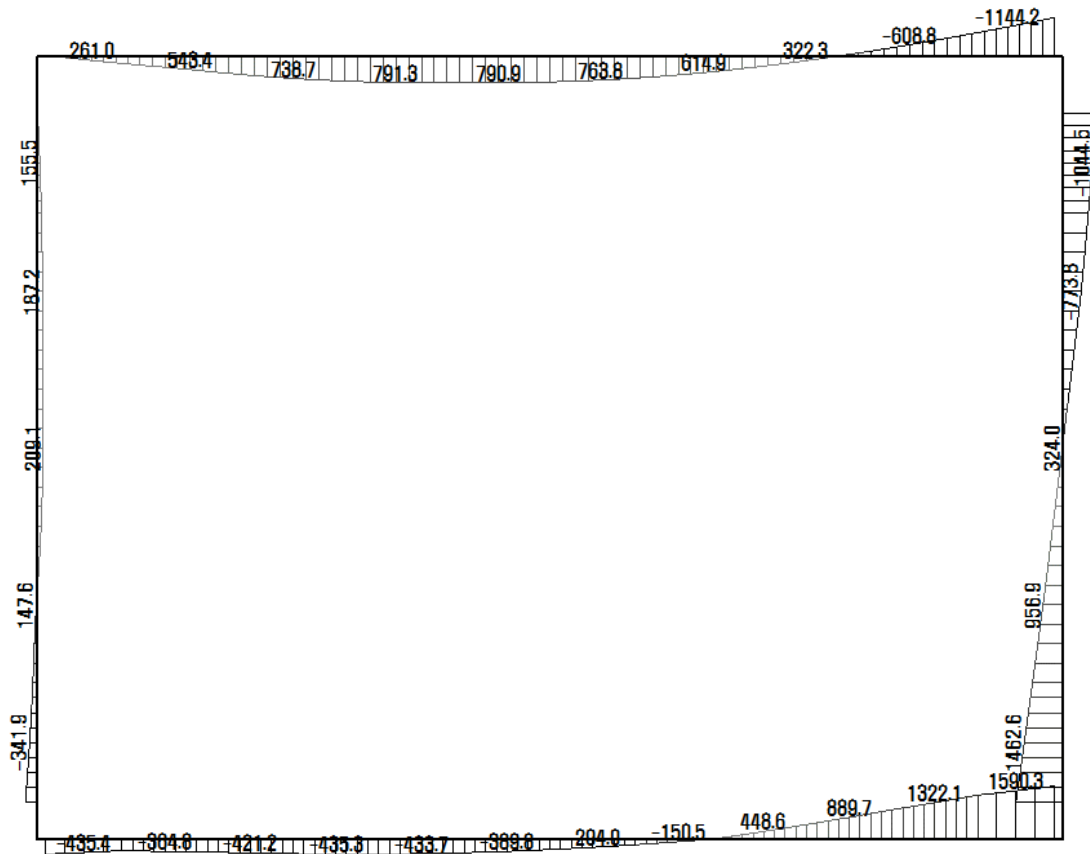
구 분	D	Hv	Hh	E
LC1	1.200	1.600	1.600	
LC2	1.200	1.600	0.800	
LC3	1.200	1.200		1.000
LC4	0.900	0.900		1.000

2) 사용하중

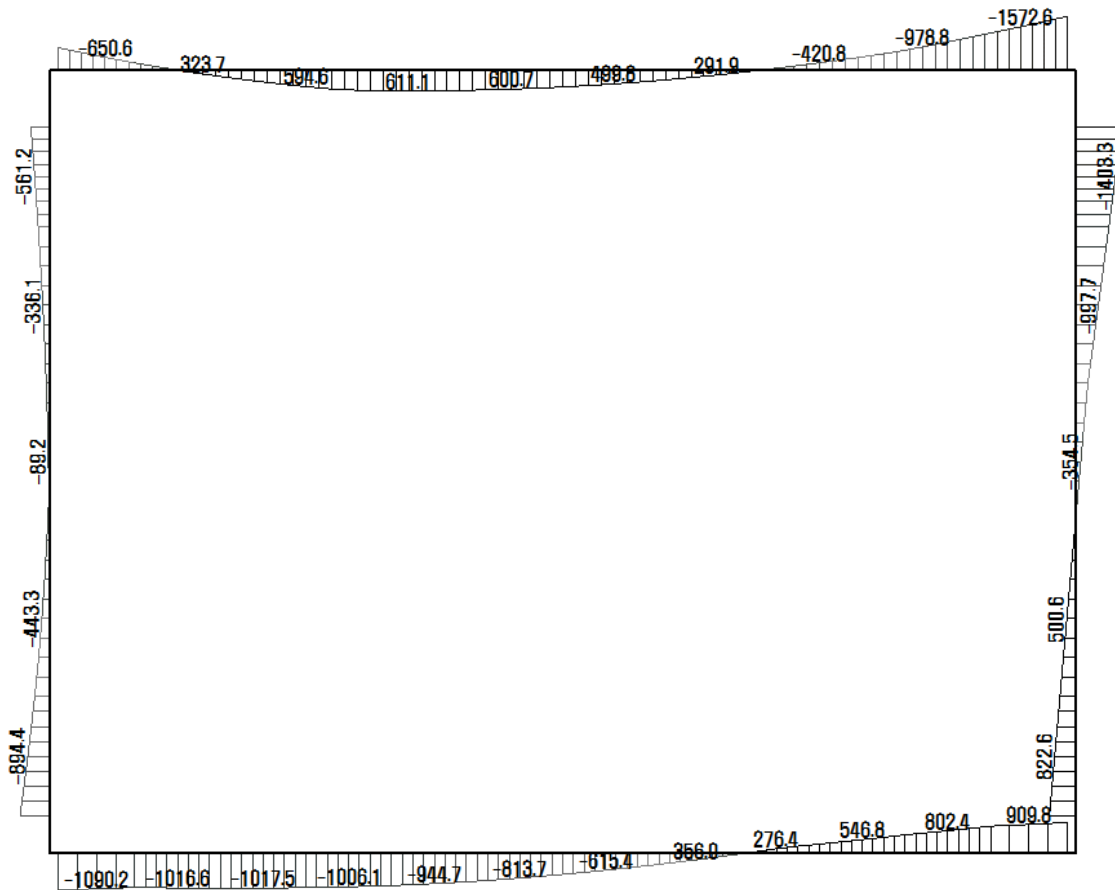
구 분	D	Hv	Hh	
LC1	1.000	1.000	1.000	
LC2	1.000	1.000	0.500	

6. 단면력정리

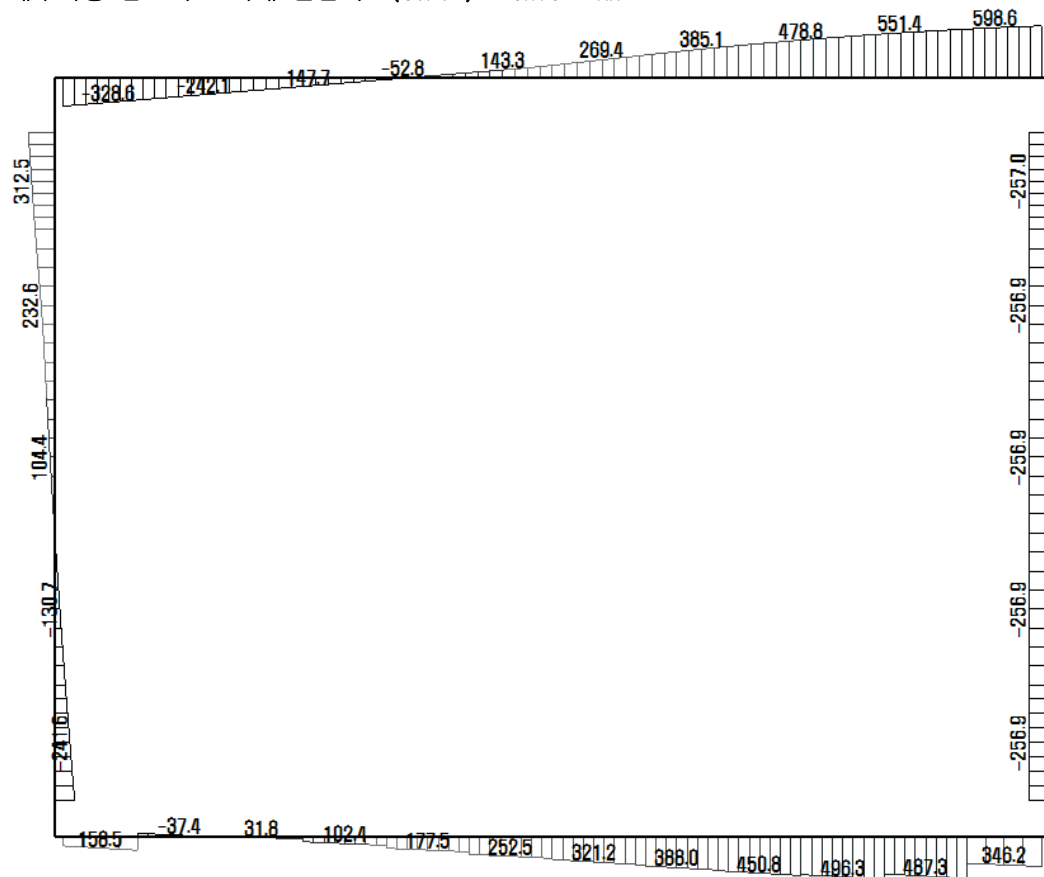
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



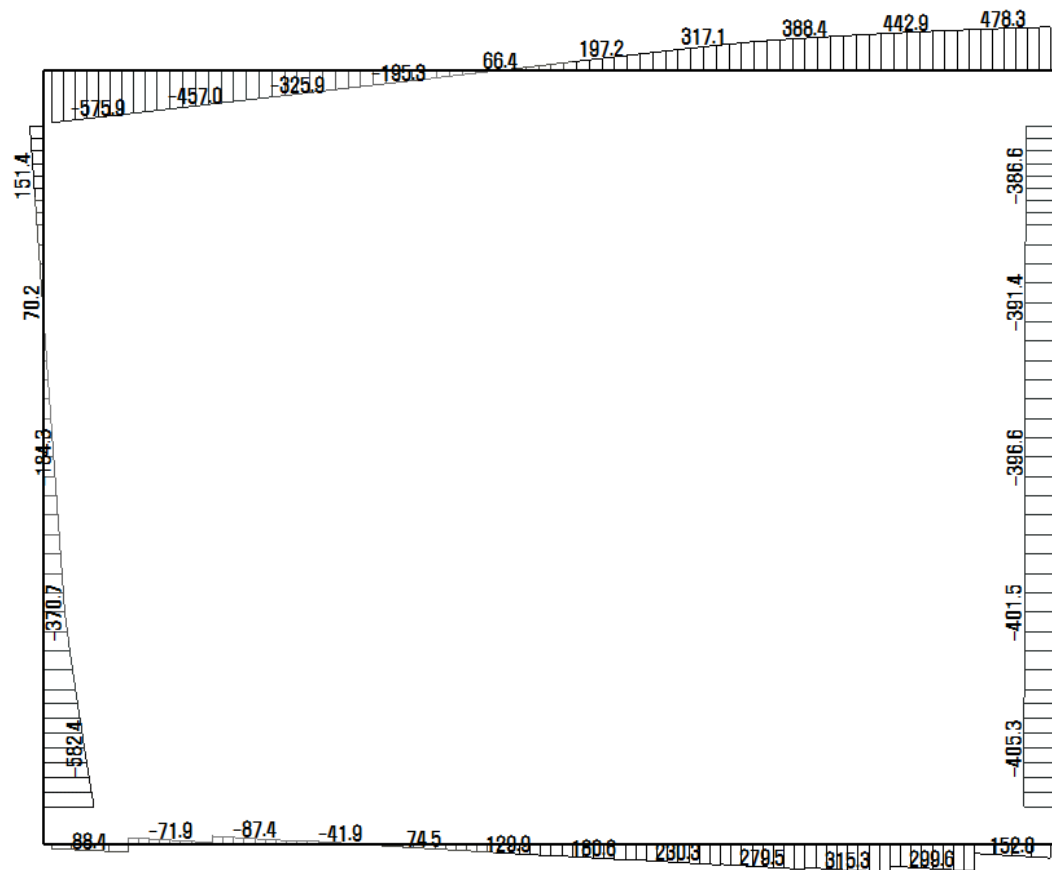
2) 계수하중 검토시 : 최소 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



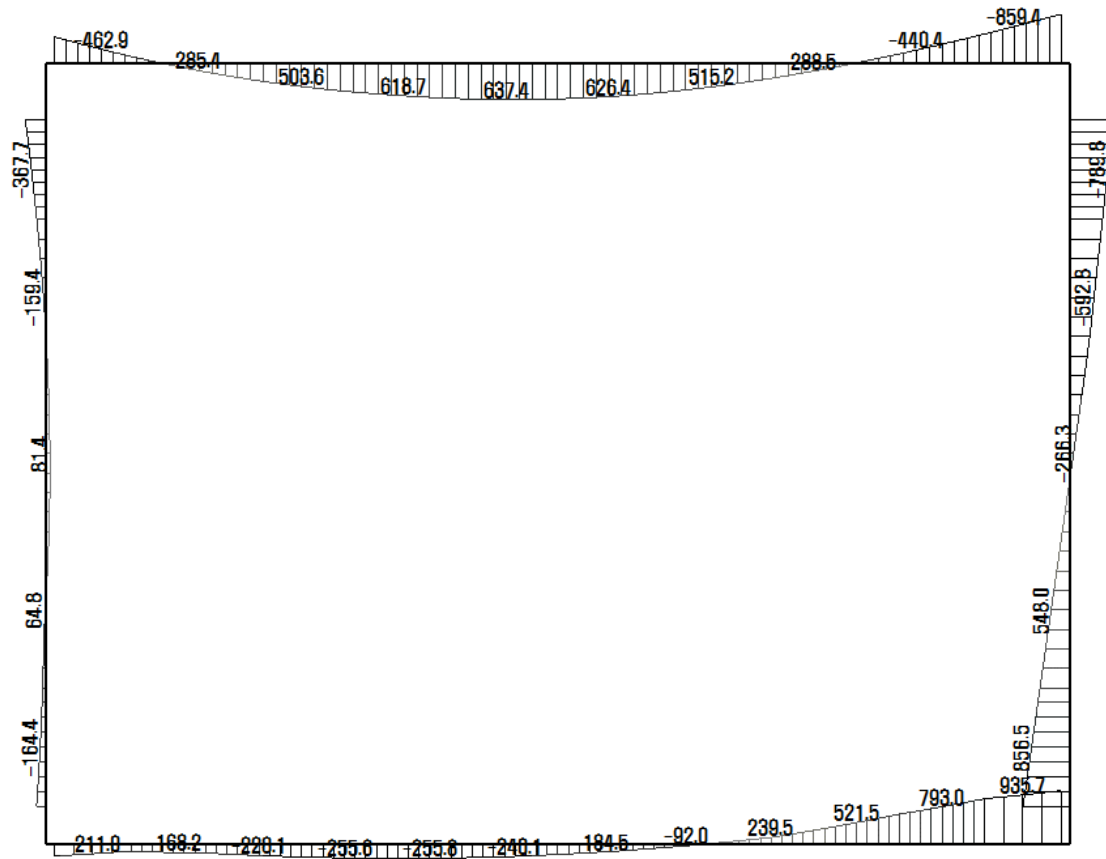
3) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D) - Unit : kN



