

제 5장 안전성 평가

5.1 개요

5.2 구조해석

5.3 응답변위법을 이용한 내진검토

제 5장 안전성 평가

5.1 개 요

터널의 콘크리트 라이닝은 터널 주변 지반상태, 환경조건 및 주지보재의 지보능력을 고려하여 사용 목적에 적합한 설계를 하여야 한다. 또한 콘크리트 라이닝은 장기간 지반압 등의 하중을 견디고 누수 등에 의한 침식이나 변형 및 균열 등이 없는 내구적인 것이어야 한다.

본 보고서에서는 시공된 라이닝의 구조적 안정성을 검토하여 구조물의 내하력, 사용성 등을 검토하고 시설물의 구조적 기능적 안정성을 평가하고자 한다.

가. 재료특성 및 강도

【표 5.1】 재료특성 및 강도

구 분	설계강도(f_{ck} , MPa)	탄성계수(E_c , MPa)	단위중량(kN/m^3)
콘 크 리 트	24	23,000	23.0
철 근 콘 크 리 트	24	23,000	25.0
철 근	300	210,000	78.5

나. 지반특성에 따른 물성치

【표 5.2】 지반특성에 따른 물성치

지보패턴	변형계수(MPa)	단위중량(kN/m^3)	프아송비(ν)
무근구간	2,000	23.00	0.25
철근구간	2,000	23.00	0.25

다. 적용 설계법

1) 강도 설계법

무근 및 철근 콘크리트 구조물의 설계방법은 부재의 파괴상태 또는 파괴에 가까운 상태에 기초를 둔 강도설계법으로 필요 철근량 산출 및 사용성 검토를 수행하여 안정성 및 내구성 확보

또한 콘크리트 라이닝의 형상은 축력이 무리없이 전달됨으로서 인장력이 발생되지 않는 형상이 되도록 하여야 하나 부득이 인장력이 발생할 시는 적절한 철근보강이 필요함

1) 강도설계법을 통한 무근 콘크리트 검토(콘크리트 구조기준, 2012)

구분	공칭강도	설계조건 (휨 모멘트와 축력을 동시에 받는 부재)
설계적용	•인장이 지배적일 경우 : $\phi M_n = \phi \cdot 0.42 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot S$ •압축이 지배적일 경우 : $\phi M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot S$ •$\phi P_n = \phi \cdot 0.60 \cdot f_{ck} \cdot [1 - (\frac{l_c}{32h})^2] \cdot A_g$ •$\phi V_n = \phi \cdot 0.11 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot h$	•인장면 검토 : $M_u/S_m - P_u/A_g \leq 0.42\phi\lambda\sqrt{f_{ck}}$ •압축면 검토 : $P_u/\phi P_n + M_u/\phi M_n \leq 1$ •전단력 검토 : $\phi V_n \geq V_u$

2) 강도설계법을 통한 철근 콘크리트 강도감소계수(콘크리트 구조기준, 2012)

【표 5.3】 강도설계법

부재 또는 하중의 종류		강도감소계수(ϕ)
축방향 인장부재		0.85
압축지배 단면	나선철근 부재	0.70
	기타의 부재	0.65
전단과 비틀림		0.75

라. 설계하중

1) 자 중

구조물의 자중계산에 사용되는 재료의 단위중량은 아래의 표에 나타난 값을 적용하였다.

【표 5.4】 단위중량

철근콘크리트	무근콘크리트	강재
25.0 kN/m ³	23.0 kN/m ³	78.5 kN/m ³

2) 이완하중

배수형 터널에서는 숏크리트와 록볼트 등의 1차 지보재가 터널 내구연한 동안 충분한 지보역활을 한다면 콘크리트 라이닝에서는 배수재 기능저하에 따른 잔류수압 이외의 하중은 작용하지 않는다. 그러나 지반조건 불량 및 숏크리트의 열화 등 1차 지보재가 지보능력을 상실한 경우를 대비하여 적용

【표 5.5】 지보패턴 이완하중

구분	이완하중	비 고
무근 구간	P=0.5m	-
철근 구간	P=0.125(B)=1.69m	-

3) 수 압

본 터널은 배수형 터널로서 지반내의 지하수는 터널 배수구를 통해 배수함으로써 내부라 이닝은 수압을 받지 않도록 하는 것이 원칙이나, 터널에서 배수지체 현상을 고려하여 잔류 수압 1/3Ht 적용

마. 하중조합(콘크리트 구조설계기준, 2012)

【표 5.6】 CASE별 하중조합

구 분	자 중	이완하중	잔류수압	비 고
CASE 1	1.2	1.6	1.6	강도 설계법
CASE 2	1.2	1.4	1.4	
CASE 3	1.0	1.0	1.0	

바. 지반 스프링 계수

라이닝 구조해석시 지반과의 경계조건은 라이닝이 지반쪽으로의 변형형상을 가질 때에 한 해 압축스프링으로 모사할 수 있다. 이때, 스프링 계수는 지반의 물성치에 따라 달라지게 되며, 본 보고서에서는 라이닝의 곡률반경과 주위지반의 물성치에 대해 미공병단, AFTES 공식을 적용하여 지반 스프링 계수를 산정하였다.

$$K_S = \frac{E_S}{(1+\nu)R} \times L$$

- K_S : 지반 스프링 계수
- $\frac{E_S}{R}$: 단위 접선 길이당 지반 스프링 계수
- E_S : 주변지반의 탄성계수
- R : 등가 환산 라이닝 반경($R = \sqrt{A/\pi}$)
- ν : 포아송비

【그림 5.1】 지반스프링 계수

사. 구조해석

1) 구조해석 모델링

【표 5.7】 구조해석 모델링

구 분		구조해석 모델링
모델링 및 사용요소		○ 검토대상 라이닝부의 중심 축선을 따라 2D 보요소로 모델링
재 료 특 성		○ 콘크리트의 탄성계수 적용
단 면 제 원		○ 터널 종방향으로의 단위길이를 취해 콘크리트라이닝의 두께에 해당 하는 단면상수 적용
경 계 조 건		○ 미공병단 (AFTES 제안식)산정하여 스프링계수 적용
하중재하	자 중	○ 구조물의 단위중량에 따라 프로그램내에서 자동처리
	이완하중	○ 무근 구간의 터널은 이완하중고 0.5m 적용 ○ 철근 구간의 터널은 Terzaghi의 암반하중 분류에 의한 이완하중 적용
	잔류수압	1/3Ht의 잔류수압 적용(암반 구간)

2) 사용 프로그램

범용구조해석 프로그램인 Midas Civil를 이용하여 콘크리트 라이닝을 해석

2차원 및 3차원 프레임요소, Solid요소, Plate요소, Shell요소 및 Axisymmetric요소 등을 이용한 선형 정적해석 및 동적해석이 가능한 구조해석 프로그램

【표 5.8】 사용 프로그램

사 용 요 소	요 소 명	설계 적용 및 기본사항
Midas Civil	○ 유한요소법을 이용한 철강 및 RC구조물 정적/동적 해석 및 수화열, 비선형 해석 ○ 2차원 Beam요소 모델 적용	구조물의 단면력 및 변위 산정
RC Mania	○ 구조해석 결과를 근거로 보, 슬래브, 벽체, 기둥 등의 단면을 설계하는 프로그램	강도설계법

아. 구조해석 흐름도



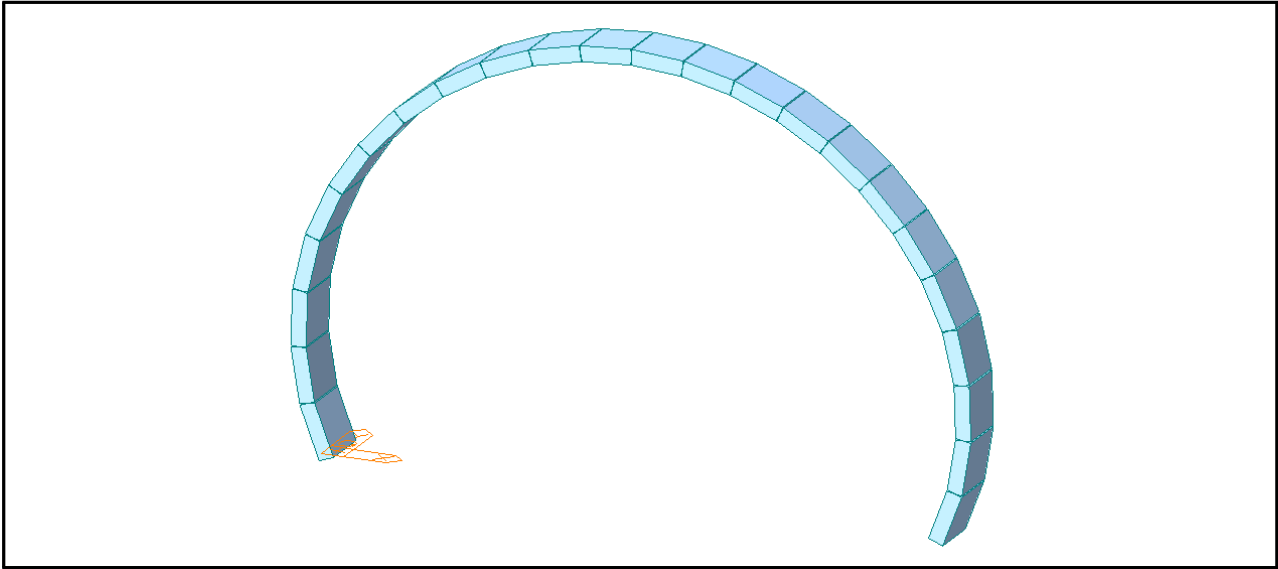
【그림 5.2】 구조해석 흐름도

5.2 구조해석

5.2.1 무근 콘크리트 라이닝

가. 검토단면 및 해석모델

본 검토단면은 무근 콘크리트 라이닝 구간으로 암반등급 보통암을 적용하여 검토하였다.