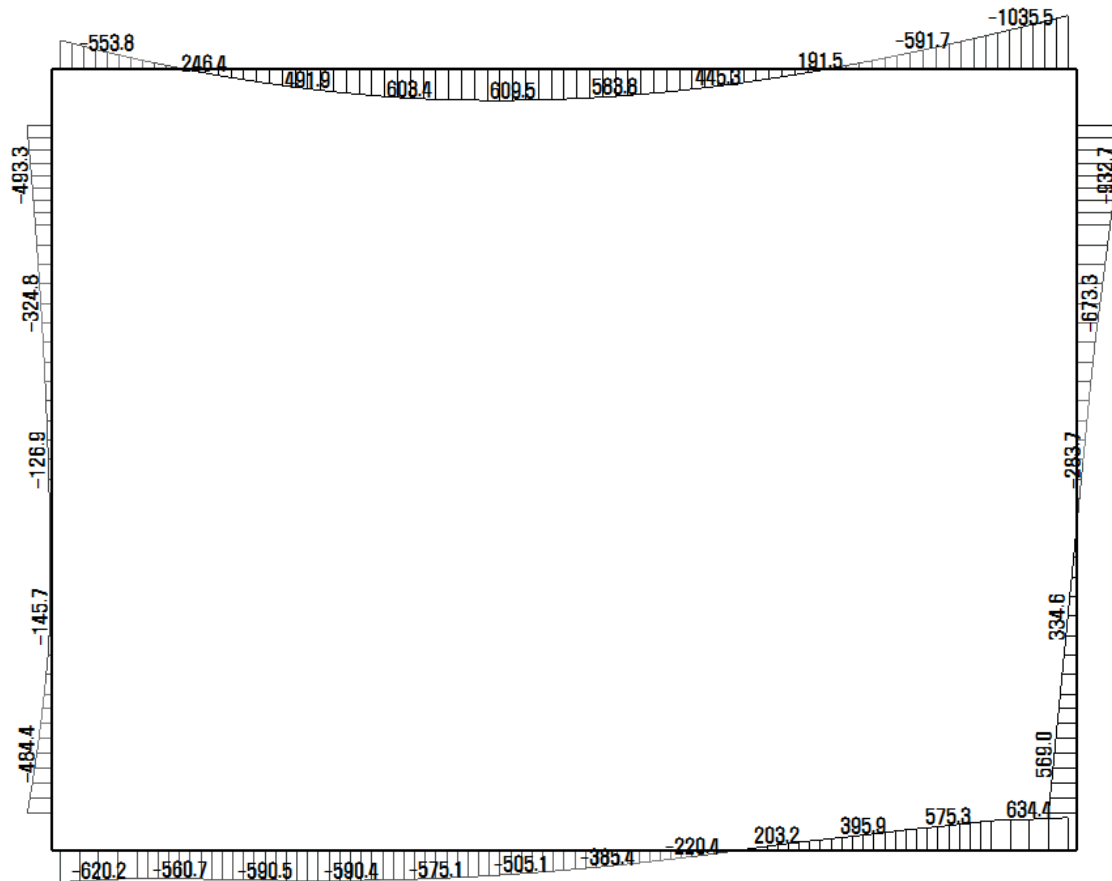
4) 계수하중 검토시 : 최소 전단력도(S.F.D) - Unit : kN



5) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



6) 사용하중 검토시 : 최소 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



7) 설계단면력 정리

구분	위 치			계수하중		사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력				
				kN.m	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-640.93	578.47	-548.01	1000.00	1200.00	
		중앙부	2	830.72	474.57	650.96	1000.00	800.00	
		우측	3	-1503.65	594.29	-989.29	1000.00	1200.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1344.05	718.60	-776.89	1000.00	1200.00	
		중앙부	5	793.06	318.96	425.83	1000.00	1200.00	
		우측	6	1350.78	375.28	776.59	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-563.27	272.36	-494.80	1000.00	800.00	
		중앙부	8	-655.20	411.07	-338.85	1000.00	800.00	
		하부	9	-1150.59	622.76	-665.90	1000.00	800.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	-1356.55	348.61	-901.65	1000.00	800.00	
		중앙부	11	-990.91	363.58	-669.06	1000.00	800.00	
		하부	12	1233.83	367.37	702.75	1000.00	800.00	

$$\begin{aligned}
 n &= E_s / E_c = 200,000 / 28,600 &= 7 \\
 (n A_s) / b &= 7 \times 6,354 / 1,000.0 &= 44.5 \text{ mm} \\
 x &= -44.5 + 44.5 \times \sqrt{(1 + 2 \times 1,100.0 / 44.5)} &= 271.5 \text{ mm} \\
 I_{cr} &= 1/3 b x^3 + n A_s (d-x)^2 &= 37,201,202,681 \text{ mm}^4 \\
 f_s &= n M_s (h-x-dc) / I_{cr} \\
 &= 7 \times 989,290,000 \times (1,200 - 271.5 - 100.0) / 37,201,202,681 &= 154.2 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

② 허용 철근간격 검토

$$\begin{aligned}
 k_{cr} &: \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210 \\
 s_1 &= 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 \text{ cc} &= 300.5 \text{ mm} \\
 s_2 &= 300 (k_{cr} / f_s) &= 408.6 \text{ mm} \\
 \text{Min.}[s_1, s_2] &= \text{Min.}[300.5, 408.6] &= 300.5 \text{ mm} \\
 &> s &= 125.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) 전단강도 설계

$$\begin{aligned}
 - \text{극한 전단력} &594.29 \text{ kN} &- \text{단면높이} &1200.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\phi V_c = \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 1,100.0 = 803.33 \text{ kN}$$

$\phi V_c > V_u$ 이므로 전단보강 불필요

7.2 상부 슬래브-정모멘트

1) 설계 조건

$$\begin{aligned}
 - \text{콘크리트 설계기준강도} &30 \text{ MPa} &- \text{단 면 폭} &1,000.0 \text{ mm} \\
 - \text{철 근 의 항 복 강 도} &400 \text{ MPa} &- \text{철근뒹개} &100.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2) 휨강도 설계

$$\begin{aligned}
 - \text{극한 휨모멘트} &830.72 \text{ kN.m} &- \text{단면높이} &800.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

① 휨모멘트에 의한 소요철근량

$$\frac{\phi \cdot f_y^2}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - \phi \cdot f_y \cdot d \cdot A_s + M_u = 0$$

$$2.667 A_s^2 - 238,000.00 A_s + 830,720,000 = 0$$

이차방정식을 풀면

$$A_{s,o} = 3,639 \text{ mm}^2$$

② 철근량 선정 및 휨강도 검토

구분	직경	개수	뒹개
1st	H29	4.00	100
2nd	H29	4.00	100

$$\text{철근 단면적 } A_s = 5,139 \text{ mm}^2$$

$$\text{철 근 뒹 개 } dz = 100.0 \text{ mm}$$

단면의 유효깊이

$$d = H - dz = 800.0 - 100.0 = 700.0 \text{ mm}$$

등가직사각형의 깊이

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (5,139 \times 400) / (0.85 \times 30 \times 1,000.0) = 80.6 \text{ mm}$$

$$\beta 1 = \text{Max}[0.85 - 0.007 \times (30 - 28), 0.65] = 0.836$$

$$c = a / \beta 1 = 80.6 / 0.836 = 96.4 \text{ mm}$$

최소 허용변형을 검토

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \cdot (h - d_c - c) / c = 0.003 \times (800.0 - 100.0 - 96.4) / 96.4 = 0.0188$$

$$> \epsilon_{s, \text{allow}} = 0.004 \quad \therefore 0.K$$

최소 철근량 검토

$$A_{s, \text{min}} = \text{Max}[(1.4 / f_y, 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y) b d]$$

$$= \text{Max}[(1.4 / 400, 0.25 \times \sqrt{30} / 400) \times 1,000.0 \times 700.0] = 2,450 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{req}} = A_{s, o} = 3,639 \text{ mm}^2$$

$$< A_{s, \text{used}} = 5,139 \quad \therefore 0.K$$

설계휨모멘트

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.85 \times 5,139 \times 400 \times (700.0 - 80.6/2) = 1152.67 \text{ kN.m}$$

$$> M_u = 830.72 \text{ kN.m} \quad \therefore 0.K$$

2) 철근 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 650.96 kN.m

① 철근의 응력

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}}$$

$$n = E_s / E_c = 200,000 / 28,600 = 7$$

$$(n A_s) / b = 7 \times 5,139 / 1,000.0 = 36.0 \text{ mm}$$

$$x = -36.0 + 36.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 700.0 / 36.0} = 191.4 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = 1/3 b x^3 + n A_s (d - x)^2 = 11,642,525,011 \text{ mm}^4$$

$$f_s = n M_s (h - x - d_c) / I_{cr}$$

$$= 7 \times 650,960,000 \times (800 - 191.4 - 100.0) / 11,642,525,011 = 199.1 \text{ MPa}$$

② 허용 철근간격 검토

$$k_{cr} : \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210$$

$$s_1 = 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 \text{ cc} = 181.3 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 (k_{cr} / f_s) = 316.4 \text{ mm}$$

$$\text{Min.}[s_1, s_2] = \text{Min.}[181.3, 316.4] = 181.3 \text{ mm}$$

$$> s = 125.0 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$$

4) 전단강도 설계

- 극한 전단력 474.57 kN - 단면높이 800.0 mm

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\phi V_c = \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d_v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 700.0 = 511.21 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요}$$

7.3 하부 슬래브-부모멘트

1) 설계 조건

- | | | | |
|-----------------|---------|---------|------------|
| - 콘크리트 설계기준강도 | 30 MPa | - 단 면 폭 | 1,000.0 mm |
| - 철 근 의 항 복 강 도 | 400 MPa | - 철근뒹개 | 100.0 mm |

2) 휨강도 설계

- 극한 휨모멘트 1,344.05 kN.m - 단면높이 1,200.0 mm

① 휨모멘트에 의한 소요철근량

$$\frac{\phi \cdot f_y^2}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - \phi \cdot f_y \cdot d \cdot A_s + M_u = 0$$

$$2.667 \text{ As}^2 - 374,000.00 \text{ As} + 1,344,050,000 = 0$$

이차방정식을 풀면

$$A_{s,0} = 3,691 \text{ mm}^2$$

② 철근량 선정 및 휨강도 검토

구분	직경	개수	덮개
1st	H32	4.00	100
2nd	H32	4.00	100

철근 단면적 $A_s = 6,354 \text{ mm}^2$

철근 덮개 $dz = 100.0 \text{ mm}$

단면의 유효깊이

$$d = H - dz = 1,200.0 - 100.0 = 1100.0 \text{ mm}$$

등가직사각형의 깊이

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 30 \times 1,000.0) = 99.7 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = \text{Max}[0.85 - 0.007 \times (30 - 28), 0.65] = 0.836$$

$$c = a / \beta_1 = 99.7 / 0.836 = 119.3 \text{ mm}$$

최소 허용변형을 검토

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \epsilon_{cu} \cdot (h-d-c)/c = 0.003 \times (1,200.0 - 100.0 - 119.3)/119.3 = 0.0247 \\ &> \epsilon_{s,allow} = 0.004 \quad \therefore O.K.\end{aligned}$$

최소 철근량 검토

$$A_{s,min} = \text{Max.} (1.4/f_y, 0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y}) b d$$

$$= \text{Max.} (1.4/400, 0.25 \times \sqrt{30/400}) \times 1,000.0 \times 1,100.0 = 3,850 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, req} = \text{Min.}(A_{s, min}, 4/3 A_{s, o}) = \text{Min.}(3,850, 4/3 \times 3,691) = 3,850 \text{ mm}^2$$

$$< A_{s, used} = 6,354 \therefore \text{O.K}$$

설계휨모멘트

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d-a/2) = 0.85 \times 6,354 \times 400 \times (1,100.0 - 99.7/2) = 2268.70 \text{ kN.m}$$

$$> M_u = 1344.05 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{OK}$$

2) 철근 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 776.89 kN.m

① 철근의 응력

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}}$$

$$n = E_s / E_c = 200,000 / 28,600 = 7$$

$$\begin{aligned}
 (n A_s) / b &= 7 \times 6,354 / 1,000.0 &= & 44.5 \text{ mm} \\
 x &= -44.5 + 44.5 \times \sqrt{(1 + 2 \times 1,100.0 / 44.5)} &= & 271.5 \text{ mm} \\
 I_{cr} &= 1/3 b x^3 + n A_s (d-x)^2 &= & 37,201,202,681 \text{ mm}^4 \\
 f_s &= n M_s (h-x-d_c) / I_{cr} \\
 &= 7 \times 776,890,000 \times (1,200 - 271.5 - 100.0) / 37,201,202,681 &= & 121.1 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

② 허용 철근간격 검토

$$\begin{aligned}
 k_{cr} &: \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210 \\
 s_1 &= 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 c_c &= & 440.0 \text{ mm} \\
 s_2 &= 300 (k_{cr} / f_s) &= & 520.2 \text{ mm} \\
 \text{Min.}[s_1, s_2] &= \text{Min.}[440.0, 520.2] &= & 440.0 \text{ mm} \\
 &> s &= & 125.0 \text{ mm} \quad \therefore 0.K
 \end{aligned}$$

4) 전단강도 설계

$$\begin{aligned}
 - \text{극한 전단력} & 718.60 \text{ kN} & - \text{단면높이} & 1200.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d_v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 1,100.0 &= & 803.33 \text{ kN} \\
 \phi V_c &> V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요}
 \end{aligned}$$

7.4 하부 슬래브-정모멘트

1) 설계 조건

$$\begin{aligned}
 - \text{콘크리트 설계기준강도} & 30 \text{ MPa} & - \text{단 면 폭} & 1,000.0 \text{ mm} \\
 - \text{철 근 의 항 복 강 도} & 400 \text{ MPa} & - \text{철근뒹개} & 100.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2) 휨강도 설계

$$\begin{aligned}
 - \text{극한 휨모멘트} & 1,350.78 \text{ kN.m} & - \text{단면높이} & 1,200.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

① 휨모멘트에 의한 소요철근량

$$\frac{\phi \cdot f_y^2}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - \phi \cdot f_y \cdot d \cdot A_s + M_u = 0$$

$$2.667 A_s^2 - 374,000.00 A_s + 1,350,780,000 = 0$$

$$\text{이차방정식을 풀면} \quad A_{s,o} = 3,710 \text{ mm}^2$$

② 철근량 선정 및 휨강도 검토

구분	직경	개수	뒹개
1st	H29	4.00	100
2nd	H29	4.00	100

$$\text{철근 단면적 } A_s = 5,139 \text{ mm}^2$$

$$\text{철 근 뒹 개 } d_z = 100.0 \text{ mm}$$

단면의 유효깊이

$$d = H - d_z = 1,200.0 - 100.0 = 1100.0 \text{ mm}$$

등가직사각형의 깊이

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (5,139 \times 400) / (0.85 \times 30 \times 1,000.0) = 80.6 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = \text{Max}[0.85 - 0.007 \times (30 - 28), 0.65] = 0.836$$

$$c = a / \beta_1 = 80.6 / 0.836 = 96.4 \text{ mm}$$

최소 허용변형률 검토

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \epsilon_{cu} \cdot (h-dc-c)/c = 0.003 \times (1,200.0 - 100.0 - 96.4)/96.4 = 0.0312 \\ &> \epsilon_{s,allow} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

최소 철근량 검토

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \text{Max.}(1.4/f_y, 0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y}) b d \\ &= \text{Max.}(1.4/400, 0.25 \times \sqrt{30/400}) \times 1,000.0 \times 1,100.0 = 3,850 \text{ mm}^2 \\ A_{s,req} &= \text{Min.}(A_{s,min}, 4/3 A_{s,o}) = \text{Min.}(3,850, 4/3 \times 3,710) = 3,850 \text{ mm}^2 \\ &< A_{s,used} = 5,139 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

설계휨모멘트

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s f_y (d-a/2) = 0.85 \times 5,139 \times 400 \times (1,100.0 - 80.6/2) = 1851.57 \text{ kN.m} \\ &> M_u = 1350.78 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 철근 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 776.59 kN.m

① 철근의 응력

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}}$$

$$\begin{aligned} n &= E_s / E_c = 200,000 / 28,600 = 7 \\ (n A_s) / b &= 7 \times 5,139 / 1,000.0 = 36.0 \text{ mm} \\ x &= -36.0 + 36.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1,100.0 / 36.0} = 247.7 \text{ mm} \\ I_{cr} &= 1/3 b x^3 + n A_s (d-x)^2 = 31,197,239,005 \text{ mm}^4 \\ f_s &= n M_s (h-x-dc) / I_{cr} \\ &= 7 \times 776,590,000 \times (1,200 - 247.7 - 100.0) / 31,197,239,005 = 148.5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

② 허용 철근간격 검토

$$\begin{aligned} k_{cr} &: \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210 \\ s_1 &= 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 c c = 316.1 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (k_{cr} / f_s) = 424.2 \text{ mm} \\ \text{Min.}[s_1, s_2] &= \text{Min.}[316.1, 424.2] = 316.1 \text{ mm} \\ &> s = 125.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 전단강도 설계

- 극한 전단력 375.28 kN - 단면높이 1200.0 mm

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 1,100.0 = 803.33 \text{ kN} \\ \phi V_c &> V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (n A_s) / b &= 7 \times 6,354 / 1,000.0 &= 44.5 \text{ mm} \\
 x &= -44.5 + 44.5 \times \sqrt{(1 + 2 \times 700.0 / 44.5)} &= 209.0 \text{ mm} \\
 I_{cr} &= 1/3 b x^3 + n A_s (d-x)^2 &= 13,765,910,385 \text{ mm}^4 \\
 f_s &= n M_s (h-x-d_c) / I_{cr} \\
 &= 7 \times 901,650,000 \times (800 - 209.0 - 100.0) / 13,765,910,385 &= 225.1 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

② 허용 철근간격 검토

$$\begin{aligned}
 k_{cr} &: \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210 \\
 s_1 &= 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 c_c &= 139.6 \text{ mm} \\
 s_2 &= 300 (k_{cr} / f_s) &= 279.9 \text{ mm} \\
 \text{Min.}[s_1, s_2] &= \text{Min.}[139.6, 279.9] &= 139.6 \text{ mm} \\
 &> s &= 125.0 \text{ mm} \quad \therefore 0.K
 \end{aligned}$$

4) 전단강도 설계

$$\begin{aligned}
 - \text{극한 전단력} &348.61 \text{ kN} &- \text{단면높이} &800.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d_v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 700.0 &= 511.21 \text{ kN} \\
 \phi V_c &> V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요}
 \end{aligned}$$

7.6 벽체-정모멘트

1) 설계 조건

$$\begin{aligned}
 - \text{콘크리트 설계기준강도} &30 \text{ MPa} &- \text{단면 폭} &1,000.0 \text{ mm} \\
 - \text{철근의 항복강도} &400 \text{ MPa} &- \text{철근뒹개} &100.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2) 휨강도 설계

$$\begin{aligned}
 - \text{극한 휨모멘트} &990.91 \text{ kN.m} &- \text{단면높이} &800.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

① 휨모멘트에 의한 소요철근량

$$\frac{\phi \cdot f_y^2}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - \phi \cdot f_y \cdot d \cdot A_s + M_u = 0$$

$$2.667 A_s^2 - 238,000.00 A_s + 990,910,000 = 0$$

$$\text{이차방정식을 풀면} \quad A_{s,o} = 4,378 \text{ mm}^2$$

② 철근량 선정 및 휨강도 검토

구분	직경	개수	뒹개
1st	H29	4.00	100
2nd	H29	4.00	100

$$\text{철근 단면적 } A_s = 5,139 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근 뒹개 } d_z = 100.0 \text{ mm}$$

단면의 유효깊이

$$d = H - d_z = 800.0 - 100.0 = 700.0 \text{ mm}$$

등가직사각형의 깊이

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (5,139 \times 400) / (0.85 \times 30 \times 1,000.0) = 80.6 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = \text{Max}[0.85 - 0.007 \times (30 - 28), 0.65] = 0.836$$

$$c = a / \beta_1 = 80.6 / 0.836 = 96.4 \text{ mm}$$

최소 허용변형을 검토

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \epsilon_{cu} \cdot (h-dc-c)/c = 0.003 \times (800.0 - 100.0 - 96.4)/96.4 = 0.0188 \\ &> \epsilon_{s,allow} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

최소 철근량 검토

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \text{Max.}(1.4/f_y, 0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y}) b d \\ &= \text{Max.}(1.4/400, 0.25 \times \sqrt{30/400}) \times 1,000.0 \times 700.0 = 2,450 \text{ mm}^2 \\ A_{s,req} &= A_{s,o} = 4,378 \text{ mm}^2 \\ &< A_{s,used} = 5,139 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

설계휨모멘트

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s f_y (d-a/2) = 0.85 \times 5,139 \times 400 \times (700.0 - 80.6/2) = 1152.67 \text{ kN.m} \\ &> M_u = 990.91 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 철근 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 669.06 kN.m

① 철근의 응력

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}}$$

$$\begin{aligned} n &= E_s / E_c = 200,000 / 28,600 = 7 \\ (n A_s) / b &= 7 \times 5,139 / 1,000.0 = 36.0 \text{ mm} \\ x &= -36.0 + 36.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 700.0 / 36.0} = 191.4 \text{ mm} \\ I_{cr} &= 1/3 b x^3 + n A_s (d-x)^2 = 11,642,525,011 \text{ mm}^4 \\ f_s &= n M_s (h-x-dc) / I_{cr} \\ &= 7 \times 669,060,000 \times (800 - 191.4 - 100.0) / 11,642,525,011 = 204.6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

② 허용 철근간격 검토

$$\begin{aligned} k_{cr} &: \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210 \\ s_1 &= 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 c c = 170.6 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (k_{cr} / f_s) = 307.9 \text{ mm} \\ \text{Min.}[s_1, s_2] &= \text{Min.}[170.6, 307.9] = 170.6 \text{ mm} \\ &> s = 125.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 전단강도 설계

- 극한 전단력 411.07 kN - 단면높이 800.0 mm

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 700.0 = 511.21 \text{ kN} \\ \phi V_c &> V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요} \end{aligned}$$

7.7 벽체 하단-부모멘트

1) 설계 조건

- 콘크리트 설계기준강도 30 MPa
- 단 면 폭 1,000.0 mm
- 철 근 의 항 복 강 도 400 MPa
- 철근덮개 100.0 mm

2) 휨강도 설계

- 극한 휨모멘트 1,233.83 kN.m
- 단면높이 800.0 mm

① 휨모멘트에 의한 소요철근량

$$\frac{\phi \cdot f_y^2}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - \phi \cdot f_y \cdot d \cdot A_s + M_u = 0$$

$$2.667 A_s^2 - 238,000.00 A_s + 1,233,830,000 = 0$$

$$\text{이차방정식을 풀면} \quad A_{s,o} = 5,526 \text{ mm}^2$$

② 철근량 선정 및 휨강도 검토

구분	직경	개수	덮개
1st	H32	4.00	100
2nd	H32	4.00	100

$$\text{철근 단면적 } A_s = 6,354 \text{ mm}^2$$

$$\text{철 근 덮 개 } dz = 100.0 \text{ mm}$$

단면의 유효깊이

$$d = H - dz = 800.0 - 100.0 = 700.0 \text{ mm}$$

등가직사각형의 깊이

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 30 \times 1,000.0) = 99.7 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = \text{Max}[0.85 - 0.007 \times (30 - 28), 0.65] = 0.836$$

$$c = a / \beta_1 = 99.7 / 0.836 = 119.3 \text{ mm}$$

최소 허용변형률 검토

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \cdot (h - dc - c) / c = 0.003 \times (800.0 - 100.0 - 119.3) / 119.3 = 0.0146$$

$$> \epsilon_{s,allow} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

최소 철근량 검토

$$A_{s,min} = \text{Max.}(1.4/f_y, 0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y}) b d$$

$$= \text{Max.}(1.4/400, 0.25 \times \sqrt{30/400}) \times 1,000.0 \times 700.0 = 2,450 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = A_{s,o} = 5,526 \text{ mm}^2$$

$$< A_{s,used} = 6,354 \quad \therefore \text{O.K.}$$

설계휨모멘트

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.85 \times 6,354 \times 400 \times (700.0 - 99.7/2) = 1404.56 \text{ kN.m}$$

$$> M_u = 1233.83 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

2) 철근 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 702.75 kN.m

① 철근의 응력

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}}$$

$$n = E_s / E_c = 200,000 / 28,600 = 7$$

$$\begin{aligned}
 (n A_s) / b &= 7 \times 6,354 / 1,000.0 &= & 44.5 \text{ mm} \\
 x &= -44.5 + 44.5 \times \sqrt{(1 + 2 \times 700.0 / 44.5)} &= & 209.0 \text{ mm} \\
 I_{cr} &= 1/3 b x^3 + n A_s (d-x)^2 &= & 13,765,910,385 \text{ mm}^4 \\
 f_s &= n M_s (h-x-d_c) / I_{cr} \\
 &= 7 \times 702,750,000 \times (800 - 209.0 - 100.0) / 13,765,910,385 &= & 175.5 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

② 허용 철근간격 검토

$$\begin{aligned}
 k_{cr} &: \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210 \\
 s_1 &= 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 c_c &= & 238.5 \text{ mm} \\
 s_2 &= 300 (k_{cr} / f_s) &= & 359.0 \text{ mm} \\
 \text{Min.}[s_1, s_2] &= \text{Min.}[238.5, 359.0] &= & 238.5 \text{ mm} \\
 &> s &= & 125.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) 전단강도 설계

$$\begin{aligned}
 - \text{극한 전단력} & 367.37 \text{ kN} & - \text{단면높이} & 800.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\phi V_c = \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d_v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 700.0 = 511.21 \text{ kN}$$

$\phi V_c > V_u$ 이므로 전단보강 불필요

8. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 - 단부

$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \quad \text{Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\
 &= 1000 \times 1200 \times 0.0020 = 2400.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.00 \quad \therefore 0.K
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \textcircled{2} \quad \text{Req's As} &= \text{필요 철근량} \times 20\% \\
 &= 4157.000 \times 0.20 = 831.40 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 6.7\text{EA} = 1324.662 \text{ mm}^2 \geq 831.40 \quad \therefore 0.K
 \end{aligned}$$

2) 상부슬래브 : 중앙부

$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \quad \text{Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\
 &= 1000 \times 800 \times 0.0020 = 1600.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1600.000 \quad \therefore 0.K
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \textcircled{2} \quad \text{Req's As} &= \text{필요 철근량} \times 20\% \\
 &= 3656.000 \times 0.20 = 731.20 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 6.7\text{EA} = 1324.662 \text{ mm}^2 \geq 731.20 \quad \therefore 0.K
 \end{aligned}$$

3) 하부슬래브 - 단부

$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \quad \text{Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\
 &= 1000 \times 1200 \times 0.0020 = 2400.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore 0.K
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \textcircled{2} \quad \text{Req's As} &= \text{필요 철근량} \times 20\% \\
 &= 3700.000 \times 0.20 = 740.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 6.7\text{EA} = 1324.662 \text{ mm}^2 \geq 740.00 \quad \therefore 0.K
 \end{aligned}$$

4) 하부슬래브 : 중앙부

$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \quad \text{Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\
 &= 1000 \times 1200 \times 0.0020 = 2400.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore 0.K
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \textcircled{2} \quad \text{Req's As} &= \text{필요 철근량} \times 20\% \\
 &= 3723.000 \times 0.20 = 744.60 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 6.7\text{EA} = 1324.662 \text{ mm}^2 \geq 744.60 \quad \therefore 0.K
 \end{aligned}$$

5) 벽체 - 상하단

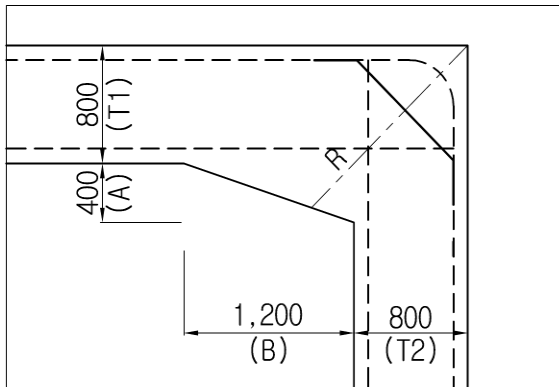
$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \quad \text{Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\
 &= 1000 \times 800 \times 0.0020 = 1600.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1600.000 \quad \therefore 0.K
 \end{aligned}$$

6) 벽체 - 중앙

$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \quad \text{Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\
 &= 1000 \times 800 \times 0.0020 = 1600.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1600.000 \quad \therefore 0.K
 \end{aligned}$$

9. 절점부 검토

1) 상단-외측 인장



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 989.29 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 989.29 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1556 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H32 @250 - 4EA = 3176.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 3176.8 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 989.29 \times 10^6}{1556^2 \times 1000} = 2.04 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.712)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 989.29 \times 10^6}{1556 \times 180} = 7064.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 3176.8 \text{ mm}^2$$

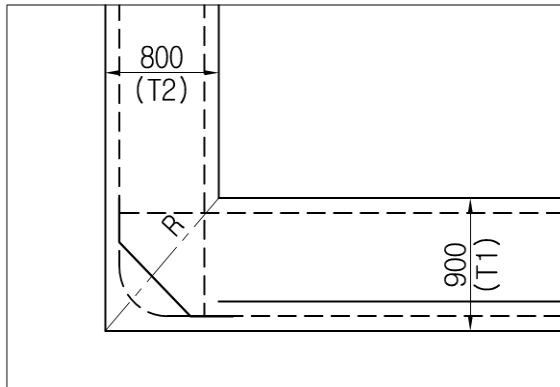
$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 7064.3 \text{ mm}^2 - 3176.8 \text{ mm}^2 \\ &= 3887.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H29 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 5139 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 3887.5 \text{ mm}^2) \text{ -----} > \text{O.K !!!}$$

2) 하단-외측 인장



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 776.89 \text{ kN.m}$
- 절정부 휨모멘트 : $M_o = 776.89 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 1442 \text{ mm}$$

■ 절정부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H32 @250 - 4EA = 3177.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 3177 \text{ mm}^2$$

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 776.89 \times 10^6}{1442^2 \times 1000} = 1.87 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.712)$$

$\therefore$ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 776.89 \times 10^6}{1442 \times 180} = 5986 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 3177 \text{ mm}^2$$

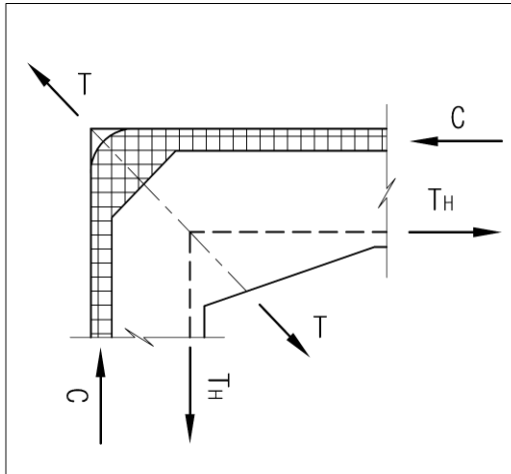
$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 5986 \text{ mm}^2 - 3177 \text{ mm}^2 \\ &= 2809 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H29 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 5139 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 2809 \text{ mm}^2) \text{ -----> O.K !!!}$$

3) 상단-내측 인장



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 650.96 \text{ kN.m}$
- 철근 응력 : $f_s = 199 \text{ MPa}$
- 철근량 : $A_s = 5139 \text{ mm}^2$

=

- 절점부 인장력의 합력

$$T = \sqrt{2} T_H = \sqrt{2} \times 199 \times 5139 = 1,446,261 \text{ N}$$

- 소요철근량

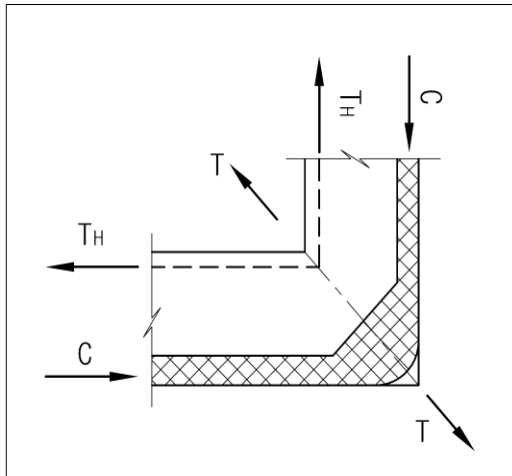
$$A_s = \frac{T}{f_{sa}} = \frac{1,446,261}{180} = 8035 \text{ mm}^2$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H29 - 2EA - CTC 125$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 10,278 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 8035 \text{ mm}^2) \text{ -----> O.K !!!}$$

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 776.596 \text{ kN.m}$
- 철근 응력 : $f_s = 148.5 \text{ MPa}$
- 철근량 : $A_s = 5139 \text{ mm}^2$

- 절점부 인장력의 합력

$$T = \sqrt{2} T_H = \sqrt{2} \times 148.5 \times 5139 = 1,079,245 \text{ N}$$

- 소요철근량

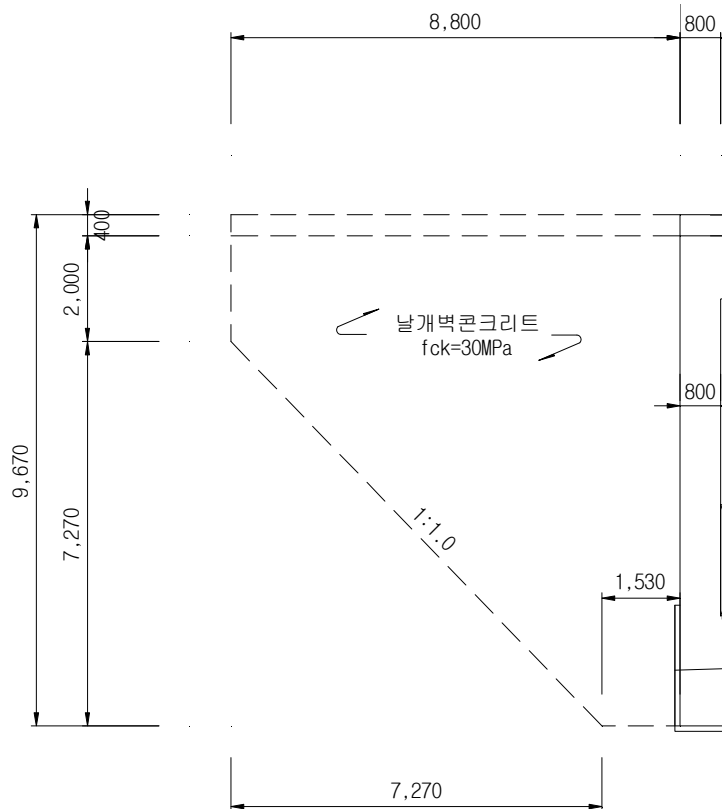
$$A_s = \frac{T}{f_{sa}} = \frac{1,079,245}{180} = 5996 \text{ mm}^2$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = \text{H32} - 2\text{EA} - \text{CTC } 250$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 6354 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 5996 \text{ mm}^2) \text{ -----> O.K !!!}$$