【그림 5.3】 무근 콘크리트 라이닝 해석모델링

나. 단면제원

【표 5.9】 단면제원

B(m)	T(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	Z(m ³)	비 고
1.000	0.300	0.300	2.250×10^{-3}	1.500×10^{-2}	-

다. 재료특성

- 사용재료 : 2종 콘크리트 ($f_{ck} = 24 \text{ MPa}$)
- 콘크리트 탄성계수 : $E_c = 23,000 \text{ MPa}$
- 콘크리트 단위중량 : $\gamma_t = 23.00 \text{ kN/m}^3$

라. 경계조건 및 지반 스프링계수 산정

미공병단, AFTES 공식에 의해 라이닝의 곡률에 따라 지반물성치를 스프링계수로 변환

【표 5.10】스프링계수 산정

구 분	Es(MPa)	R(m)	ν (포아송비)	Ks단위길이(kN/m ²)	비 고
암반등급(보통암)	2,000	5.185	0.25	308,593	무근 콘크리트 라이닝

마. 하중산정

1) 자 중

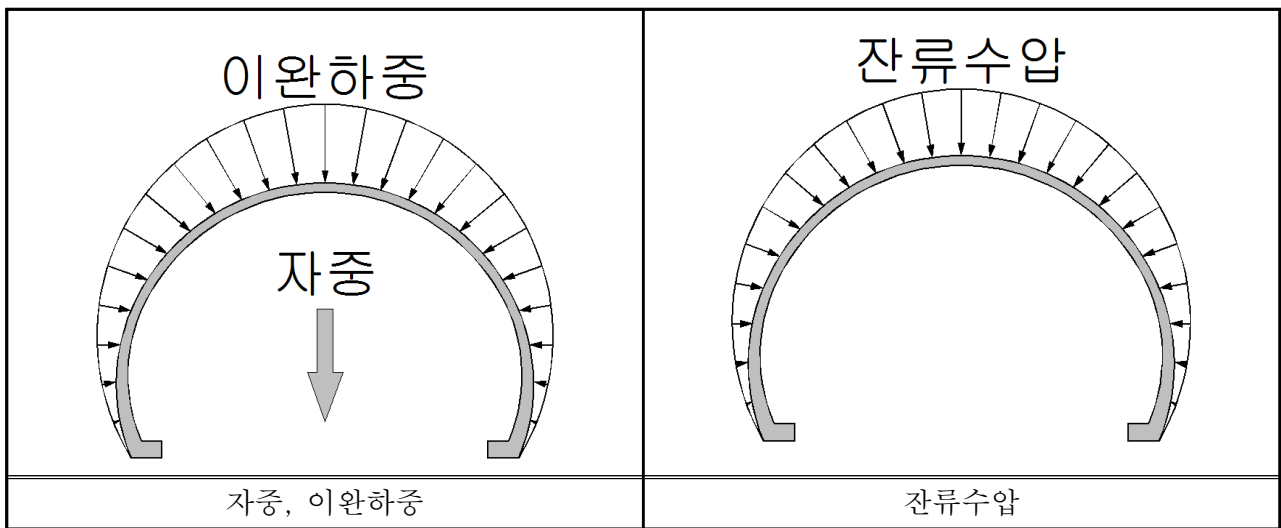
- 콘크리트 라이닝의 두께로 자동 전산처리(단위중량 23.0 kN/m³ 적용)

2) 이완하중(단위중량 : 23.00 kN/m³)

- 이완하중고(HP) = 0.5 m
- 이완하중 = $H_p \times \gamma_{sub} = 0.5m \times 13.00 \text{ kN/m}^3 = 6.50 \text{ kN/m}^2$

3) 잔류수압

- 잔류수압(Pw) = 터널 굴착면 높이 $\times 1/3 = 2.87 \text{ m}$
- 잔류수압 범위 : 0 ~ 28.67 kN/m²



【그림 5.4】하중산정

바. 해석결과

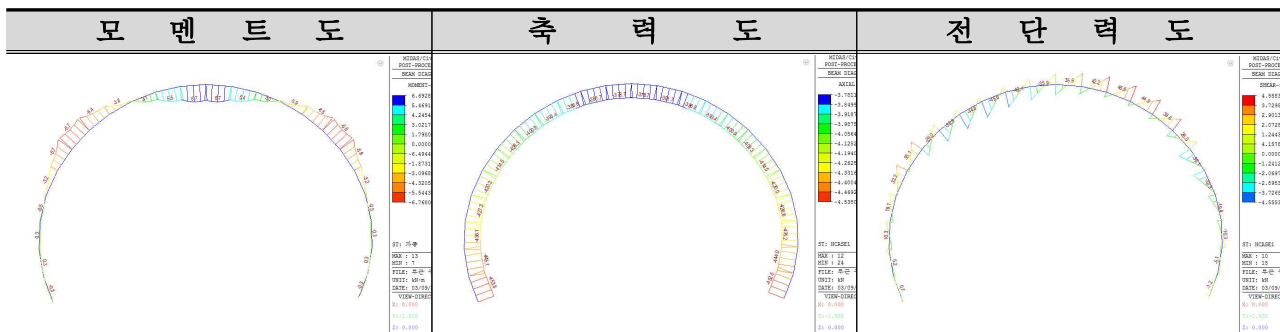
1) 단면력 검토 결과

단면 정보				구분	공칭 강도	구분	공칭 강도
IC	0.80	Ag	0.30	∅ Mn(인장)	1.13	∅ Mn(압축)	168.30
H	0.30	S	0.015				
B	1.00	Fck	24	∅ Pn	2359.50	∅ Vn	88.90

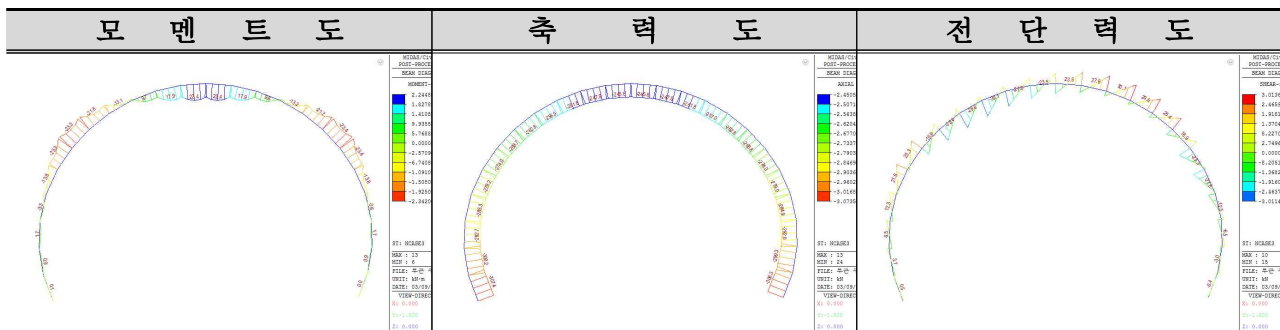
측점위치	모멘트 (kN · m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	인장면	압축면	전단응력 $V=V_{max}/A$
				$Mu/s-Pu/Ag$	$Pu/\phi Pn+Mu/\phi Mn$	
천단부	33.20	378.70	45.60	0.95	0.36	45.60
어깨부	34.60	420.20	33.20	0.91	0.38	33.20
측벽부	5.10	436.10	10.30	-	0.22	10.30

2) 단면력도

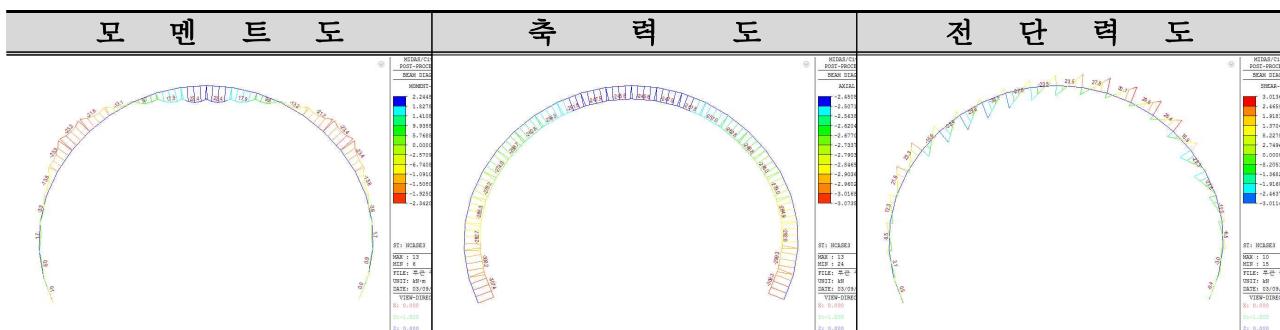
① Case 1 : 1.2×자 중 + 1.6×이완하중 + 1.6×잔류수압