10. 좌측 날개벽 검토



■ 단면력 산정

- 상재하중에 의한 단면력

① 위치에 따른 날개벽 높이

$$- h(x) = h_1 + x/n \quad n : \text{날개벽 경사 (1 : 1.0)}$$

$$- K_o = (1 - \sin \Phi) * (1 + \sin \beta)$$

Φ : 뒷채움재 내부 마찰각, β : 성토구배 각도 (도로설계요령 2권 p.621)

$$- p(x) = K_o \cdot q \cdot h(x) \quad q : \text{상재하중 (10.0 kN/m}^2 \text{)}$$

② 작용단면력

* 경사부분 작용력

$$\begin{aligned} - SI1 &= \int p(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n) dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / 2n) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times (2.400 \times 7.270 + 7.270^2 / (2 \times 1.0)) \\ &= 219.372 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - MI1 &= \int (L - x) P(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n) dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / 6n) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times ((2.400 \times 7.270^2) / 2 + 7.270^3 / (6 \times 1)) \\ &= 637.318 \quad \text{kN.m} \end{aligned}$$

* 수평부분 작용력

$$\begin{aligned} - SI2 &= \int p(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (h + x/n) dx = K_o \cdot q \cdot (h \cdot L_2) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times (9.670 \times 1.530) \\ &= 73.976 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - MI2 &= \int (L - x) P(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h + x/n) dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times (9.670 \times 1.530^2) / 2 \\ &= 56.591 \quad \text{kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - S_I &= S_{I1} + S_{I2} = 293.348 \quad \text{kN.m} \\
 - M_I &= M_{I1} + M_{I2} + (S_{I1} \times L_2) = 965.931 \quad \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

① 위치에 따른 작용토압

$$- p(x) = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot h(x)^2$$

② 작용단면력

* 경사부분 작용력

$$\begin{aligned}
 - Sh_1 &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int h(x)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1 + x/n)^2 \cdot dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (h_1^2 \cdot L + (h_1 \cdot L^2)/n + L^3/3n^2) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times (2.400^2 \times 7.270 + (2.400 \times 7.270^2)/1 + 7.270^3/(3 \times 1^2)) \\
 &= 1409.811 \quad \text{kN} \\
 - Mh_1 &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)^2 \cdot dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1^2 \cdot L^2)/2 + (h_1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/12n^2) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times ((2.400^2 \times 7.270^2)/2 + (2.400 \times 7.270^3)/(3 \times 1) + 7.270^4/(12 \times 1^2)) \\
 &= 3288.874 \quad \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

* 수평부분 작용력

$$\begin{aligned}
 - Sh_2 &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int h(x)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1 + x/n)^2 \cdot dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (h_1^2 \cdot L + (h_1 \cdot L^2)/n + L^3/3n^2) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times (9.670^2 \times 1.530) \\
 &= 679.576 \quad \text{kN} \\
 - Mh_2 &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)^2 \cdot dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1^2 \cdot L^2)/2 + (h_1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/12n^2) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times (9.670^2 \times 1.530^2)/2 \\
 &= 519.876 \quad \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - Sh &= Sh_1 + Sh_2 = 2089.387 \quad \text{kN.m} \\
 - Mh &= Mh_1 + Mh_2 + (Sh_1 \times L_2) = 5556.916 \quad \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

- 극한단면력

$$\begin{aligned}
 S_d &= 1.600 \cdot Sh + 1.600 \cdot S_I \\
 &= 1.600 \times 2089.387 + 1.600 \times 293.348 = 3812.376 \quad \text{kN} \\
 M_h &= 1.600 \cdot Mh + 1.600 \cdot M_I \\
 &= 1.600 \times 5556.916 + 1.600 \times 965.931 = 10436.555 \quad \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

e - f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$\begin{aligned}
 V_u &= 3812.376 / 9.670 \times 1.2 = 473.097 \quad \text{kN} \\
 M_u &= 10436.555 / 9.670 \times 1.2 = 1295.126 \quad \text{kN.m} \\
 M_o &= (5556.916 + 965.931) / 9.670 \times 1.2 = 809.454 \quad \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

▣ 단면 설계

1) 설계 조건

- 콘크리트 설계기준강도	30 MPa	- 단 면 폭	1,000.0 mm
- 철 근 의 항 복 강 도	400 MPa	- 철근뒀개	80.0 mm

2) 휨강도 설계

- 극한 휨모멘트	1,295.13 kN.m	- 단면높이	800.0 mm
-----------	---------------	--------	----------

① 휨모멘트에 의한 소요철근량

$$\frac{\phi \cdot f_y^2}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - \phi \cdot f_y \cdot d \cdot A_s + M_u = 0$$

$$2.667 A_s^2 - 244,800.00 A_s + 1,295,125,750 = 0$$

$$\text{이차방정식을 풀면} \quad A_{s,o} = 5,637 \text{ mm}^2$$

② 철근량 선정 및 휨강도 검토

구분	직경	개수	뒀개
1st	H32	8.00	80
2nd	H	0.00	0

$$\text{철근 단면적 } A_s = 6,354 \text{ mm}^2$$

$$\text{철 근 뒀 개 } dz = 80.0 \text{ mm}$$

단면의 유효깊이

$$d = H - dz = 800.0 - 80.0 = 720.0 \text{ mm}$$

등가직사각형의 깊이

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 30 \times 1,000.0) = 99.7 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = \text{Max}[0.85 - 0.007 \times (30 - 28), 0.65] = 0.836$$

$$c = a / \beta_1 = 99.7 / 0.836 = 119.3 \text{ mm}$$

최소 허용변형을 검토

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \cdot (h - d - c) / c = 0.003 \times (800.0 - 80.0 - 119.3) / 119.3 = 0.0151$$

$$> \epsilon_{s,allow} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

최소 철근량 검토

$$A_{s,min} = \text{Max.}(1.4/f_y, 0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y}) b d$$

$$= \text{Max.}(1.4/400, 0.25 \times \sqrt{30/400}) \times 1,000.0 \times 720.0 = 2,520 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = A_{s,o} = 5,637 \text{ mm}^2$$

$$< A_{s,used} = 6,354 \quad \therefore \text{O.K.}$$

설계휨모멘트

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.85 \times 6,354 \times 400 \times (720.0 - 99.7/2) = 1447.77 \text{ kN.m}$$

$$> M_u = 1295.13 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

2) 철근 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트	809.45 kN.m
-----------	-------------

① 철근의 응력

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}}$$

$$n = E_s / E_c = 200,000 / 28,600 = 7$$

$$(n A_s) / b = 7 \times 6,354 / 1,000.0 = 44.5 \text{ mm}$$

$$x = -44.5 + 44.5 \times \sqrt{1 + 2 \times 720.0 / 44.5} = 212.5 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = 1/3 b x^3 + n A_s (d-x)^2 = 14,654,154,596 \text{ mm}^4$$

$$f_s = n M_s (h-x-d_c) / I_{cr} = 7 \times 809,453,500 \times (800 - 212.5 - 80.0) / 14,654,154,596 = 196.2 \text{ MPa}$$

② 허용 철근간격 검토

$$k_{cr} : \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210$$

$$s_1 = 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 \text{ cc} = 241.1 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 (k_{cr} / f_s) = 321.1 \text{ mm}$$

$$\text{Min.}[s_1, s_2] = \text{Min.}[241.1, 321.1] = 241.1 \text{ mm}$$

$$> s = 125.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 전단강도 설계

$$\text{극한 전단력 } 473.10 \text{ kN} \quad \text{단면높이 } 800.0 \text{ mm}$$

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\phi V_c = \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d_v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 720.0 = 525.81 \text{ kN}$$

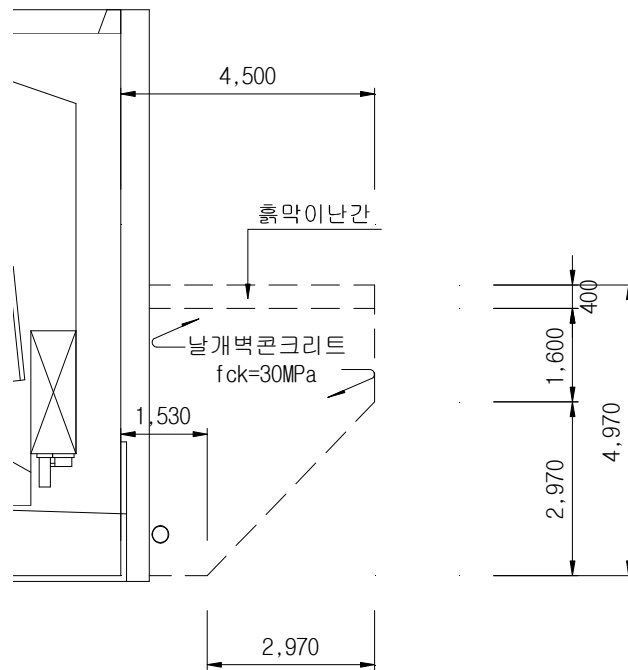
$$\phi V_c > V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요}$$

5) 수직철근 검토

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's } A_s &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 } 11.3(3)] \\ &= 1000 \times 800 \times 0.0020 = 1600.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used } A_s = \text{H16 @ 150} + \text{H16 @ 300} = 1986.000 \text{ mm}^2 > 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

11. 우측 날개벽 검토



■ 단면력 산정

- 상재하중에 의한 단면력

① 위치에 따른 날개벽 높이

$$- h(x) = h_1 + x/n \quad n : \text{날개벽 경사} (1 : 1.0)$$

$$- K_o = (1 - \sin \Phi) * (1 + \sin \beta)$$

Φ : 뒷채움재 내부 마찰각, β : 성토구배 각도 (도로설계요령 2권 p.621)

$$- p(x) = K_o \cdot q \cdot h(x) \quad q : \text{상재하중} (10.0 \text{ kN/m}^2)$$

② 작용단면력

* 경사부분 작용력

$$\begin{aligned} - SI1 &= \int p(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n) dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / 2n) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times (2.000 \times 2.970 + 2.970^2 / (2 \times 1.0)) \\ &= 51.752 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - MI1 &= \int (L - x) P(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n) dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / 6n) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times ((2.00 \times 2.970^2) / 2 + 2.970^3 / (6 \times 1.0)) \\ &= 65.936 \quad \text{kN.m} \end{aligned}$$

* 수평부분 작용력

$$\begin{aligned} - SI2 &= \int p(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (h + x/n) dx = K_o \cdot q \cdot (h \cdot L_2) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times (4.970 \times 1.530) \\ &= 38.021 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - MI2 &= \int (L - x) P(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h + x/n) dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times (4.970 \times 1.530^2) / 2 \\ &= 29.086 \quad \text{kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - S_I &= S_{I1} + S_{I2} &= 89.773 &\text{ kN.m} \\
 - M_I &= M_{I1} + M_{I2} + (S_{I1} \times L_2) &= 95.022 &\text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

① 위치에 따른 작용토압

$$- p(x) = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot h(x)^2$$

② 작용단면력

* 경사부분 작용력

$$\begin{aligned}
 - Sh_1 &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int h(x)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1 + x/n)^2 \cdot dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (h_1^2 \cdot L + (h_1 \cdot L^2)/n + L^3/3n^2) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times (2.000^2 \times 2.970 + (2.000 \times 2.970^2)/1.0 \\
 &\quad + 2.970^3/(3 \times 1.0^2)) \\
 &= 181.709 \quad \text{kN} \\
 - Mh_1 &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)^2 \cdot dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1^2 \cdot L^2)/2 + (h_1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/12n^2) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times ((2.000^2 \times 2.970^2)/2 + (2.000 \times 2.970^3)/(3 \times 1.0) \\
 &\quad + 2.970^4/(12 \times 1.0^2)) \\
 &= 197.558 \quad \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

* 수평부분 작용력

$$\begin{aligned}
 - Sh_2 &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int h(x)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1 + x/n)^2 \cdot dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (h_1^2 \cdot L + (h_1 \cdot L^2)/n + L^3/3n^2) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times (4.970^2 \times 1.530) \\
 &= 179.514 \quad \text{kN} \\
 - Mh_2 &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)^2 \cdot dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1^2 \cdot L^2)/2 + (h_1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/12n^2) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times (4.97^2 \times 1.53^2)/2 \\
 &= 137.328 \quad \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - Sh &= Sh_1 + Sh_2 &= 361.223 &\text{ kN.m} \\
 - Mh &= Mh_1 + Mh_2 + (Sh_1 \times L_2) &= 571.108 &\text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- 극한단면력

$$\begin{aligned}
 S_d &= 1.600 \cdot Sh + 1.600 \cdot S_I \\
 &= 1.600 \times 361.223 + 1.600 \times 89.773 = 721.594 \text{ kN} \\
 M_h &= 1.600 \cdot Mh + 1.600 \cdot M_I \\
 &= 1.600 \times 571.108 + 1.600 \times 95.022 = 1065.808 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

e - f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$\begin{aligned}
 V_u &= 721.594 / 4.970 \times 1.2 = 174.228 \text{ kN} \\
 M_u &= 1065.808 / 4.970 \times 1.2 = 257.338 \text{ kN.m} \\
 M_o &= (571.108 + 95.022) / 4.970 \times 1.2 = 160.836 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

▣ 단면 설계

1) 설계 조건

- 콘크리트 설계기준강도 30 MPa - 단 면 폭 1,000.0 mm
- 철 근 의 항 복 강 도 400 MPa - 철근덮개 80.0 mm

2) 휨강도 설계

- 극한 휨모멘트 257.34 kN.m - 단면높이 800.0 mm

① 휨모멘트에 의한 소요철근량

$$\frac{\phi \cdot f_y^2}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - \phi \cdot f_y \cdot d \cdot A_s + M_u = 0$$

$$2.667 A_s^2 - 244,800.00 A_s + 257,337,948 = 0$$

$$\text{이차방정식을 풀면} \quad A_{s,o} = 1,064 \text{ mm}^2$$

② 철근량 선정 및 휨강도 검토

구분	직경	개수	덮개
1st	H19	6.67	80

$$\text{철근 단면적 } A_s = 1,910 \text{ mm}^2$$

$$\text{철 근 덮 개 } dz = 80.0 \text{ mm}$$

단면의 유효깊이

$$d = H - dz = 800.0 - 80.0 = 720.0 \text{ mm}$$

등가직사각형의 깊이

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (1,910 \times 400) / (0.85 \times 30 \times 1,000.0) = 30.0 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = \text{Max}[0.85 - 0.007 \times (30 - 28), 0.65] = 0.836$$

$$c = a / \beta_1 = 30.0 / 0.836 = 35.9 \text{ mm}$$

최소 허용변형을 검토

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \cdot (h - dc - c) / c = 0.003 \times (800.0 - 80.0 - 35.9) / 35.9 = 0.0572$$

$$> \epsilon_{s,allow} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

최소 철근량 검토

$$A_{s,min} = \text{Max.}(1.4/f_y, 0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y}) b d$$

$$= \text{Max.}(1.4/400, 0.25 \times \sqrt{30/400}) \times 1,000.0 \times 720.0 = 2,520 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = \text{Min.}(A_{s,min}, 4/3 A_{s,o}) = \text{Min.}(2,520, 4/3 \times 1,064) = 1,419 \text{ mm}^2$$

$$< A_{s,used} = 1,910 \quad \therefore \text{O.K.}$$

설계휨모멘트

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.85 \times 1,910 \times 400 \times (720.0 - 30.0/2) = 457.83 \text{ kN.m}$$

$$> M_u = 257.34 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

2) 철근 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 160.84 kN.m

① 철근의 응력

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}}$$

$$n = E_s / E_c = 200,000 / 28,600 = 7$$

$$(n A_s) / b = 7 \times 1,910 / 1,000.0 = 13.4 \text{ mm}$$

$$x = -13.4 + 13.4 \times \sqrt{(1 + 2 \times 720.0 / 13.4)} = 126.2 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = 1/3 b x^3 + n A_s (d - x)^2 = 5,384,213,386 \text{ mm}^4$$

$$f_s = n M_s (h-x-d_c) / I_{cr}$$

$$= 7 \times 160,836,200 \times (800 - 126.2 - 80.0) / 5,384,213,386 = 124.2 \text{ MPa}$$

② 허용 철근간격 검토

$$k_{cr} : \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210$$

$$s_1 = 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 \text{ cc} = 457.9 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 (k_{cr} / f_s) = 507.2 \text{ mm}$$

$$\text{Min.}[s_1, s_2] = \text{Min.}[457.9, 507.2] = 457.9 \text{ mm}$$

$$> s = 150.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 전단강도 설계

$$\text{— 극한 전단력} \quad 174.23 \text{ kN} \quad \text{— 단면높이} \quad 700.0 \text{ mm}$$

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\phi V_c = \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d_v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 620.0 = 452.78 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요}$$

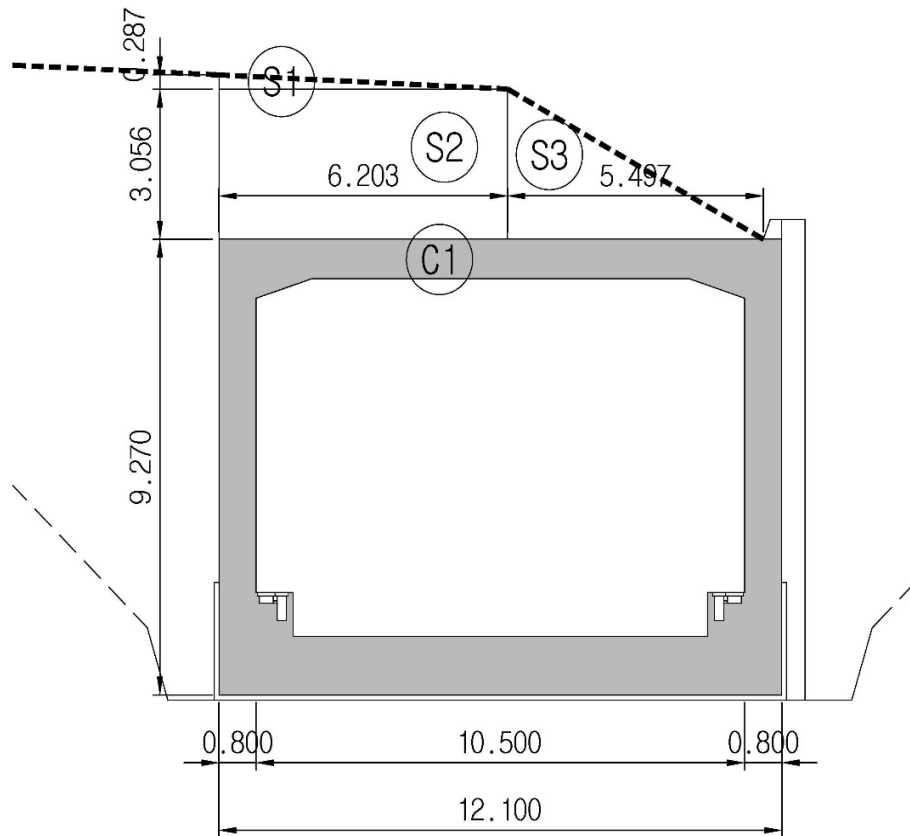
5) 수직철근 검토

$$\textcircled{1} \text{ Req's } A_s = B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 } 11.3(3)]$$

$$= 1000 \times 800 \times 0.0020 = 1600.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Used } A_s = \text{H16 @ 150} + \text{H16 @ 300} = 1986.000 \text{ mm}^2 > 1400.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

12. 활동 및 전도 안정검토



가. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정

(단위 : m당)

구분	번호	면적(Ai)	단위중량(γ)		
		m ²	kN/m ³		
외메움토	S1	$6.203 \times 0.287 \times 0.5 = 0.890$	19.000		
	S2	$6.203 \times 3.056 = 18.956$	19.000		
	S3	$5.497 \times 3.056 \times 0.5 = 8.399$	19.000		
	소계	$= 28.246$			
BOX구체	C1	cad에서 면적산출	$= 37.351$		
			$= 0.000$		
	소계	$= 37.351$			
총 계					

구분	A	γ	W	K _h	x	y	M _R	M	비고
S1	0.890	19.000	16.912	0.077	9.720	12.340	164.389	16.070	-
S2	18.956	19.000	360.171	0.077	8.530	10.735	3072.259	297.716	-
S3	8.399	19.000	159.589	0.077	3.310	10.246	528.239	125.906	-
소계	28.246		536.672				3764.887	439.692	-
C1	37.351	24.500	915.100	0.077	6.050	4.630	5536.352	326.242	-
소계	37.351		915.100				5536.352	326.242	-
총 계			1451.8				9301.239	765.934	-

2) 배면토에 의한 토압

① 상시 토압계수 산정

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 30

뒷채움흙의 경사각(β) : 3.277

옹벽배면의 수직에 대한 각 : 0.000°

H(m)	α	K_a	Pa(kN)	K_{ah}	K_{av}	비고
12.610	58.0	0.320	483.247	0.315	0.056	
12.610	57.5	0.320	483.576	0.315	0.056	
12.610	<u>57.0</u>	<u>0.320</u>	<u>483.702</u>	<u>0.315</u>	<u>0.056</u>	
12.610	56.5	0.320	483.622	0.315	0.056	
12.610	56.0	0.320	483.333	0.315	0.056	
12.610	55.5	0.320	482.834	0.315	0.056	

$$\begin{aligned}
 P_{ah} &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma t \times H^2 \\
 &= 1/2 \times 0.315 \times 19.0 \times 12.611^2 \\
 &= 476.353 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{av} &= 1/2 \times K_{av} \times \gamma t \times H^2 \\
 &= 1/2 \times 0.056 \times 19.0 \times 12.611^2 \\
 &= 83.994 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 4.203 \text{ m}$$

$$x = 12.100 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 2002.272 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_{av} \times x = 1016.327 \text{ KN.m}$$

② 지진시 토압계수 산정

뒷채움흙의 벽면마찰각($\delta = \Theta$) : 4.403

여기서... $\Theta = \tan^{-1}(kh)$

H(m)	α	K_{ae}	Pa(kN)	K_{aeh}	K_{aev}	비고
12.610	54.0	0.374	564.725	0.374	0.029	
12.610	53.5	0.374	565.097	0.374	0.029	
<u>12.610</u>	<u>53.0</u>	<u>0.374</u>	<u>565.270</u>	<u>0.374</u>	<u>0.029</u>	
12.610	52.5	0.374	565.240	0.374	0.029	
12.610	52.0	0.374	565.004	0.374	0.029	

$$\begin{aligned}
 P_{aeh} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma t \times H^2 \\
 &= 1/2 \times 0.374 \times 19.0 \times 12.611^2 \\
 &= 565.085 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{aev} &= 1/2 \times K_{aev} \times \gamma t \times H^2 \\
 &= 1/2 \times 0.029 \times 19.0 \times 12.611^2 \\
 &= 43.396 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 6.305 \text{ m}$$

$$x = 12.100 \text{ m}$$

$$M_o = P_{aeh} \times y = 3562.860 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_{aev} \times x = 525.098 \text{ KN.m}$$

나. 안정 검토

1) 상시

① 전도에 대한 안정

$$H = 476.353 \text{ kN}$$

$$V = 1451.772 + 83.994 = 1535.766 \text{ kN}$$

$$Mr = 9301.239 + 1016.327 = 10317.566 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 2002.272 \text{ KN.m}$$

$$S.F = \sum Mr / \sum Mo = 5.153 > 2.0 \therefore 0.K$$

$$e = B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V$$

$$= 12.1 / 2 - (10317.566 - 2002.272) / 1535.766$$

$$= 0.636 < 3.025 \text{ (B/4)} \therefore 0.K \text{ (기초지반이 양반인 경우)}$$

② 활동에 대한 안정

조 건	마찰각 ϕ_B (마찰계수 $\tan \phi_B$)	부착력 c_B
흙과 콘크리트	$\phi_B = \frac{2}{3} \phi$	$c_B = 0$
흙과 콘크리트 사이에 잡석을 까는 경우	$\tan \phi_B = 0.6, \phi_B = \phi$ 두 값중 작은 값	$c_B = 0$
암석과 콘크리트	$\tan \phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
흙과 흙 암석과 암석	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

$$\text{마찰계수 } \mu = \tan(\Phi B) = 0.600$$

$$H_r = C \times Ae + \sum V \times \mu$$

$$= 0.000 \times 12.100 + 1535.766 \times 0.600$$

$$= 921.460 \text{ kN}$$

$$S.F = H_r / H =$$

$$= 921.460 / 476.353$$

$$= 1.934 > 1.5 \therefore 0.K$$

2) 지진시

① 전도에 대한 안정

$$H = 565.085 \text{ kN}$$

$$V = 1451.772 + 43.396 = 1495.168 \text{ kN}$$

$$Mr = 9301.239 + 525.098 = 9826.337 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 4328.794 \text{ KN.m}$$

$$S.F = \sum Mr / \sum Mo = 2.270 > 2.0 \therefore 0.K$$

$$e = B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V$$

$$= 12.1 / 2 - (9826.337 - 4328.794) / 1495.168$$

$$= 2.373 < 4.033 \text{ (B/3)} \therefore 0.K \text{ (기초지반이 양반인 경우)}$$

② 활동에 대한 안정

$$H_r = C \times Ae + \sum V \times \mu$$

$$= 0.000 \times 12.100 + 1495.168 \times 0.600$$

$$= 897.101 \text{ kN}$$

$$S.F = H_r / H =$$

$$= 897.101 / 565.085$$

$$= 1.588 > 1.2 \therefore 0.K$$

2. 비탈면 설계

제1편 강구 비탈면 설계

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계

■ 제 1 장 강 구 비 탈 면 설 계

제 1 장

갱구 비탈면 설계

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계

- 1.1 개 요
- 1.2 갱구 비탈면 현황
- 1.3 강우침투해석으로 지하수위 상승 검토
- 1.4 비탈면 안정성 검토

01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

제 1 장 갱구 비탈면 설계

1.1 개 요

1.1.1 검토목적 및 내용

구 분	내 용
검토목적	비탈면 안정성검토는 현장조건(조사 및 시험결과)을 충분히 파악하고 시공성, 경제성 및 환경성을 고려하여 비탈면의 안정성을 확보하는 최적의 비탈면 기울기 및 대책공법을 선정하는데 그 목적이 있음
검토내용	- 본 구간의 검토대상 비탈면에 대하여 현장조사 및 실내시험을 통하여 얻은 성과를 토대로 검토한 내용은 다음과 같음 - 비탈면 설계정수 산정 - 합리적인 비탈면 설계기준 검토 - 비탈면 안정대책 검토 - 비탈면 보호공법 검토

1.1.2 비탈면 붕괴특성 평가

① 비탈면의 불안정 요인 및 파괴유형

가. 비탈면의 불안정 요인(Varnes, 1978)

분 류	요 인
지질학적 원인	① 연약 물질, ② 예민성 물질, ③ 풍화물질, ④ 전단물질, ⑤ 절리 또는 균열물질, ⑥ 투수성의 현저한 차이, ⑦ 불리한 방향의 구조적 불연속면(단층, 부정합, 접촉부 등), ⑧ 불리한 방향의 암반 불연속면(층리, 편리 등), ⑨ 강성의 현저한 차이(소성물질 위에 위치한 강성이며 조밀한 물질)
지형학적 원인	① 지구조적 또는 화산성 융기, ② Glacial rebound, ③ 비탈기슭(slope toe)의 하식(河蝕, fluvial erosion), ④ 비탈기슭(slope toe)의 파랑침식(波浪浸蝕, wave erosion), ⑤ 측면부(lateral margin)의 침식, ⑥ 지표하 침식(용융, 파이프(piping)작용), ⑦ 비탈면 또는 관부(crest)의 퇴적재하, ⑧ 식생제거(산불, 가뭄에 의해)
자연현상적 (physical) 원인	① 집중강우, ② 급한 눈의 융해, ③ 예외적으로 지속적인 강수, ④ 급한 수위강하(홍수와 조수), ⑤ 지진, ⑥ 화산분출, ⑦ 해빙, ⑧ 동결-융해 풍화, ⑨ 수축-팽창 풍화
인위적 원인	① 비탈면 기슭 또는 비탈면의 절취, ② 비탈면 또는 비탈면관부(crest)에 재하, ③ 수위강하(저수지), ④ 산림벌채, ⑤ 관계수로, ⑥ 광산개발, ⑦ 인위적 진동, ⑧ 상하수도 등의 누수

01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

나. 토사비탈면의 파괴형태

● 토사비탈면의 붕괴 특성

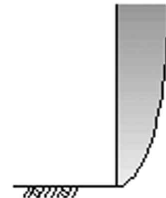
비탈면의 붕괴 특성

- 얇은 표층 붕괴 : 경사진 비탈면이 침식되기 쉬운 흙으로 구성되고 배수가 미비할 때 점차적으로 넓은 표층붕괴로 진행
- 깊은 흩쌓기 붕괴 : 고함수비의 점성토로 높은 흩쌓기를 급속히 시공하면 흩쌓기대 내부에 과잉 간극수압이 발생하여 흩쌓기의 저부에서 붕괴
- 기초지반을 포함한 붕괴 : 불안정한 경사지반이나 활동이 용이한 토층이 있는 비탈면 위에 시공한 경우 기초지반 내 활동면에 의한 대규모 붕괴 발생

비탈면의 붕괴 특성

① 붕락(Falls)

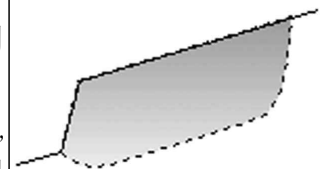
- 연직으로 깎은 비탈면의 일부가 낙하하거나 굴러서 아래로 떨어지는 현상
- 이때 떨어지는 물체와 비탈면 사이의 전단변위는 거의 없고 낙하속도가 대단히 빠름



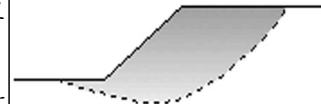
붕 락

② 활동(Slides)

- 활동면의 형상과 위치에 따라 활동물질과 활동면 사이에 전단변형에 의해서 생기는 현상으로 형상에 따라 구분됨
- 직선활동(병진활동) : 활동하는 흙의 깊이가 비탈면의 높이에 비해 작은 경우, 자연비탈면과 같이 비탈면 아래로 내려갈수록 강도가 커지는 지반에서 직선적으로 활동
- 원호활동 : 하부 지반에 연약층이 존재하여 연약층이 비교적 균질할 경우에 발생
- 대수나선 활동 : 깊이에 따라 전단강도가 증가하거나 지층이 비균질하고 전단강도의 변화가 큰 경우 발생
- 복합곡선 활동 : 기초지반에 얇은 연약지반이 있는 경우 직선과 곡선의 복합 형태로 발생



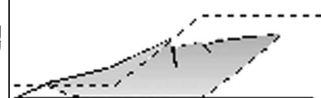
직선활동



원호활동

③ 유동(Flows)

- 활동깊이에 비해서 활동되는 길이가 대단히 길며, 소성적인 활동이 지배적
- 활동속도가 대단히 느린 경우가 많으며, 지반은 Creep 변형 발생됨



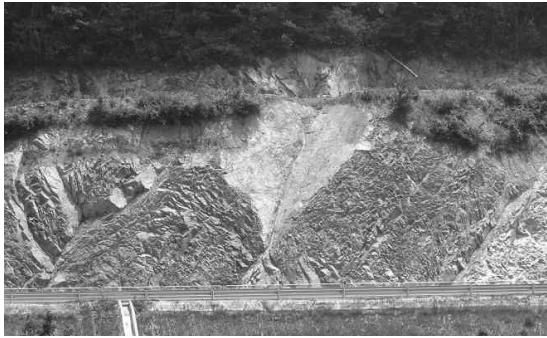
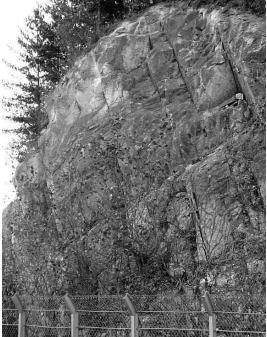
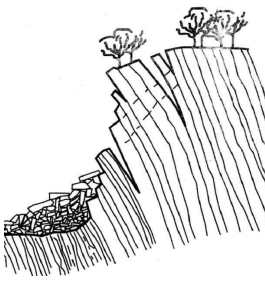
복합활동

01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

다. 암반비탈면의 파괴형태

- 비탈면의 붕괴현상은 자연적인 원인과 인위적인 행위에 의하여 발생하며, Varnes에 의해 제시된 암반비탈면 붕괴형태는 다음과 같음
- 일반적으로 암반에서 비탈면의 파괴형태는 원형파괴(Circular Failure), 평면파괴(Planar Failure), 켜기파괴(Wedge Failure) 및 전도파괴(Toppling Failure)