② Case 2 : 1.2×자 중 + 1.4×이완하중 + 1.4×잔류수압



③ Case 3 : 1.0×자 중 + 1.0×이완하중 + 1.0×잔류수압

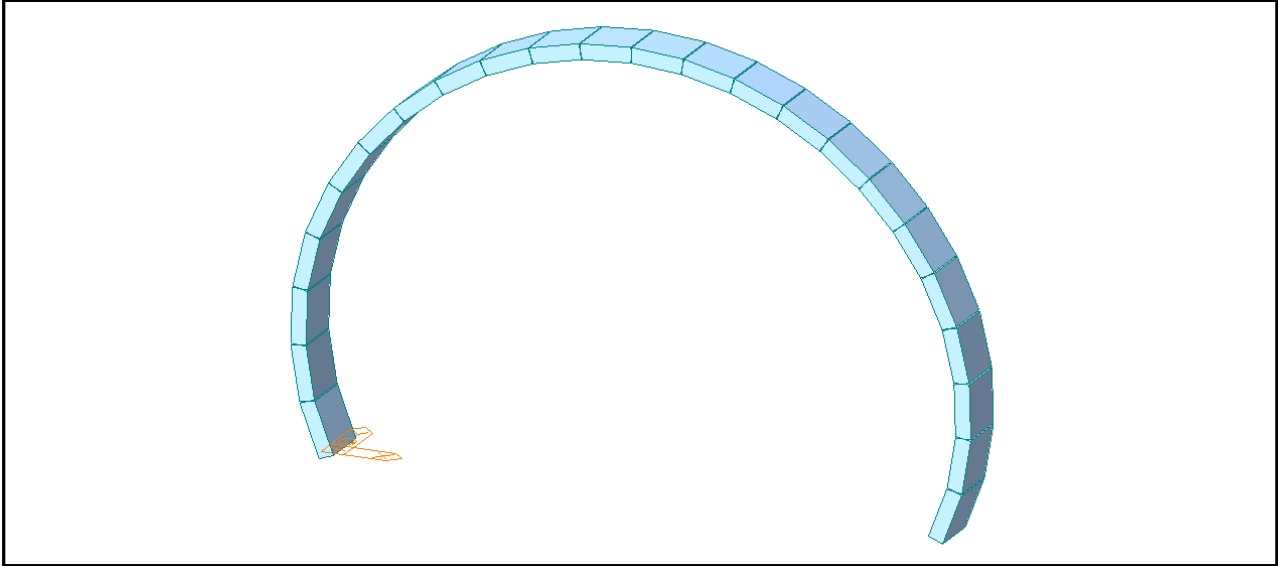


강도설계법을 통한 단면력 검토 결과 소요강도를 초과하지 않으므로 철근보강 불필요

5.2.2 철근 콘크리트 라이닝

가. 검토단면 및 해석모델

본 검토단면은 철근 콘크리트 라이닝 구간으로 암반등급 보통암을 적용하여 검토하였다.



【그림 5.5】 철근 콘크리트 라이닝 해석모델링

나. 단면제원

【표 5.11】 단면제원

B(m)	T(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	Z(m ³)	비 고
1.000	0.300	0.300	2.250×10^{-3}	1.500×10^{-2}	-

다. 재료특성

- 사용재료 : 2종 콘크리트 ($f_{ck} = 24 \text{ MPa}$)
- 콘크리트 탄성계수 : $E_c = 23,000 \text{ MPa}$
- 콘크리트 단위중량 : $\gamma_t = 25.00 \text{ kN/m}^3$

라. 경계조건 및 지반 스프링계수 산정

- 미공병단, AFTES 공식에 의해 라이닝의 곡률에 따라 지반물성치를 스프링계수로 변환

【표 5.12】 스프링계수 산정

구 분	Es(MPa)	R(m)	ν (포아송비)	Ks단위길이(kN/m ²)	비 고
암반등급(보통암)	2,000	5.185	0.25	308,593	철근 콘크리트 라이닝

마. 하중산정

1) 자 중

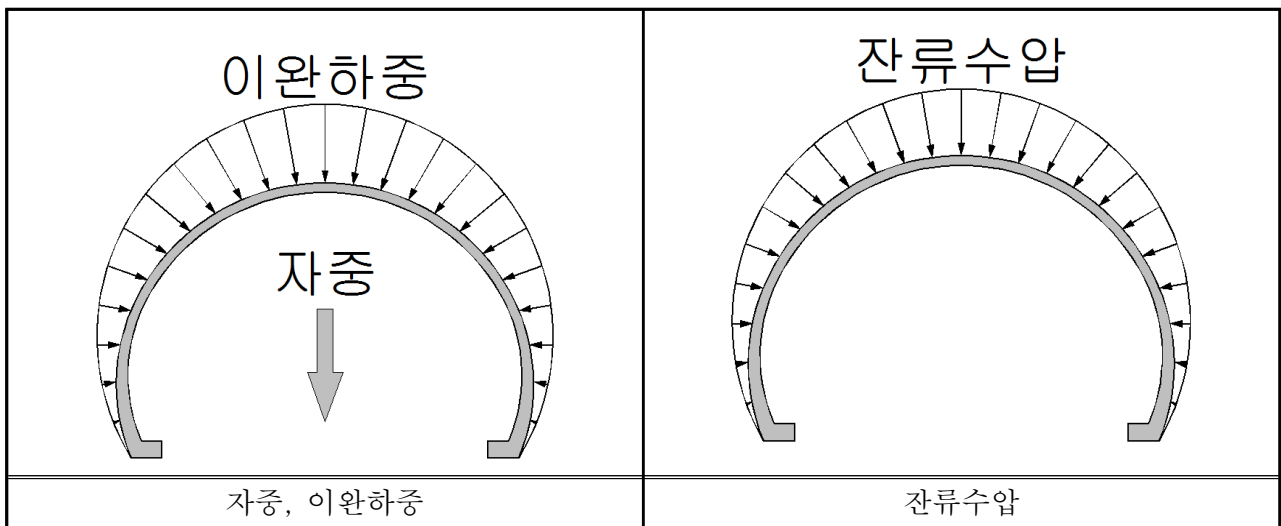
- 콘크리트 라이닝의 두께로 자동 전산처리(단위중량 23.0 kN/m³ 적용)

2) 이완하중(단위중량 : 23.00 kN/m³)

- 이완하중고(HP) = $0.125 \times B(13.480\text{m}) = 1.69\text{m}$ (Terzaghi 암반하중)
- 이완하중 = $H_p \times \gamma_t - P_w = 1.69\text{m} \times 23.00 \text{ kN/m}^3 - 28.67 \text{ kN/m}^2 = 10.09 \text{ kN/m}^2$

3) 잔류수압

- 잔류수압(Pw) = 터널 굴착면 높이 $\times 1/3 = 2.87 \text{ m}$
- 잔류수압 범위 : 0 ~ 28.67 kN/m²



【그림 5.6】 하중산정

바. 해석결과

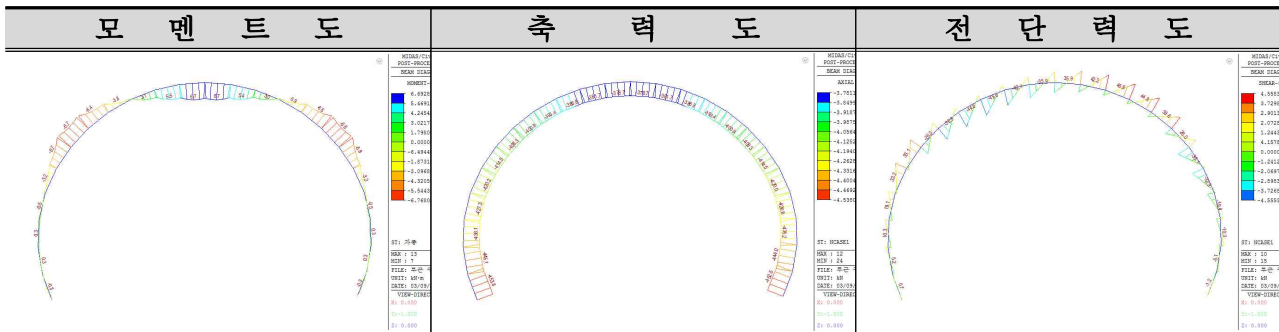
1) 단면력 검토 결과

단면 정보				구분	공칭 강도	구분	공칭 강도
IC	0.80	Ag	0.30	∅ Mn(인장)	1.13	∅ Mn(압축)	168.30
H	0.30	S	0.015				
B	1.00	Fck	24	∅ Pn	2359.50	∅ Vn	88.90

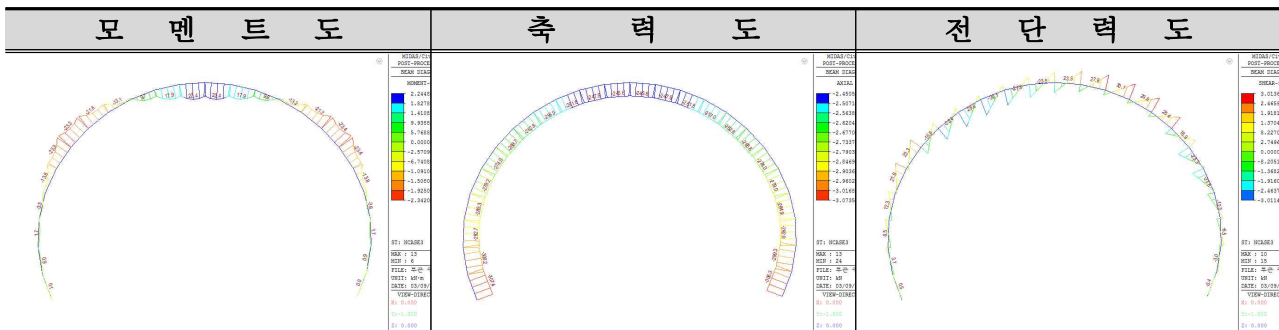
측점위치	모멘트 (kN · m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	인장면	압축면	전단응력 $V=V_{max}/A$
				Mu/s-Pu/Ag	Pu/ ϕ Pn+Mu/ ϕ Mn	
천단부	36.50	417.00	50.10	1.04	0.39	50.10
어깨부	38.00	462.20	38.70	0.99	0.42	38.70
측벽부	5.60	479.30	11.40	-	0.24	11.40