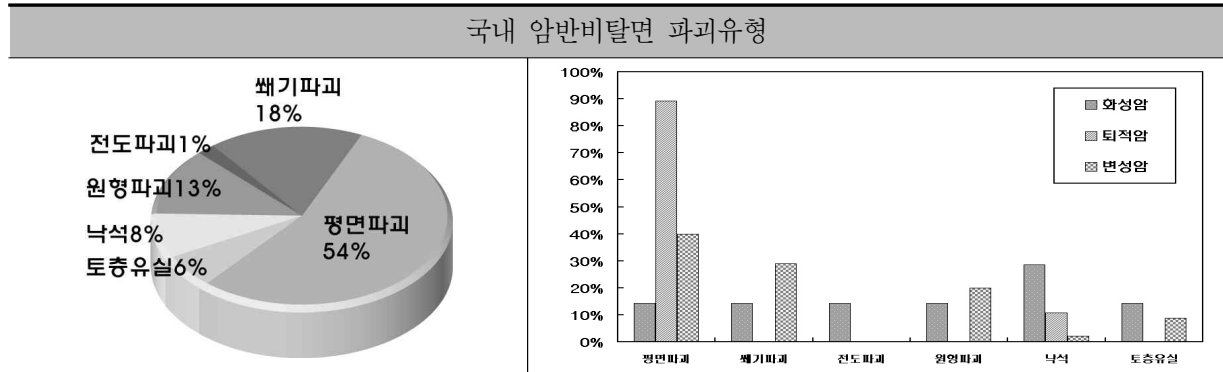
구분	전형적인 파괴형태		발 생 조 건
원형 파괴			• 지반조건: 연암~풍화암, 토층, 다수 절리군 • 발생조건: 절리가 조밀하고 불규칙하게 발달 지반 구성물질에 따라 다양한 형태를 가짐 기반암내 지질구조 발달시 이를 따라 기저에 주 파괴면 발달 가능성 높음
평면 파괴			• 지반조건: 양호한 암반, 1~3군의 절리발달 • 발생 조건: 비탈면 경사는 불연속면의 경사보다 큼 불연속면 주향은 비탈면과 $\pm 20^\circ$내외 불연속면의 경사는 마찰각보다 큼 불연속면은 비탈면의 daylight envelope내 위치 하학적 조건 까다로워 비교적 드물게 발생
켜기 파괴			• 지반조건: 양호한 암반, 1~3군의 절리발달 • 발생 조건: 두불연속면의 교차선이 비탈면의 경사보다 작고 마찰각보다 클 경우 발생 파괴의 방향은 교차선을 따르며 교차선은 daylight envelope내에 위치 암반비탈면에서 발생빈도가 가장 높음
전도 파괴			• 지반조건: 양호한 암반, 수직절리발달 • 발생조건: - Direct toppling(Block toppling): 2개 불연속면 교차선이 비탈면 경사와 반대 전도 발생할 기저면인 1군의 불연속면 발달 불연속면 주향은 비탈면 주향의 $\pm 20^\circ$내외 - Flexural toppling: 비탈면과 반대 경사의 1군의 불연속면 발달 불연속면 주향은 비탈면 주향의 $\pm 20^\circ$내외
	Direct toppling	Flexural toppling	

01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

② 사례조사 및 분석

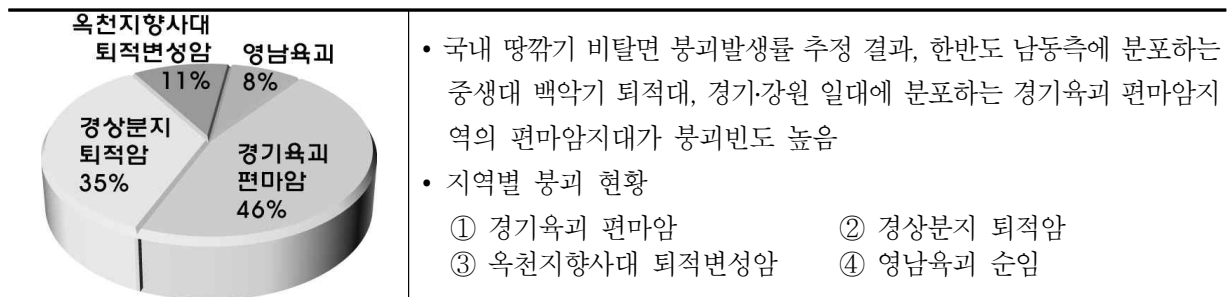
가. 국내 땅깁기비탈면 붕괴사례 분석



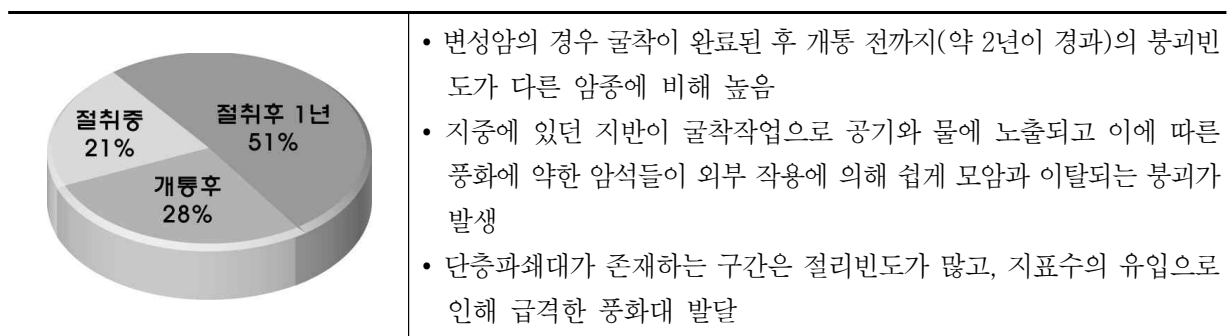
• 한국지반공학회, 1996

• 우리나라 암반비탈면 중 고속도로 구간에서 발생한 비탈면 파괴를 조사한 결과 파괴형식은 평면파괴가 50% 이상이며, 암종은 변성암이 약 60%, 퇴적암이 35%, 화성암 5%에 해당됨

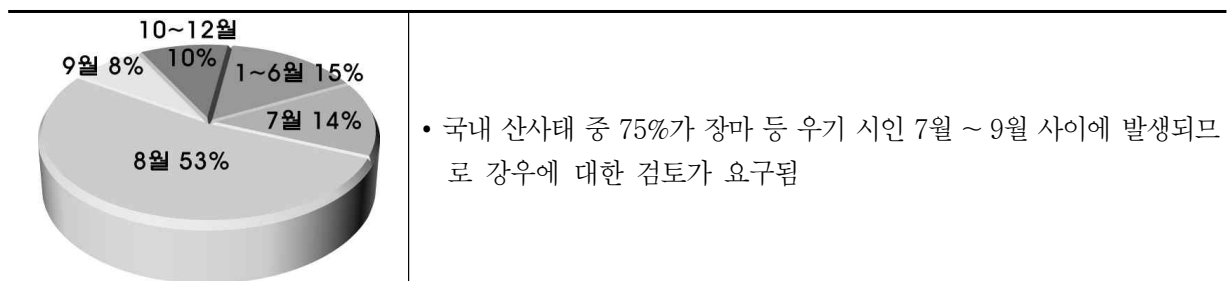
나. 지역별 붕괴 현황



다. 붕괴 시기에 따른 분류



라. 강우의 영향



01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

1.1.3 비탈면 안정성검토 기준

① 안전율 기준

가. 일반사항

- 비탈면의 안정성은 안전율 $F_s > 1.0$ 일 경우에 안전한 것으로 해석할 수 있으나 설계 시 비탈면의 불확실성으로 인한 여건을 감안하여 허용안전율을 설계에 적용
- 자료의 불확실성의 대비 수단 ➡ 강도정수, 하중, 파괴모델의 불확실성에 대한 보완

나. 비탈면 최소 안전율 적용기준

- 쌓기 비탈면 최소안전율 적용기준
 - 철도설계기준(노반편), 2013

- 쌓기 비탈면에 대한 기준안전율은 건설공사 비탈면 설계기준(국토해양부, 2011)과 같이 적용해야 한다.

– 건설공사 비탈면 설계기준 2011. 12 (국토해양부) – 일반쌓기 비탈면 기준

구 분	기준안전율	참 조
건 기 시	$F_s > 1.5$	• 쌓기체 내에 지하수가 없는 것으로 해석
우 기 시	$F_s > 1.3$	• 지하수 조건은 지반조사 결과, 지형조건 및 배수조건 등을 종합적으로 판단하여 안정성에 가장 불리한 상태가 발생하는 조건에 대하여 수행 • 한쪽쌓기 한쪽깎기 비탈면에서는 상기조건에 따라 산정한 지하수위 또는 침투 해석을 통한 지하수위를 이용하여 해석 • 쌓기 표면에 강우침투가 발생하는 경우에는 설계계획빈도에 따른 해당지역의 강우강도, 강우지속시간을 등을 고려하여 강우침투를 고려한 해석 실시
지 진 시	$F_s > 1.1$	• 지진관성력은 파괴토체의 중심에 수평방향으로 작용시킴 • 지하수위는 우기시 조건과 동일하게 적용
단 기	$F_s > 1.1$	• 1년 미만의 단기적인 비탈면의 안정성(시공중 포함) • 지하수 조건은 장기안정성 검토의 우기시 조건과 동일하게 적용

● 흙쌓기 비탈면 안전율 적용

구 분	적용 안전율	지하수위	적용 근거
건 기 시	$F_s > 1.5$	• 쌓기체 내에 지하수 없는 것으로 해석	• 건설공사 비탈면 설계기준 (국토해양부, 2011.12)
우 기 시	$F_s > 1.3$	• 지표면 포화	
지 진 시	$F_s > 1.1$	• 우기시 조건과 동일하게 적용	
단 기	$F_s > 1.1$	• 장기안정성 검토의 우기시 조건과 동일하게 적용	

※ 우기시 지하수위 조건은 지반조사 결과, 지형조건 및 배수조건 등을 종합적으로 판단하여 안정성에 가장 불리한 상태가 발생하는 조건에 대하여 수행

01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

● 깎기 비탈면 최소안전율 적용기준

－ 철도설계기준(노반편), 2013

- 깎기 비탈면에 대한 기준안전율은 건설공사 비탈면 설계기준(국토해양부, 2011)과 같이 적용해야 한다.

－ 건설공사 비탈면 설계기준 2011. 12 (국토해양부) - 땅깎기 비탈면 기준

구 분	기준안전율	참 조
건 기 시	$F_s > 1.5$	지하수가 없는 것으로 해석
우 기 시	$F_s > 1.2$ 또는 $F_s > 1.3$	- 연암 및 경암 등으로 구성된 암반비탈면의 경우, 인장균열 내 지하수 포화 높이나 활동면을 따라 지하수로 포화된 높이의 1/2심도까지 지하수를 위치시키고 해석을 수행하며 이 경우 $F_s=1.2$를 적용 - 토층 및 풍화암으로 구성된 비탈면의 안정해석은 지하수위를 결정하여 해석하는 방법 또는 강우의 침투를 고려한 방법 사용 가능 - 지하수위를 결정하여 해석하는 경우 현장 지반조사 결과, 지형조건 및 배수조건 등을 종합적으로 고려하여 지하수위를 결정하고 안정해석을 수행하며, 지하수위를 결정한 근거를 명확히 기술($F_s=1.2$적용) - 강우의 침투를 고려한 해석을 실시하는 경우 현장 지반조사 결과, 지형조건, 배수조건과 설계계획빈도에 따른 해당지역의 강우강도, 강우지속시간을 등을 고려하여 안정해석을 수행하며, 해석시 적용한 설계정수와 해석방법을 명확히 기술($F_s=1.3$적용)
지 진 시	$F_s > 1.1$	- 지진관성력은 파괴토체의 중심에 수평방향으로 작용시킴 - 지하수위는 우기시 조건과 동일하게 적용
단 기	$F_s > 1.1$	1년 미만의 단기적인 비탈면의 안정성(시공중 포함) - 지하수 조건은 장기안정성 검토의 우기시 조건과 동일하게 적용

● 땅깎기 비탈면 안전율 적용

구 분	기준안전율	지하수위	적용근거
건 기 시	$F_s > 1.5$	지하수가 없는 것으로 해석	건설공사 비탈면 설계기준 (국토해양부, 2011.12)
우 기 시	$F_s > 1.2$ or $F_s > 1.3$	- 강우침투해석 결과 원지반 포화시($F_s > 1.2$) - 강우침투해석 결과 원지반 아래 수위 적용시 ($F_s > 1.3$)	
지 진 시	$F_s > 1.1$	우기시 조건과 동일하게 적용	
단 기	$F_s > 1.1$	장기안정성 검토의 우기시 조건과 동일하게 적용	

01

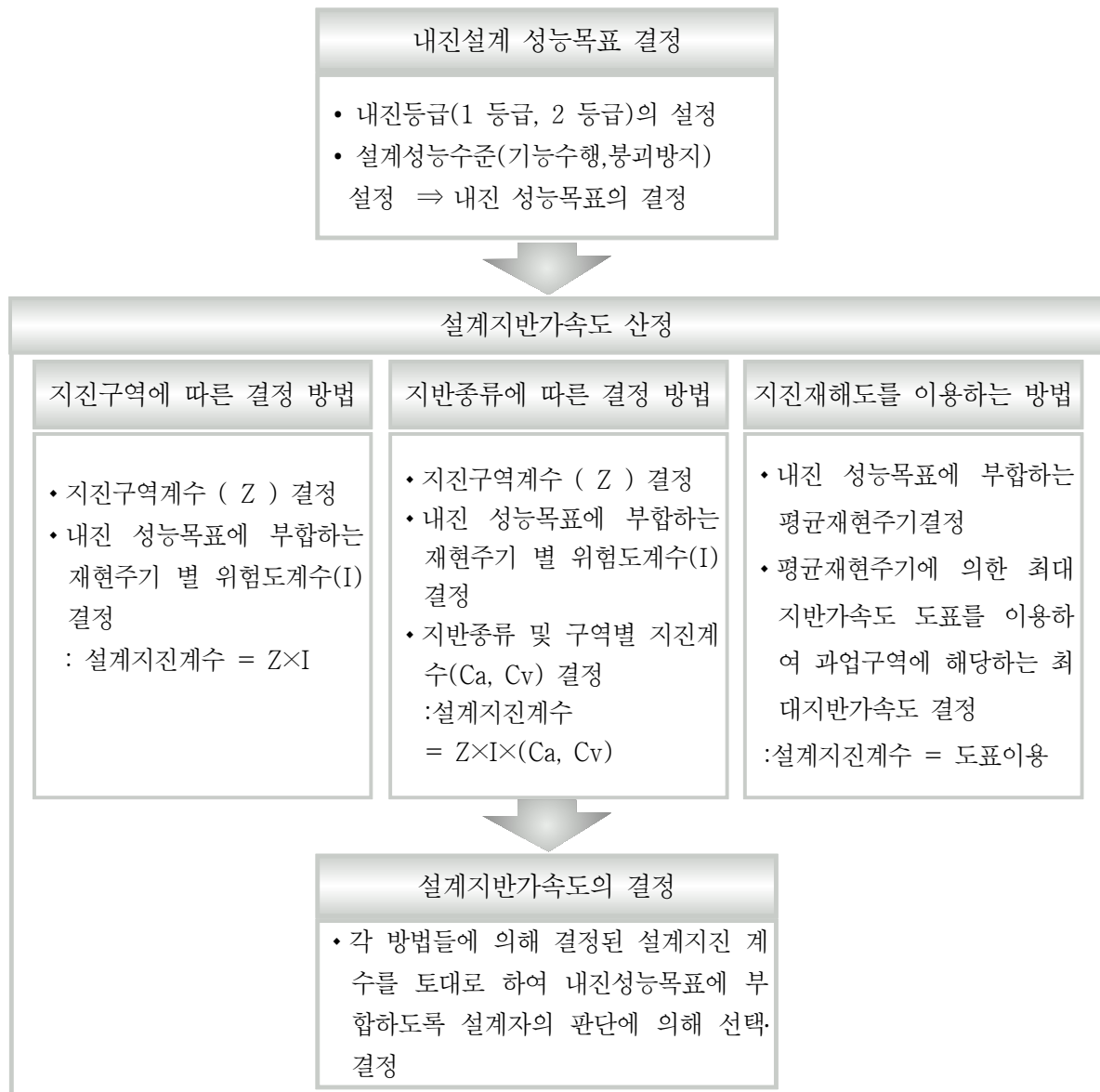
제 1 장 갱구 비탈면 설계

② 비탈면 내진해석

가. 검토개요

- 지진하중으로 인한 안정성 확보를 위하여 극한평형법을 이용한 비탈면 안정해석에서 지진하중을 고려하기 위하여 지진계수 산정
- 설계지반운동 수준은 “내진설계기준연구(Ⅱ), 건설교통부, 1997”를 기준으로 하여 설계지반운동 수준에 따른 지진계수 산정
- 지진하중은 우기시 조건과 동일하게 작용하는 것으로 해석

나. 설계지반가속도 결정 방법



01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

다. 내진설계 기준

● 시설물 중요도에 따른 내진등급

구 분	시 설 물
내진 I 등급	• 사회 국가적으로 중요한 시설물
내진 II 등급	• 일반 시설물

● 설계성능 수준

구 분	시 설 물
기능 수행 수준	• 구조물에 심각한 구조적 손상이 발생하지 않고 지진 시나 지진 경과후에도 구조물의 기능은 정상적으로 유지될 수 있는 성능 수준
붕괴 방지 수준	• 구조물에 제한적인 구조적 피해는 발생하나 긴급보수를 통해 단시간에 구조물로서의 기능이 발휘될 수 있는 수준

● 내진성능 목표

성능 수준 \ 재현주기	50년	100년	200년	500년	1,000년	2,400년
기능수행	내진 II 등급	내진 I 등급	—	—	—	—
붕괴방지	—	—	—	내진 II 등급	내진 I 등급	—

라. 설계지진계수 산정 기준

- 설계지진계수는 지진에 의한 지반진동의 강도를 나타내는 설계가속도로 보통 최대지반 가속도를 의미하며, 설계지진계수 산정방법은 지진구역에 따른 방법, 지반분류에 의한 방법 및 기준 지진 재해도에 따른 방법 등이 있음

● 지진구역에 따른 방법

— 지진구역 구분 및 구역계수

지진구역	행 정 구 역		구역계수, $Z(g)$
I	시	• 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	• 경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	• 강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

주) 지진구역계수는 구분된 각 지진구역별로 평균재현주기 500년을 기준으로 결정되었으므로 평균재현주기별 최대유효지반가속도의 비를 의미하는 위험도계수를 선정

01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

- 재현주기에 따른 위험도 계수

재현주기	50년	100년	200년	500년	1,000년	2,400년
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1	1.4	2.0

주) 위험도 계수를 이용함으로써 다른 재현주기에서의 설계지반운동 수준을 결정할 수 있음

● 지반분류에 의한 방법

- 지반특성에 따른 지반분류

지 반 분 류	지반종류의 호칭	상부 30 m에 대한 평균 지반특성		
		전단파 속도 (m/s)	SPT N값	비배수전단강도 (kPa)
SA	• 경암 지반	1,500 초과	—	—
SB	• 보통암 지반	760~1,500		
SC	• 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360~760	> 50	> 100
SD	• 단단한 토사지반	180~360	15~50	50~100
SE	• 연약한 토사지반	180 미만	< 15	< 50
SF	• 부지고유의 특성평가가 요구되는 지반 (액상화 가능 지반, 예민 점토, 이탄, 유기성 점토, 고소성 점토)			

- 설계응답스펙트럼

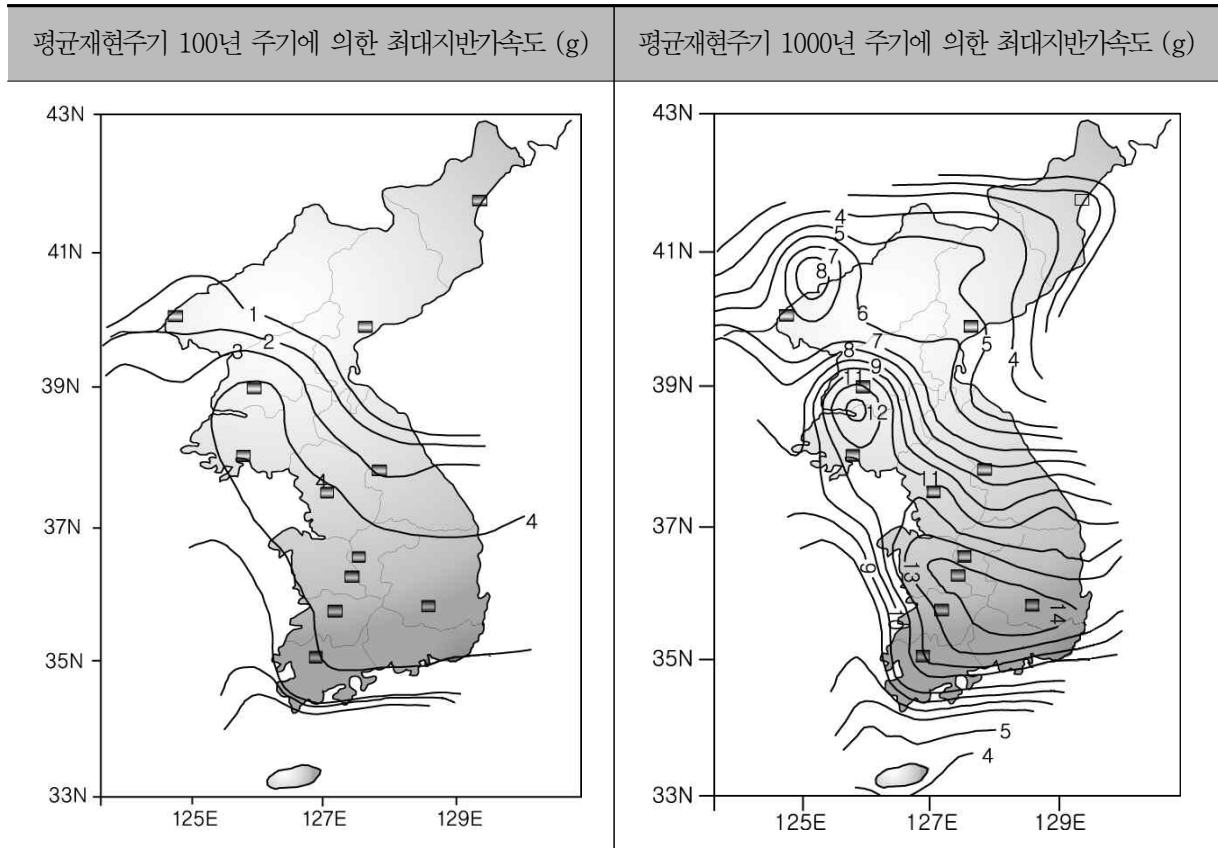
지 반 분 류	Ca		Cv	
	지진구역 I	지진구역 II	지진구역 I	지진구역 II
SA	0.09	0.05	0.09	0.05
SB	0.11	0.07	0.11	0.07
SC	0.13	0.08	0.18	0.11
SD	0.16	0.11	0.23	0.16
SE	0.22	0.17	0.37	0.23

주): 표준설계응답스펙트럼의 완전한 결정을 위해 요구되는 지진계수

01

제 1 장 갭구 비탈면 설계

● 지진 재해도에 의한 방법



● 설계지반가속도 산정

- 설계성능목표의 적용 및 근거

구 분	내진등급	설계성능수준	지반운동 수준	비고
적 용	내진1등급	붕괴방지수준	평균재현주기 1,000년	

- 설계지반가속도 산정

구 분	지진구역 계수	위험도 계수	설계지진계수	적용 수평지진 계수
지진구역 기준	0.11 (경상북도)	1.4 (재현주기 1,000년)	0.154g	$0.154g \times 0.5$ $= 0.08 \text{ g}$
지진재해도 기준			0.135g	
적용 근거	본 과업구간은 경상북도에 위치하고 있으므로 지진구역계수 산정 시 지진구역이 I에 해당하므로 지진구역계수는 0.11을 적용하였으며, 내진성능 기준은 재현주기 1,000년에 해당하는 붕괴방지수준을 고려하여 재현주기에 따른 위험도 계수 1.4를 적용하여 0.154g를 산정 후 등가정적해석을 고려해 50% 적용(항만 및 어항시설의 내진 설계표준서, 1999)함.			

01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

③ 비탈면 설계지반정수

- 비탈면 안정성 검토를 위해 사용된 설계지반정수는 “중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 지반조사보고서 (제5장 지반정수산정)”를 참조하였음.

가. 쌓기재 설계지반정수

구 분	단위중량(γ_t , kN/m ³)	점착력(C, kN/m ²)	내부마찰각(ϕ , °)
토 사	19	15	25
암버력	20	0	37

나. 토사, 풍화암 및 기반암 설계지반정수

지 층		단위중량 (kN/m ³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (Em, MPa)	포아송비 (ν)	투수계수 (cm/s)
매립, 전답층		18	0	26	20	0.37	6.0×10^{-4}
붕적층		17	2	27	23	0.34	4.0×10^{-4}
퇴적층	점성토	17.5	30	0	5	0.38	5.0×10^{-6}
	모 래	18	5	27	15	0.35	5.0×10^{-4}
	자 갈	19	0	32	40	0.33	2.0×10^{-3}
풍화토		19.5	19	29	50	0.32	3.0×10^{-4}
풍화암		20	29	31	200	0.31	2.0×10^{-4}
연 암		23	250	33	2,400	0.28	8.5×10^{-5}
경 암		26	1,800	39	10,000	0.23	9.5×10^{-6}
단층파쇄대		20	50	32	450	0.30	5.0×10^{-4}

다. 불연속면 강도정수

구 분	점착력(C, kN/m ²)	내부마찰각(ϕ , °)	비 고
퇴 적 암	22	26	

01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

1.1.4 비탈면 안정해석 방법

① 토사비탈면의 안정해석

기본방향	• Modified Bishop방법 및 Janbu방법을 고려할 수 있는 Soilworks를 이용 • 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 있는 토체의 안정성을 해석하는 한계평형이론 (Limit Equilibrium Theory)을 적용 • 한계평형해석 방법의 목적은 활동면을 따라 파괴발생이 예상되는 토체의 안정성을 해석하는 것으로 검토를 단순화하기 위한 조건을 가정함 • 지하수위는 Soilworks의 연계해석을 활용하여 우기시 지하수위 영향을 검토하고 프로그램에 적용
------	---

가. 해석방법에 따른 해석 조건

방 법	가 정	한계평형 조건		
		모멘트	수직력	수평력
Fellenius	절편력의 합은 각 절편의 바닥에 평행	○	×	×
Bishop	절편력간 작용력은 수평방향으로 작용	○	○	×
Janbu	절편축력은 수평방향	○	○	○
Morgenstern-Price	$X/E = \lambda f(X)$	○	○	○
Spencer 간편법	X/E 는 모든 비탈면에 대해 일정	○	○	○

나. Bishop 간편법 해석 원리

구분	Bishop 간편법
안 전 율 계 산 식	$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan \phi + \Delta T \tan \phi) \frac{1}{m} a(n)}{\sum_{n=1}^{n=p} (\sin a_n)}$ $ma(n) = \cos a_n + \frac{\tan \phi \cdot \sin a_n}{F_s}$ • W : 절편 흙의 전체중량(tf/m³) • c : 흙의 점착력(tf/m²) • ϕ : 흙의 내부 마찰각(°) • a : 경사각 (°) • b : 절편 폭(m) • ΔT : $T_n - T_{n+1}$
비 탈 면 해 석 기본원리	

01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

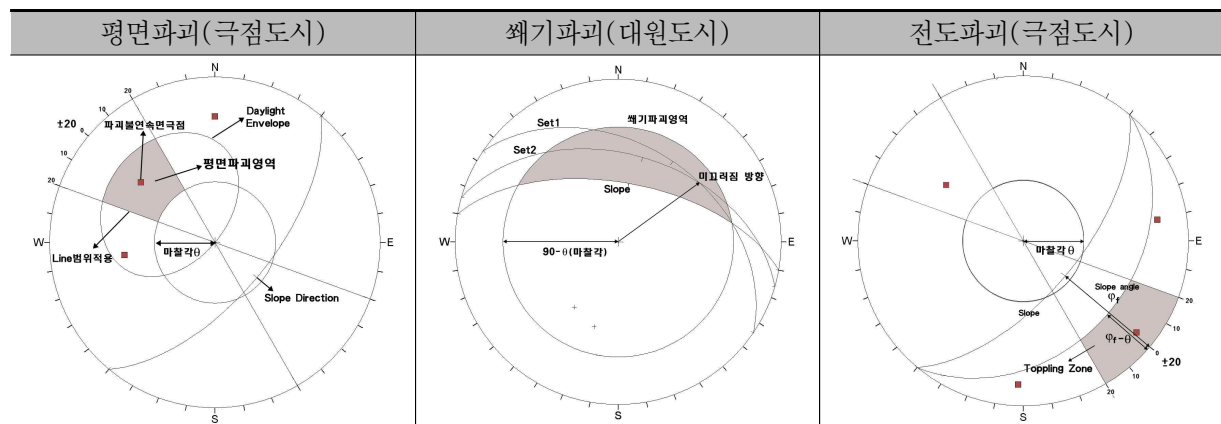
다. Soilworks 프로그램 개요

구 분	내 용
개요	- MIDAS사에서 개발 - 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 있는 토체의 안정성을 해석하는 한계평형이론(Limit Equilibrium Theory)을 적용하였다. - 강우에 의한 지하수위 변화는 프로그램에 내장된 연계해석을 활용하여 적용.
특성	- 보강사면에 작용하는 보강재의 인장력, 활동면의 전단저항력 및 전단응력의 한계평형 상태를 고려하여 검토 - 지반을 별개 또는 요소의 수직 절편으로 나누어 정적인 평형상태에 대한 해석하는 방법으로 설계 시 적용되는 다양한 기하학적인 변수를 고려할 수 있으며, 지반과 보강재 사이의 거동해석이 실제와 가깝다는 장점을 가진다.
유사 프로그램	TALREN, Slope/w, Stable 5
적 용	깎기 비탈면

② 암반비탈면의 안정해석

가. 평사투영해석

기본방향	- 평사투영망(Stereonet)상에 비탈면의 방향, Daylight Envelope, 마찰각, 불연속면의 방향 등을 도시하여 비탈면의 기하학적인 안정성을 해석하는 방법 - 평면파괴와 전도파괴에 대한 해석은 극점 도시(Pole Plot)의 방법, 켄터파괴의 경우에는 대원 도시(Great Circle Plot)법을 이용
------	---



나. 평면파괴에 대한 한계평형해석(평사투영해석 결과가 불안정한 경우에 실시)

기본방향	- 평면파괴의 한계평형해석은 MIDAS사에서 개발한 Soilworks를 이용 - 해석비탈면은 절취 전 비탈면이므로 인장균열의 유무와 깊이를 인지할 수 없고 비탈면내 최대 규모의 하중 작용 시(건기 시) 파괴형태를 고려하기 위하여 적용 - 그러나 현장 시공 시 발파암 절취과정에서 인장균열이 발견될 경우, 파괴면 상의 수압에 의한 양압력(U, V)의 작용으로 비탈면 안전율이 저하될 가능성이 있으므로 반드시 비탈면 안정검토를 실시, 비탈면 경사를 조정하여야 함
------	--

01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

인장균열을 고려하지 않는 경우의 평면파괴 한계평형해석

해석에 사용된 가정		• W, U, V 등은 미끄럼 블록의 중심을 통하여 작용 • 인장균열 고려시, 인장균열의 깊이는 수직방향으로 발달하며, zw 깊이까지 물이 차있음 • 단위두께를 가진 슬라이스로 가정 • 파괴부분의 양측면은 미끄럼 저항이 없는 자유면으로 가정
인장균열 미 고 려	건기/우기시	$F = \frac{c \cdot A + [W \cos \psi_p - U] \tan \phi}{W \sin \psi_p}$
	지진시	$F = \frac{c \cdot A + [W (\cos \psi_p - \alpha \sin \psi_p) - U] \tan \phi}{W (\sin \psi_p + \alpha \cos \psi_p)}$
인장균열 고 려	건기/우기시	$F = \frac{c \cdot A + [W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p] \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p}$
	지진시	$F = \frac{c \cdot A + [W (\cos \psi_p - \alpha \sin \psi_p) - U - V \sin \psi_p] \tan \phi}{W (\sin \psi_p + \alpha \cos \psi_p)}$