2) 단면력도

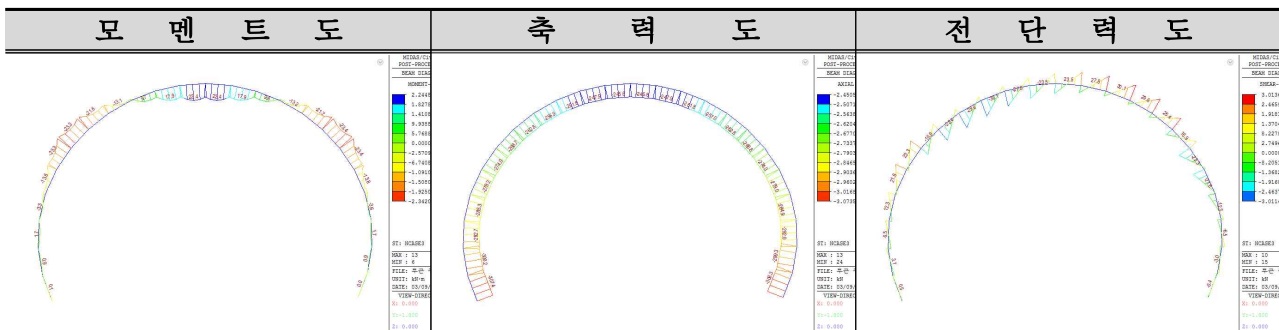
① Case 1 : 1.2×자 중 + 1.6×이완하중 + 1.6×잔류수압



② Case 2 : 1.2×자 중 + 1.4×이완하중 + 1.4×잔류수압



③ Case 3 : 1.0×자 중 + 1.0×이완하중 + 1.0×잔류수압

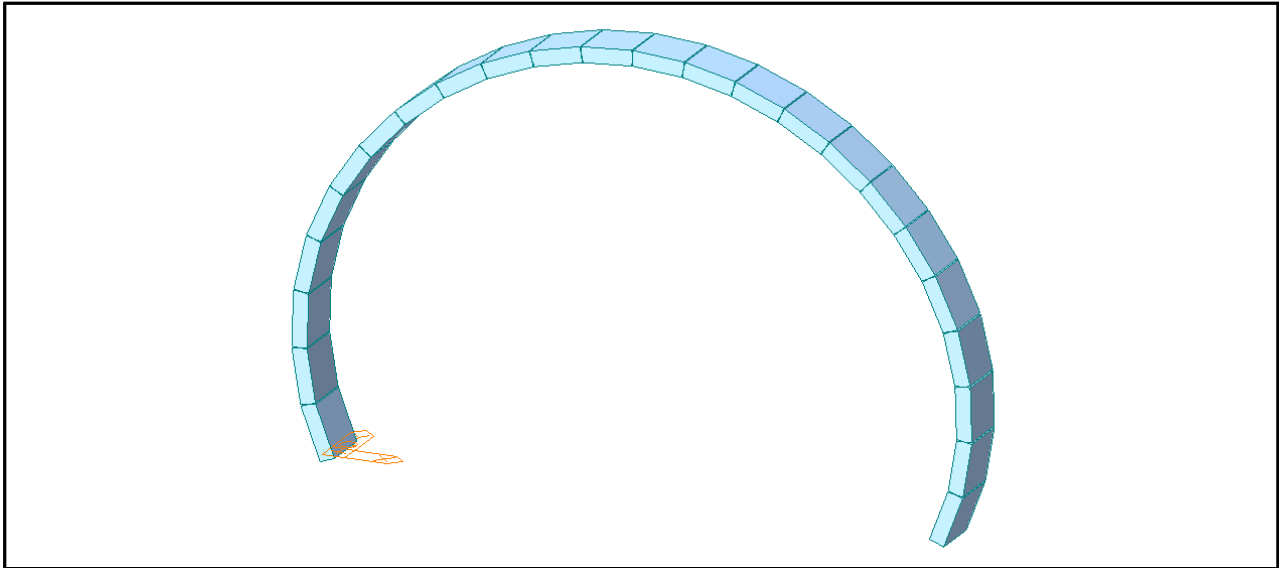


강도설계법을 통한 단면력 검토 결과 소요강도를 초과하지 않으므로 철근보강이 불필요
하나 터널 구조물의 장기적 안정성을 고려하여 주철근 D19@125, 전단철근 D13@600,
전단철근 D16@150 철근을 배근함

5.2.3 무근 콘크리트 라이닝(라이닝두께 0.2m적용)

가. 검토단면 및 해석모델

본 과업 수행시 GPR탐사 결과 일부 구간 공동이 관찰되었으며 공동구간의 콘크리트 라이닝 두께가 0.2m로 측정되어 무근 콘크리트 라이닝($t=0.2m$) 구간을 적용하여 검토를 실시하였다.



【그림 5.7】 무근 콘크리트 라이닝 해석모델링

나. 단면제원

【표 5.13】 단면제원

B(m)	T(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	Z(m ³)	비 고
1.000	0.200	0.200	6.667×10^{-4}	6.667×10^{-3}	-

다. 재료특성

- 사용재료 : 2종 콘크리트 ($f_{ck} = 24 \text{ MPa}$)
- 콘크리트 탄성계수 : $E_c = 23,000 \text{ MPa}$
- 콘크리트 단위중량 : $\gamma_t = 23.00 \text{ kN/m}^3$

라. 경계조건 및 지반 스프링계수 산정

미공병단, AFTES 공식에 의해 라이닝의 곡률에 따라 지반물성치를 스프링계수로 변환

【표 5.14】스프링계수 산정

구 분	$E_s(\text{MPa})$	$R(\text{m})$	ν (포아송비)	K_s 단위길이(kN/m^2)	비 고
암반등급(보통암)	2,000	5.185	0.25	308,593	무근 콘크리트 라이닝

마. 하중산정

1) 자 중

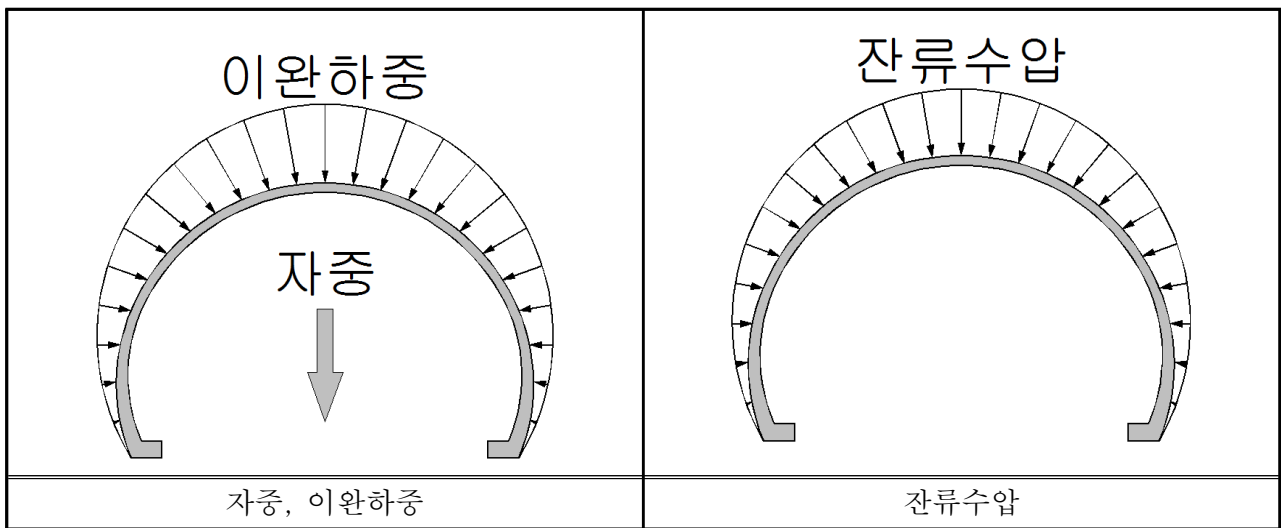
- 콘크리트 라이닝의 두께로 자동 전산처리(단위중량 23.0 kN/m^3 적용)

2) 이완하중(단위중량 : 23.00 kN/m^3)

- 이완하중고(H_p) = 0.5 m
- 이완하중 = $H_p \times \gamma_{\text{sub}} = 0.5\text{m} \times 13.00 \text{ kN/m}^3 = 6.50 \text{ kN/m}^2$

3) 잔류수압

- 잔류수압(P_w) = 터널 굴착면 높이 $\times 1/3 = 2.87 \text{ m}$
- 잔류수압 범위 : $0 \sim 28.67 \text{ kN/m}^2$



【그림 5.8】하중산정

바. 해석결과

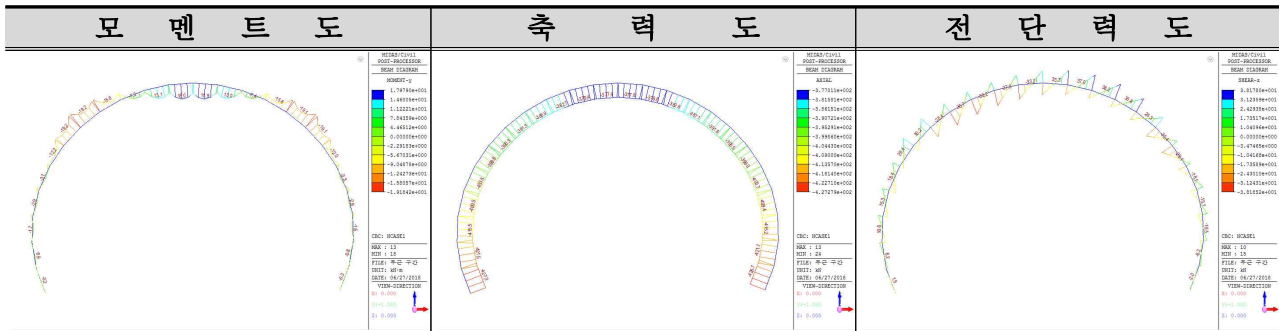
1) 단면력 검토 결과

단면 정보				구분	공칭 강도	구분	공칭 강도
l_c	0.80	A_g	0.20	ϕM_n (인장)	1.13	ϕM_n (압축)	74.80
H	0.20	S	0.007				
B	1.00	F_{ck}	24	ϕP_n	1559.30	ϕV_n	59.30