1.2 갱구 비탈면 현황

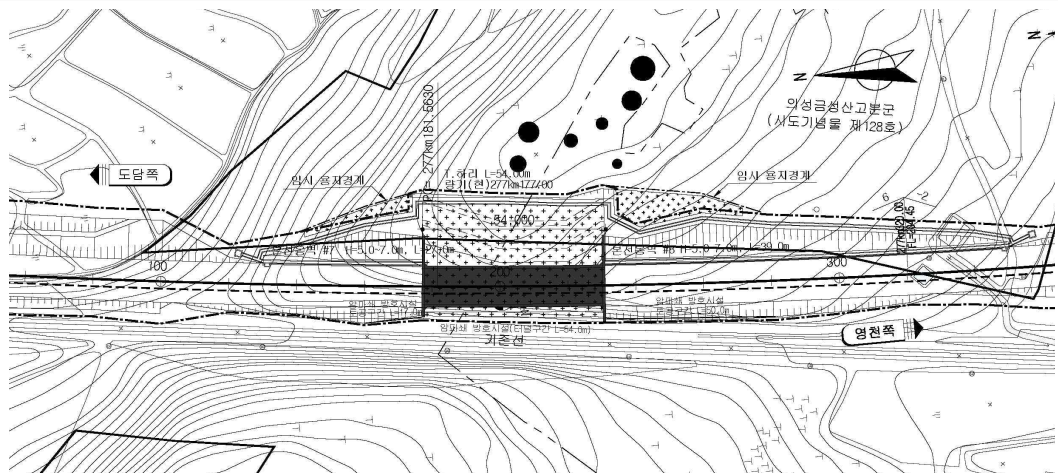
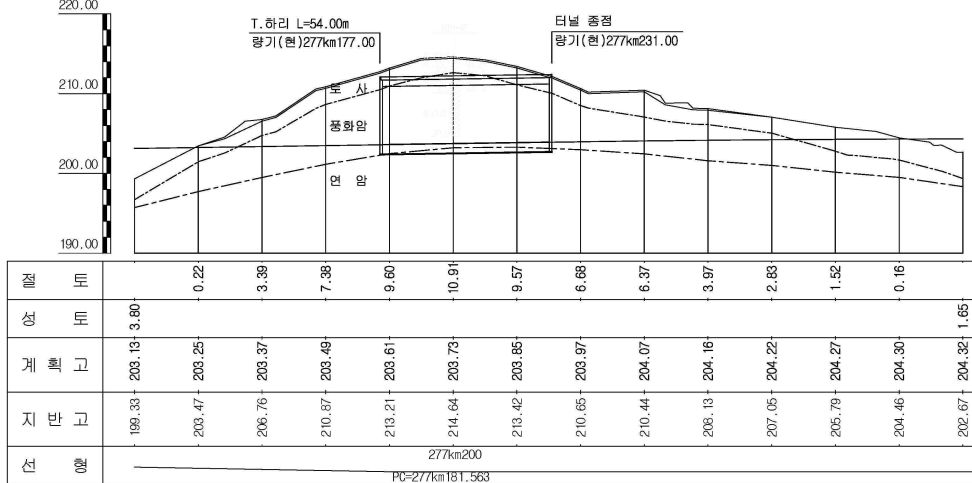
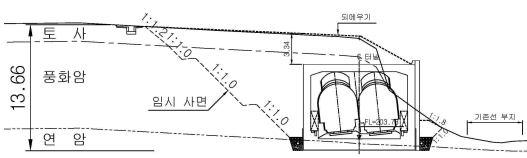
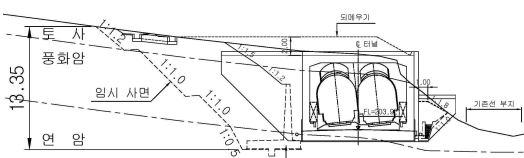
1.2.1 비탈면 현황

구 분	구 간		깎이고 (m)	지반조사 현황		비 고
				시추공	지하수위 (GL.-m)	
하리 터널	277km+200.0	좌측	13.6	NTB-47	7.2	
	277km+231.0	좌측	13.0	NTB-47	7.2	

01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

1.2.3 검토 대상 비탈면 현황

구 분	현 황																																																																															
지층조건	• 풍화암 지표하 1.9~3.3m, 연암 지표하 6.5~11.5m 분포																																																																															
평 면																																																																																
중 단	 <table><tr><td>절</td><td>단</td><td>0.22</td><td>3.39</td><td>7.38</td><td>9.60</td><td>10.91</td><td>9.57</td><td>6.68</td><td>6.37</td><td>3.97</td><td>2.83</td><td>1.52</td><td>0.16</td></tr><tr><td>성</td><td>단</td><td>3.80</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>1.65</td></tr><tr><td>계</td><td>획</td><td>고</td><td>203.13</td><td>203.25</td><td>203.37</td><td>203.49</td><td>203.61</td><td>203.73</td><td>203.85</td><td>203.97</td><td>204.07</td><td>204.16</td><td>204.22</td><td>204.27</td><td>204.30</td><td>204.32</td></tr><tr><td>지</td><td>반</td><td>고</td><td>199.33</td><td>203.47</td><td>206.76</td><td>210.67</td><td>213.21</td><td>214.64</td><td>213.42</td><td>210.65</td><td>210.44</td><td>206.13</td><td>207.05</td><td>205.79</td><td>204.46</td><td>202.67</td></tr><tr><td>선</td><td>형</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr></table>	절	단	0.22	3.39	7.38	9.60	10.91	9.57	6.68	6.37	3.97	2.83	1.52	0.16	성	단	3.80											1.65	계	획	고	203.13	203.25	203.37	203.49	203.61	203.73	203.85	203.97	204.07	204.16	204.22	204.27	204.30	204.32	지	반	고	199.33	203.47	206.76	210.67	213.21	214.64	213.42	210.65	210.44	206.13	207.05	205.79	204.46	202.67	선	형															
절	단	0.22	3.39	7.38	9.60	10.91	9.57	6.68	6.37	3.97	2.83	1.52	0.16																																																																			
성	단	3.80											1.65																																																																			
계	획	고	203.13	203.25	203.37	203.49	203.61	203.73	203.85	203.97	204.07	204.16	204.22	204.27	204.30	204.32																																																																
지	반	고	199.33	203.47	206.76	210.67	213.21	214.64	213.42	210.65	210.44	206.13	207.05	205.79	204.46	202.67																																																																
선	형																																																																															
횡 단	 량기(현)277km200.00  량기(현)277km231.00																																																																															
특기사항	• 의성 금성산 고분군(시도기념물 제128호) 인접하여 통과 • 본선 옹벽 시공에 따른 임시 사면 적용 • 비탈면 높이 H=13.35~13.66m																																																																															
검토의견	• 비탈면내 지층 상태는 NTB-47 자료 활용 • 최대 비탈면 높이가 형성되는 지점을 대표단면으로 선정 • 해석적용 지하수위는 침투해석을 실시하여 적용																																																																															

01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

1.3 강우침투 해석으로 지하수위 상승 검토

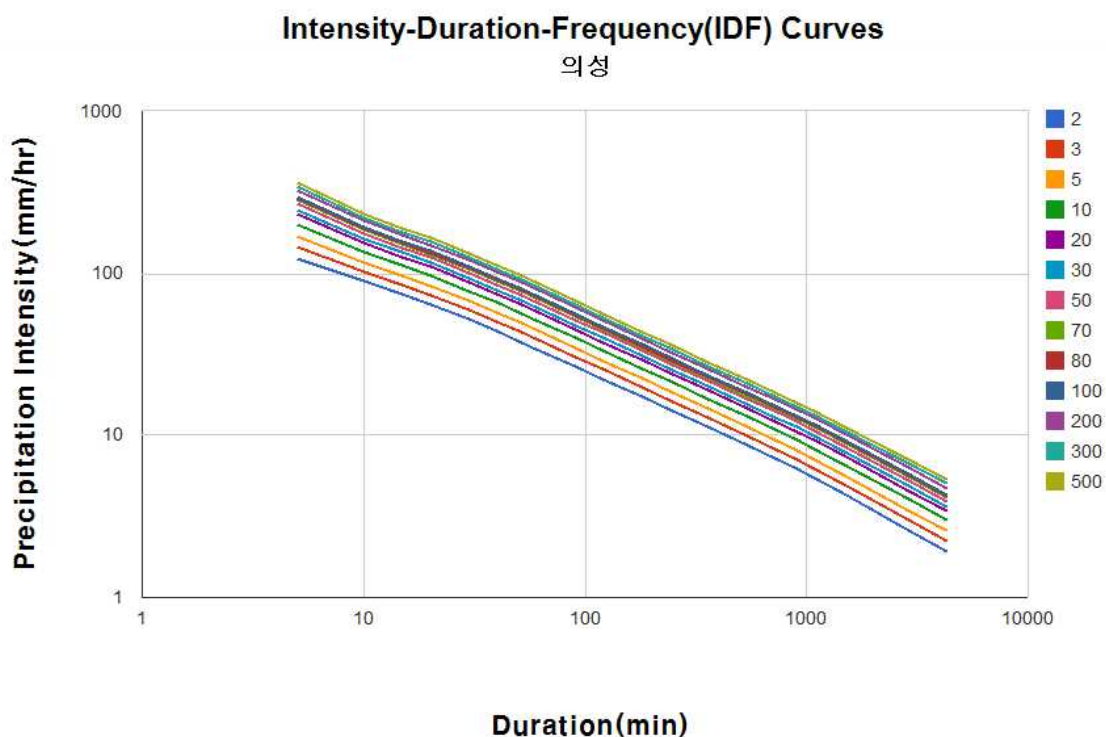
1.3.1 해석방법

- 비탈면 안정검토 시 우기시의 지하수위를 적용하기 위하여 강우침투해석 실시
- 과업구간 인근지역인 의성 기상관측 자료 이용
- 강우침투해석 방법 : 강우강도 값을 적용 강수지속시간 48hr을 적용 후 지하수위 영향 분석
- 적용프로그램 : Seep/w
- 강우침투해석을 통해 최대 지하수위 상승고 산정
- 우기시 및 지진시에 대한 비탈면 안정성검토시 지하수위 상승을 고려하여 변경 지하수위 적용
- 강우강도 값은 한국확률강우량정보(국토교통부) 사이트 참조 (<http://www.k-idf.re.kr>)

1.3.2 적용강우 강도

구 분	관측소	발생빈도(년)	지속시간(hr)	강우강도 (mm/hr)	비고
강우강도	의성관측소(기상청)	100	48	9.50	

의성 강우강도 그래프

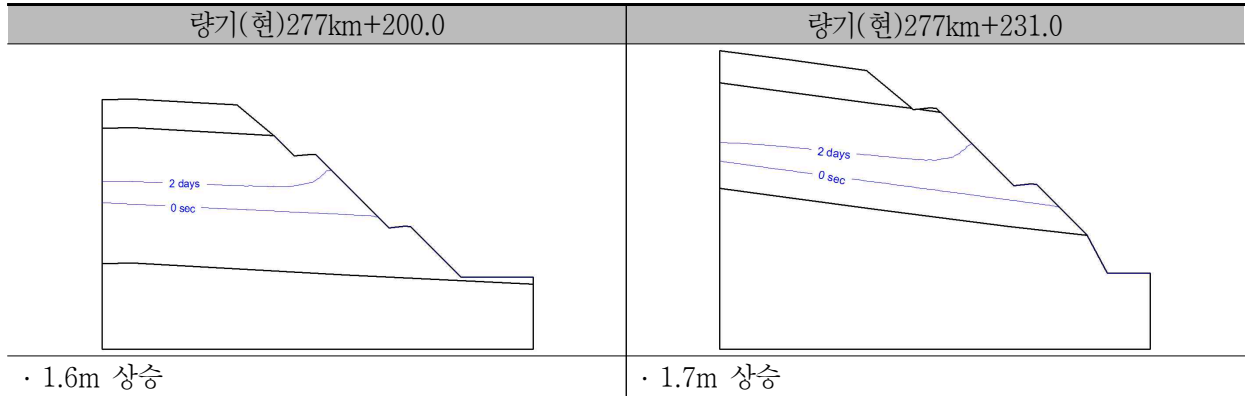


01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

1.3.3 침투 해석 결과

가. 하리터널



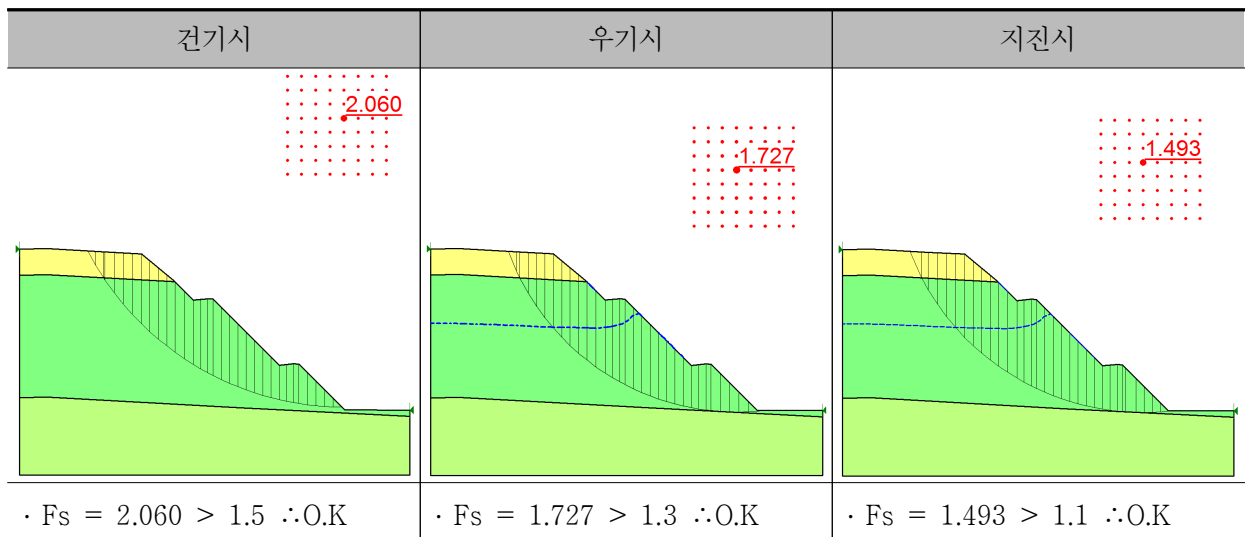
1.3.4 구간별 지하수위 설계 적용현황(토사/풍화암 안정성 검토시)

구 분		지하수위(GL.-m)		상 승 고(m)
		초기 지하수위	상승후 지하수위	
하리터널	277km+200.0	7.2	5.6	1.6
	277km+231.0	7.2	5.5	1.7

1.4 비탈면 안정성 검토

1.4.1 토사/풍화암 안정성 검토

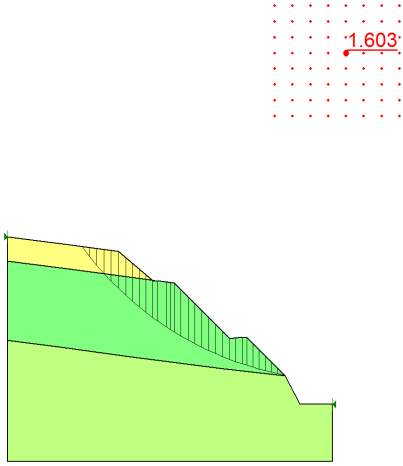
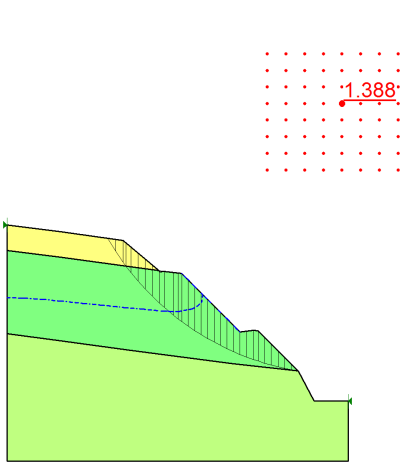
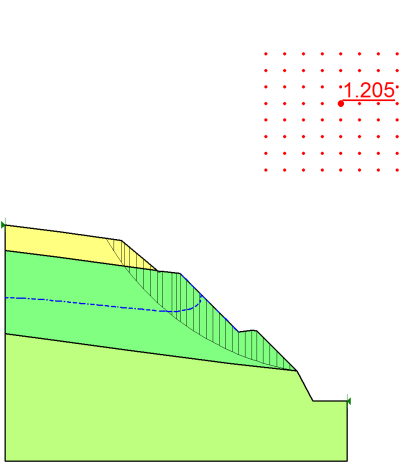
가. 277km+200.0



01

제 1 장 갱구 비탈면 설계

나. 277km+231.0

건기시	우기시	지진시
		
· $F_s = 1.603 > 1.5 \therefore \text{O.K}$	· $F_s = 1.388 > 1.3 \therefore \text{O.K}$	· $F_s = 1.205 > 1.1 \therefore \text{O.K}$

1.4.3 비탈면 안정성 검토 결과

가. 토사/풍화암 비탈면 안정성 검토 결과

구 분		비탈면 안전율			평 가
		건 기($F_s > 1.5$)	우 기($F_s > 1.3$)	지진시($F_s > 1.1$)	
하리터널	277km+200.0	2.060 > 1.5	1.727 > 1.3	1.493 > 1.1	안 정
	277km+231.0	1.603 > 1.5	1.388 > 1.3	1.205 > 1.1	안 정
검 토 결 과		• 건기, 우기, 지진시 모두 기준안전율을 만족하여 안정한 것으로 검토됨.			