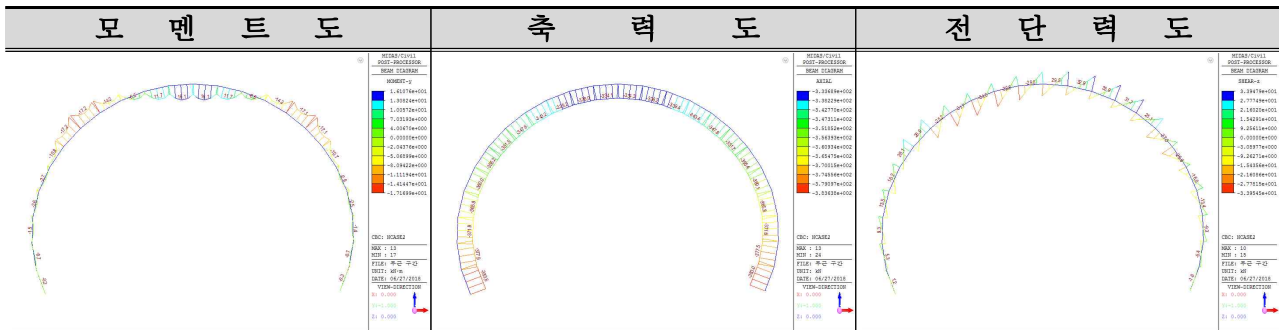
측점위치	모멘트 (kN · m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	인장면	압축면	전단응력 $V=V_{max}/A$
				$M_U/s-P_U/A_g$	$P_U/\phi P_n+M_U/\phi M_n$	
천단부	18.00	377.40	38.20	0.81	0.48	38.20
어깨부	19.20	391.30	30.20	0.92	0.51	30.20
측벽부	2.90	409.50	15.30	-	0.30	15.30

2) 단면력도

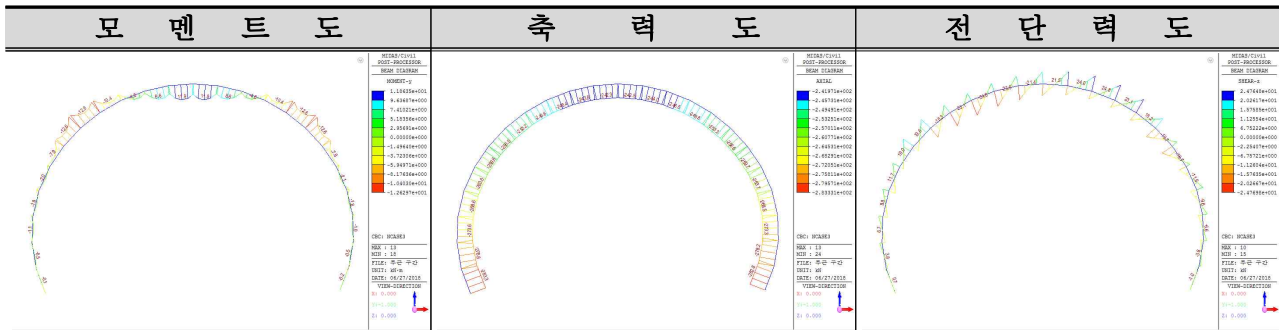
① Case 1 : 1.2×자 중 + 1.6×이완하중 + 1.6×잔류수압



② Case 2 : 1.2×자 중 + 1.4×이완하중 + 1.4×잔류수압



③ Case 3 : 1.0×자 중 + 1.0×이완하중 + 1.0×잔류수압

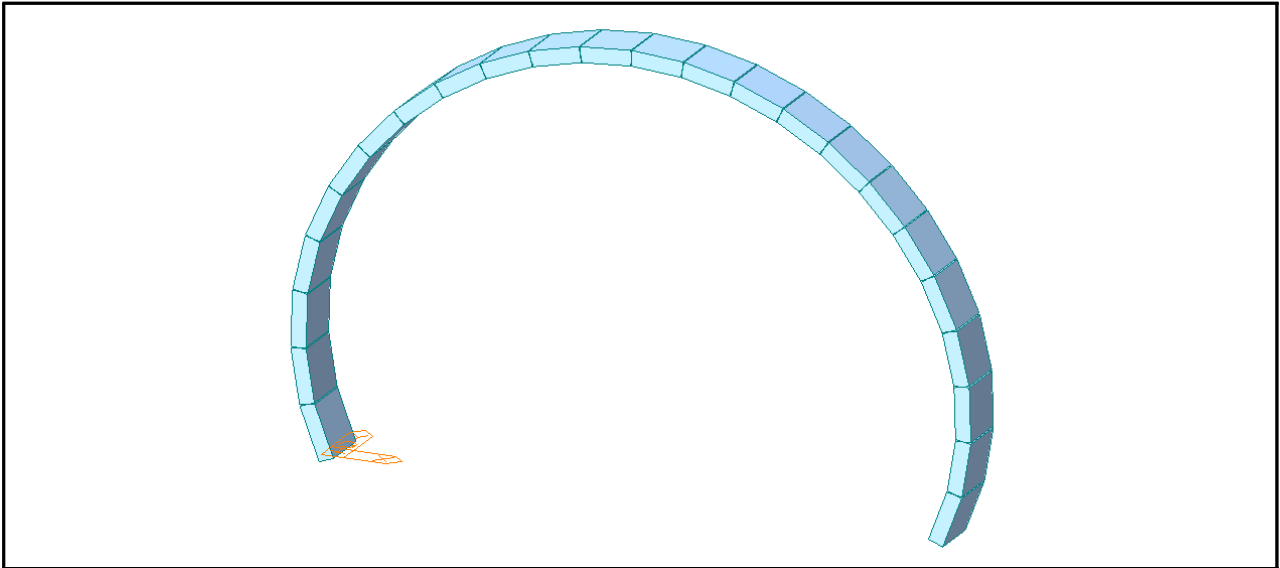


강도설계법을 통한 단면력 검토 결과 소요강도를 초과하지 않으므로 철근보강 불필요

5.2.4 철근 콘크리트 라이닝(라이닝두께 0.2m적용)

가. 검토단면 및 해석모델

본 과업 수행시 GPR탐사 결과 일부 구간 공동이 관찰되었으며 공동구간의 콘크리트 라이닝 두께가 0.2m로 측정되어 철근 콘크리트 라이닝($t=0.2m$) 구간을 적용하여 검토를 실시하였다.



【그림 5.9】 철근 콘크리트 라이닝 해석모델링

나. 단면제원

【표 5.15】 단면제원

B(m)	T(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	Z(m ³)	비 고
1.000	0.200	0.200	6.667×10^{-4}	6.667×10^{-3}	-

다. 재료특성

- 사용재료 : 2종 콘크리트 ($f_{ck} = 24 \text{ MPa}$)
- 콘크리트 탄성계수 : $E_c = 23,000 \text{ MPa}$
- 콘크리트 단위중량 : $\gamma_t = 25.00 \text{ kN/m}^3$

라. 경계조건 및 지반 스프링계수 산정

- 미공병단, AFTES 공식에 의해 라이닝의 곡률에 따라 지반물성치를 스프링계수로 변환

【표 5.16】스프링계수 산정

구 분	$E_s(\text{MPa})$	$R(\text{m})$	ν (포아송비)	K_s 단위길이(kN/m^2)	비 고
암반등급(보통암)	2,000	5.185	0.25	308,593	철근 콘크리트 라이닝

마. 하중산정

1) 자 중

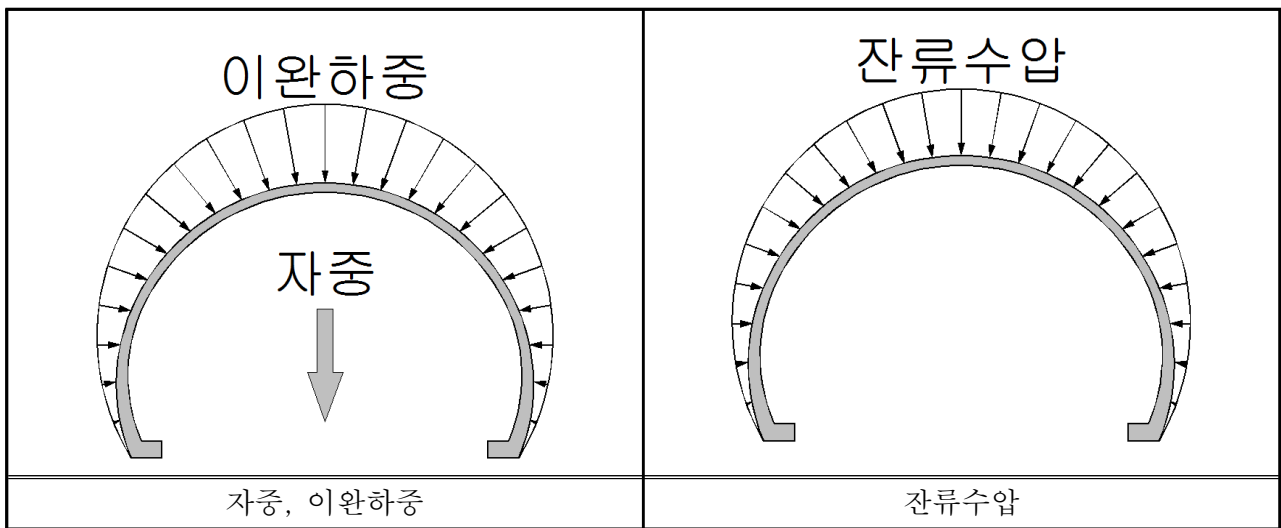
- 콘크리트 라이닝의 두께로 자동 전산처리(단위중량 23.0 kN/m^3 적용)

2) 이완하중(단위중량 : 23.00 kN/m^3)

- 이완하중고(H_p) = $0.125 \times B(13.480\text{m}) = 1.69\text{m}$ (Terzaghi 암반하중)
- 이완하중 = $H_p \times (\gamma_t - P_w) = 1.69\text{m} \times 23.00 \text{ kN/m}^3 - 28.67 \text{ kN/m}^2 = 10.09 \text{ kN/m}^2$

3) 잔류수압

- 잔류수압(P_w) = 터널 굴착면 높이 $\times 1/3 = 2.87 \text{ m}$
- 잔류수압 범위 : $0 \sim 28.67 \text{ kN/m}^2$



【그림 5.10】하중산정

바. 해석결과

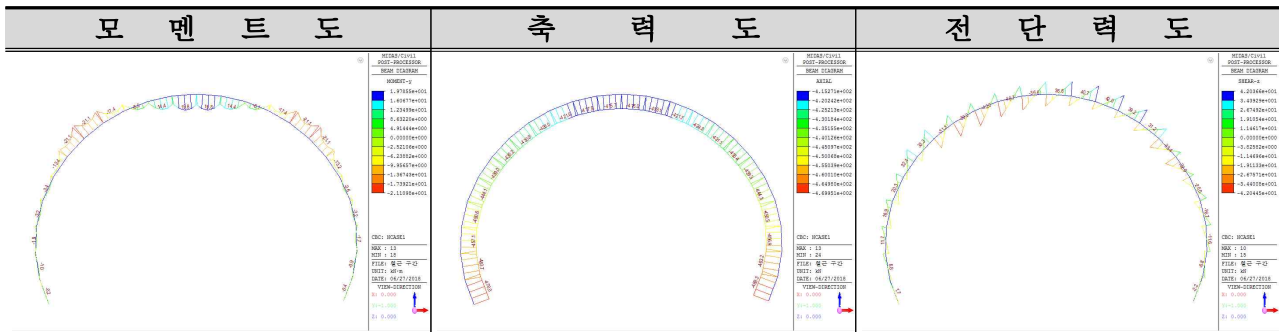
1) 단면력 검토 결과

단면 정보				구분	공칭 강도	구분	공칭 강도
l_c	0.80	A_g	0.20	ϕM_n (인장)	1.13	ϕM_n (압축)	74.80
H	0.20	S	0.007				
B	1.00	F_{ck}	24	ϕP_n	1559.30	ϕV_n	59.30

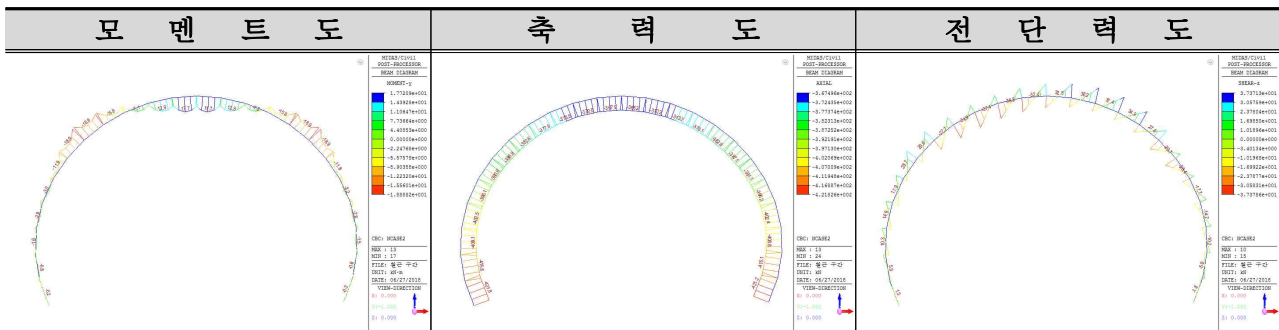
측점위치	모멘트 (kN · m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	인장면	압축면	전단응력 $V=V_{max}/A$
				$M_u/s-P_u/A_g$	$P_u/\phi P_n+M_u/\phi M_n$	
천단부	19.80	415.70	42.00	0.89	0.53	42.00
어깨부	21.10	435.20	33.30	0.99	0.56	33.30
측벽부	3.20	463.70	16.70	-	0.34	16.70

2) 단면력도

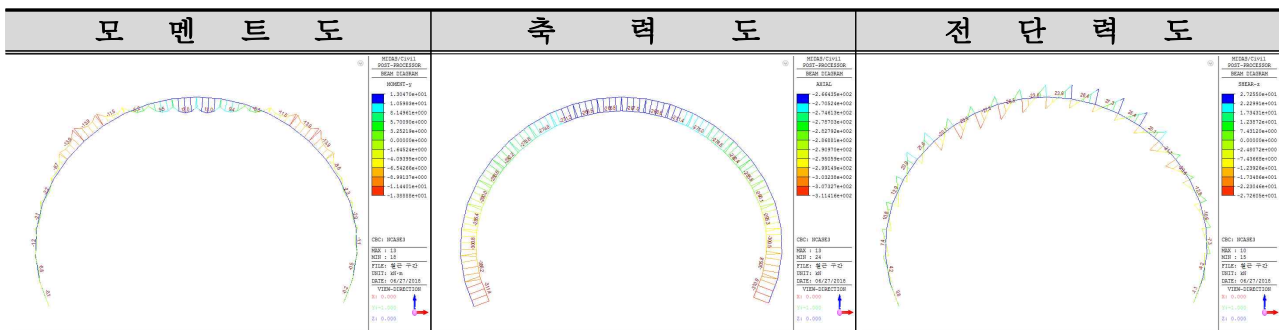
① Case 1 : 1.2×자 중 + 1.6×이완하중 + 1.6×잔류수압



② Case 2 : 1.2×자 중 + 1.4×이완하중 + 1.4×잔류수압



③ Case 3 : 1.0×자 중 + 1.0×이완하중 + 1.0×잔류수압



강도설계법을 통한 단면력 검토 결과 소요강도를 초과하지 않으므로 철근보강이 불필요
하나 터널 구조물의 장기적 안정성을 고려하여 주철근 D19@125, 전단철근 D13@600,
전단철근 D16@150 철근을 배근함

5.3 응답변위법을 이용한 내진검토

5.3.1 콘크리트 라이닝 내진검토

가. 설계 개요

현재 터널설계에 적용되고 있는 내진설계방법은 유사정적해석법, 응답변위법, 동적해석법으로 적용하고 있으나, 본 과업에서는 터널 설계기준 및 도로설계기준에 따라 응답변위법을 이용한 해석방법을 결정하였다.

응답변위법은 지진시 구조물의 변형이 주변지반의 변위에 지배적이라는 가정하에 지반의 변위와 주면전단력을 이용하여 지진해석을 수행하는 방법이다.

차령 터널 중 지진시 가장 취약 구간인 개착터널의 내진해석을 수행하여 안정성을 평가하고자 한다.

나. 설계지반 운동 수준 및 내진설계 기준

- 내진설계기준의 설정은 대상 구조물의 내진 등급, 설계 성능수준 및 설계지진가속도 등 내진설계에 필요한 기본정수 등을 결정하는 과정임
- 설계지진력에 대한 내진 안정성을 충분히 확보하도록 내진설계기준연구(국토해양부, 1997) 및 터널의 내진설계 점검표(서울시, 2000)에 제시된 내진성능 수준에 기초한 설계 개념 적용

1) 내진등급 기준

구분	시설물	기능수행 수준	붕괴방지 수준
특 등급	○ 파괴시 큰 재난이 초래될 수 있는 시설물 ○ 기능이 마비될 경우 사회적으로 큰 영향을 줄 수 있는 시설물	200년	2,400년
I 등급	○ 구조물이 피해를 입으면 많은 인명과 재산상의 손실을 줄 염려가 있는 경우 지진재해 복구에 중요한 역할을 담당하는 구조물 또는 국방상의 필요성에 의하여 분류되는 구조물(사회 국가적으로 중요한 시설물)	100년	1,000년
II 등급	○ I등급 구조물을 제외한 구조물로 상당한 변형, 손상은 발생할 수 있지만 대규모의 피해가 초래되는 것은 방지해야 할 필요성이 있는 구조물(일반 시설물)	50년	500년
비고	○ 분류기준은 구조물의 중요도, 인명피해 여부 및 피해규모 정도를 기준으로 함		

2) 설계성능 수준

구분	설계개념
기능수행수준	○ 설계 지진하중 발생 후 터널이 원래의 기능을 유지하는 범위 내에서 부분적 경미한 피해는 허용하나 전체적인 붕괴는 허용하지 않는 수준
붕괴방지수준	○ 설계지진하중 발생 후 붕괴하지 않는 정도의 제한적인 구조적 피해는 허용되나, 구조물의 전체적인 붕괴는 허용하지 않고 긴급 보수를 통해 구조물의 기능을 회복할 수 있는 수준

3) 설계지반 운동수준 산정

① 지진구역 구분

구분	행정구역	
I 등급	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 광주광역시, 울산광역시
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부
II 등급	도	강원도 북부, 제주도, 전라남도 남서부

② 지진구역 계수

지진구역	I	II
구역계수, Z(g)	0.11	0.07

③ 지중구조물의 내진등급

지진구역	I	II
교통시설	지하철, 철도·도로 터널	지하주차장, 지하보도
재현주기	1,000년	500년

④ 재현주기에 따른 보정계수

재현주기	50년	100년	200년	500년	1,000년	2,000년
위험도 계수 I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

⑤ 재현주기에 따른 성능수준

재현주기	50년	100년	200년	500년	1,000년	2,000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급	-	-	-
붕괴방지수준	-	-	-	II 등급	I 등급	특등급

⑥ 지반의 종류

지반분류	지반종류	상부 30.480m에 대한 평균 지반특성		
		전단파속도(m/sec)	표준관입시험(NCH)	비배수 전단강도(kPa)
SA	경암 지반	>1,500	-	-
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	<15	<50
SF	부지고유의 특성평가가 요구되는 지반			

⑦ 지진계수 C_a , C_v

지반분류	C_a		C_v	
	I 구역	II 구역	I 구역	II 구역
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
SF	0.22	0.17	0.37	0.23

다. 응답변위법 해석방법

- 해석 모델링은 2D-Beam 요소 사용하였으면 해석방법은 기존 철근 보강구간에 내진 해석을 하여 기존 철근 보강에 적정성을 판단함
- 지반스프링은 하중 적용시 인장 스프링이 자동적으로 탈락되도록 Nonlinear Boundary Condition을 사용한 Point Contact Element 요소 사용

1) 표층지반의 설계고유주기 산정

표층지반의 설계고유주기(T_{Dg})	
$T_{Dg} = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{SDi}} \text{ (sec)}$	
TDg: 표층지반의 설계고유주기(sec)	VsDi: 제 I층의 설계전단파속도(m/sec)
Hi: 제 I층의 두께(m)	n: 기반면과 지표면 사이 수평층상지반의 개수

2) 동적 전단탄성계수

동적 전단탄성계수

$$G_s = \rho_s \cdot (V_{ss})^2 \text{ (Pa)}$$

ρ_s : 지반의 질량밀도(kg/m) V_{ss} : 해당구조물을 포함하는 지층의 평균 설계 전단탄성과 속도(m/sec)

3) 동적 변형계수

동적 변형계수

$$E_D = 2(1 + \nu_D) \times G_s$$

ν_D : 평균 동포아송비

4) 지반 변위 산정

지진시 심도(Z)에 따른 지반변위

$$U(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_{Dg} \cdot \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right)$$

$$S_v = \frac{T_{Dg}}{2\pi} \cdot g \cdot S_a$$

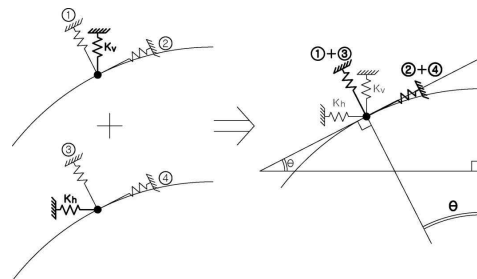
T_{Dg} : 표층지반의 설계고유주기(sce) S_v : 표층의 설계지반속도(m/sce)

5) 지반 반력계수

- 내진설계에서 지진시 변위에 의한 수평하중과 주면전단력이 작용하므로 수평스프링 및 전단스프링을 설치하여 해석을 수행한다.
- 터널의 아치부는 곡면의 부재이므로 수평, 전단스프링을 터널곡면에 대한 법선방향과 접선방향으로 분리하여 설치한다.

터널 곡면 스프링 계수의 산정 방식

- 스프링의 연직성분 : 아치부 연직방향 스프링 지반반력계수+아치부 연직방향 전단 지반반력계수
- 스프링의 수평성분 : 아치부 수평방향 스프링 지반반력계수+아치부 수평방향 전단 지반반력계수
- 법선 및 접선방향 스프링 : 스프링의 수평 성분과 수직성분의 합력을 법선 방향과 접선방향으로 분리



구분	수직방향	수평방향
지반스프링	$\circ K_v = K_{vo} \times \left(\frac{B_v}{30}\right)^{-(3/4)}$ $\circ K_{vo} = \frac{1}{30} \times \alpha \times E_o$ $\circ B_v = \sqrt{A_v \times A_v}$ $\circ$ 상시($\alpha=4$), 지진시($\alpha=8$) 적용	$\circ K_h = K_{ho} \times \left(\frac{B_h}{30}\right)^{-(3/4)}$ $\circ K_{ho} = \frac{1}{30} \times \alpha \times E_o$ $\circ B_h = \sqrt{B_v \times B_v}$ $\circ$ 상시($\alpha=1$), 지진시($\alpha=2$) 적용
전단스프링	$Kvs = \lambda \cdot Kv$	$Khs = \lambda \cdot Kh$

- 법선방향스프링계수 : [수평방향 지반반력계수 $\times \sin \theta$ + 수직방향 지반반력계수 $\times \sin(90 - \theta)$] $\times L$
 - 접선방향스프링계수 : [수평방향 지반반력계수 $\times \cos \theta$ - 수직방향 지반반력계수 $\times \cos(90 - \theta)$] $\times L$
- θ : 중심점으로부터 절점들 사이의 각 L : 각 부재의 길이

6) 지진시 주면전단력

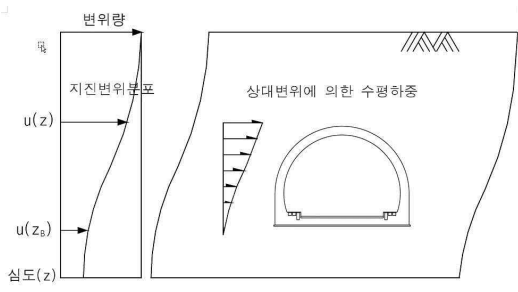
주면전단력
$\tau(z) = \frac{G_s}{\pi H} \cdot S_v \cdot T_{Dg} \cdot \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right)$ ■ 터널 아치부는 곡면의 부재이므로 주면전단력을 절점별 터널곡면에 대해 법선방향(τ_n)과 접선방향(τ_s)로 분리하여 모델링한 절점과 부재에 적용함

G_s : 동적 전단변형계수(Pa)

7) 관성력

지진시 관성력
$P_I = W_{str} \times A_{hav}$ $A_h(z) = A_h' + \frac{4}{\pi} (S_a - A_h') \cdot \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right)$
W : 구조물 중량(N/m) A_{hav} : 설계 수평 지진계수 A_h' : 기반암의 설계수평지진계수

8) 지진시 수평하중

응답변위법	지진하중 개요도
■ 지진시 수평하중은 상대변위량을 이용하여 변위에 의한 지진력을 산정하여 적용함 $P(z) = k_h \{U(z) - U(z_B)\} \quad (N/m)$ kh: 대상구조물이 위치한 지반의 수평방향 지반반력계수	
■ 작용 수평력의 경우, 터널의 아치부는 곡면의 부재이므로 수평동토압을 작용면적으로 곱하여 모델링한 절점과 부재에 적용함 (이때 상부의 경우 라이닝 두께를 고려함)	

9) 하중 조합

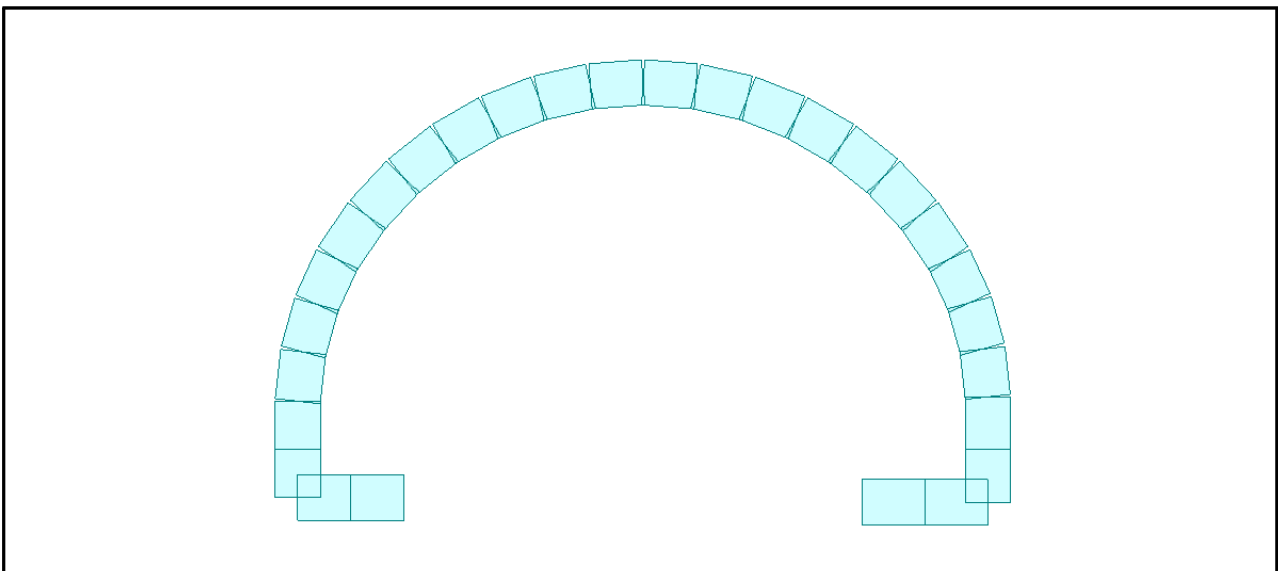
구분	자중	연직토압	수평토압	지진하중
Case 1	1.2	1.2	1.0	1.0
Case 2	1.2	1.2	0.5	1.0
Case 3	0.9	0.9	1.0	1.0
Case 4	0.9	0.9	0.5	1.0

다. 개착터널 콘크리트 라이닝 내진검토

1) 개착터널 [철근보강(경암)]

① 검토단면 및 해석모델

본 검토단면은 개착터널 구간의 암반등급 경암을 적용하여 검토하였다.



【그림 5.11】 해석모델

② 단면제원

B(m)	T(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	Z(m ³)	비 고
1.000	0.900	0.900	2.075×10^{-2}	1.350×10^{-2}	-

③ 재료특성

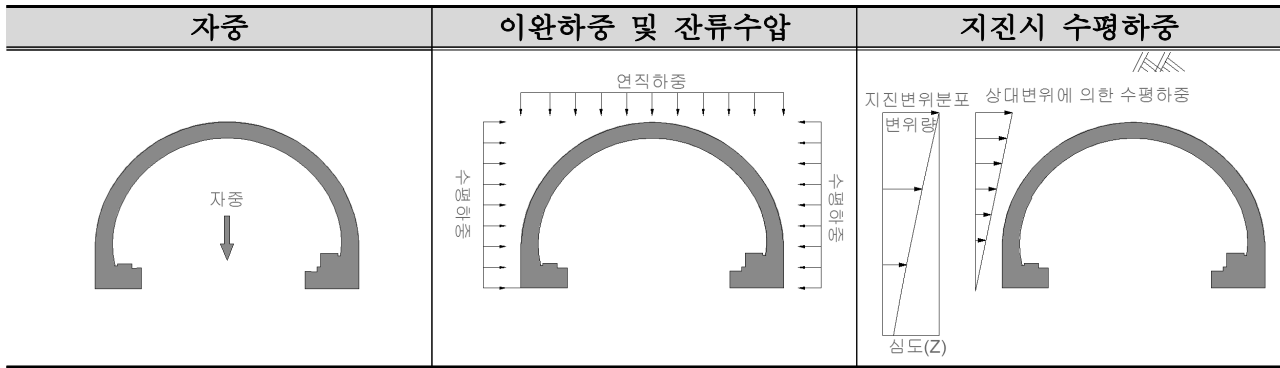
- 사용재료 : 2종 콘크리트 ($f_{ck} = 24 \text{ MPa}$)
- 콘크리트 탄성계수 : $E_c = 23,000 \text{ MPa}$
- 콘크리트 단위중량 : $\gamma_t = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- 성토재 단위중량 : $\gamma_t = 19,000 \text{ kN/m}^3$
- 성토재 내부마찰각 : $\phi = 30.00^\circ$
- 정지토압계수 : $K_o = 0.5$

④ 경계조건 및 지반 스프링계수 산정

심도	법선방향 스프링(kN/m)		접선방향 스프링(kN/m)	
	기능수행수준	붕괴방지수준	기능수행수준	붕괴방지수준
10.00	117,403.5	75,138.3	109,126.7	69,841.1
10.08	130,643.0	83,611.5	92,868.9	59,436.1
10.31	141,647.2	90,654.2	75,022.1	48,014.1
10.70	150,227.7	96,145.7	55,891.6	35,770.6
11.22	156,237.8	99,992.2	35,804.8	22,915.0
11.88	159,574.6	102,127.8	15,105.3	9,667.4
12.65	160,181.1	102,515.9	5,852.6	3,745.7
13.52	158,046.8	101,149.9	26,710.3	17,094.6
14.41	153,208.3	98,053.3	47,111.1	30,151.1
15.36	145,748.3	93,278.9	66,705.7	42,691.7
16.34	135,794.6	86,908.5	85,159.0	54,501.8
17.30	123,517.4	79,051.1	102,155.2	65,379.3
18.26	123,517.4	79,051.1	102,155.2	65,379.3
18.35	123,517.4	79,051.1	102,155.2	65,379.3

⑤ 하중산정

- 자 중
 - 콘크리트 라이닝의 두께로 자동 전산처리(단위중량 25.0 kN/m^3 적용)
- 적용하중(토피고(HP) : 10.00m
 - 연직하중 = $HP \times \gamma_t = 10\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 = 190 \text{ kN/m}^2$
 - 수평하중 = 연직하중 $\times$ 정지토압계수(K_o) = $190 \text{ kN/m}^2 \times 0.5 = 95 \text{ kN/m}^2$



⑥ 지진시 관성력

기능수행수준	붕괴방지수준
0.063	0.154

⑦ 지진시 수평동하중

【표 5.17】 지진시 수평동하중

심도	기능수행수준		붕괴방지수준	
	상대변위(m)	수평동토폰(N)	상대변위(m)	수평동토폰(N)
10.00	1.035E-03	50.97	3.602E-03	113.48
10.08	1.028E-03	8.20	3.577E-03	18.26
10.31	1.006E-03	11.86	3.500E-03	26.42
10.70	9.691E-04	14.93	3.371E-03	33.24
11.22	9.163E-04	17.19	3.187E-03	38.27
11.88	8.474E-04	18.46	2.948E-03	41.11
12.65	7.621E-04	18.63	2.651E-03	41.48
13.52	6.605E-04	17.63	2.298E-03	39.24
14.41	5.498E-04	15.65	1.912E-03	34.84
15.36	4.263E-04	12.69	1.483E-03	28.25
16.34	2.927E-04	8.94	1.018E-03	19.91
17.30	1.560E-04	4.81	5.425E-04	10.70
18.26	1.377E-05	0.42	4.792E-05	0.94
18.35	0.000E+00	0.00	0.000E+00	0.00

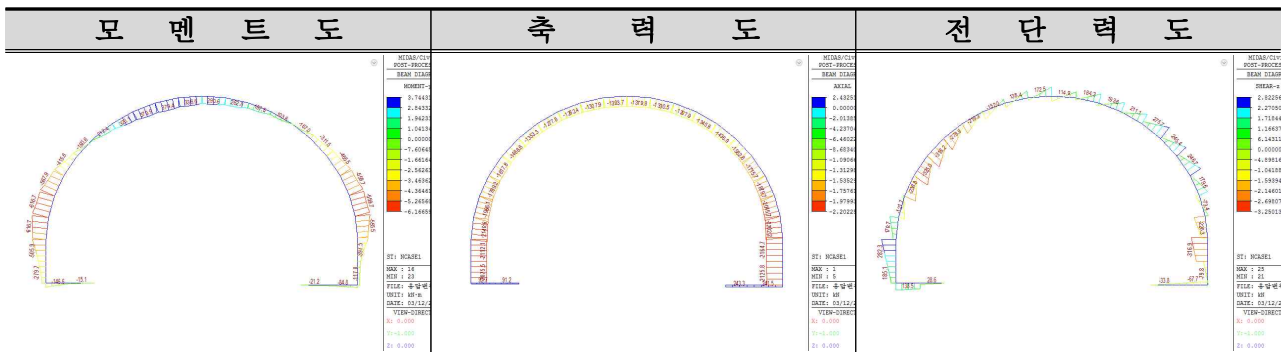
⑧ 지진시 주면 전단력

심도	법선방향 스프링(kN/m)		접선방향 스프링(kN/m)	
	기능수행수준	붕괴방지수준	기능수행수준	붕괴방지수준
10.00	2.61	5.81	-6.30	-14.03
10.08	4.18	9.31	-5.45	-12.13
10.31	5.56	12.39	-4.27	-9.50
10.70	6.69	14.90	-2.77	-6.17
11.22	7.50	16.69	-0.99	-2.20
11.88	7.88	17.54	1.04	2.31
12.65	7.75	17.25	3.21	7.15
13.52	7.03	15.66	5.40	12.02
14.41	5.69	12.66	7.41	16.50
15.36	3.76	8.37	9.08	20.21
16.34	1.34	2.99	10.21	22.73
17.30	0.00	0.00	10.73	23.90
18.26	0.00	0.00	11.14	24.81
18.35	0.00	0.00	11.18	24.89

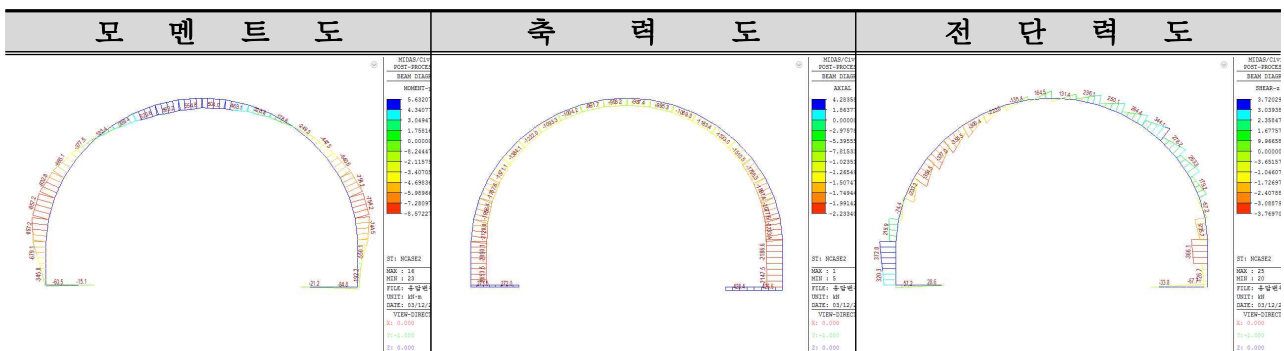
⑨ 해석결과 및 단면검토

- 기능수행수준

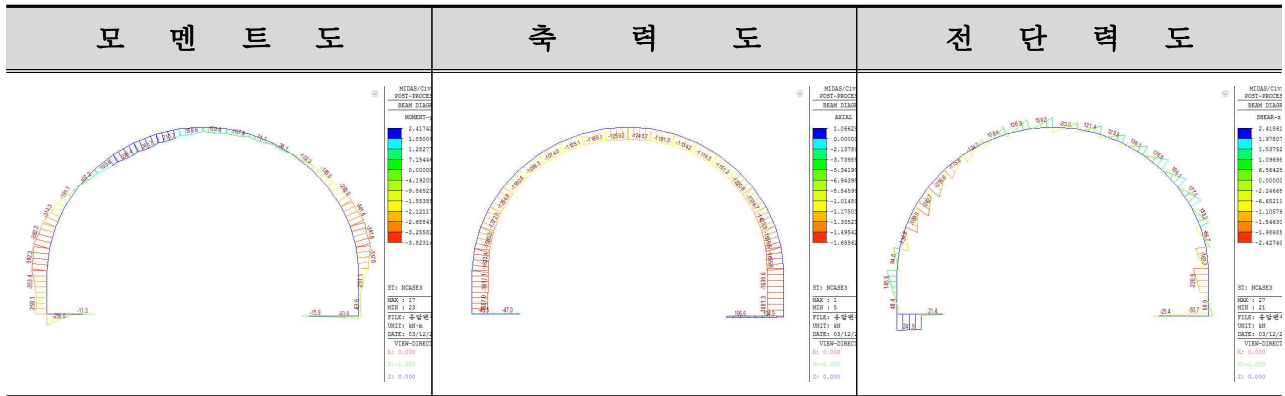
Case 1 : 1.2×자 중 + 1.2×연직토압 + 1.0×수평토압 + 1.0×지진하중



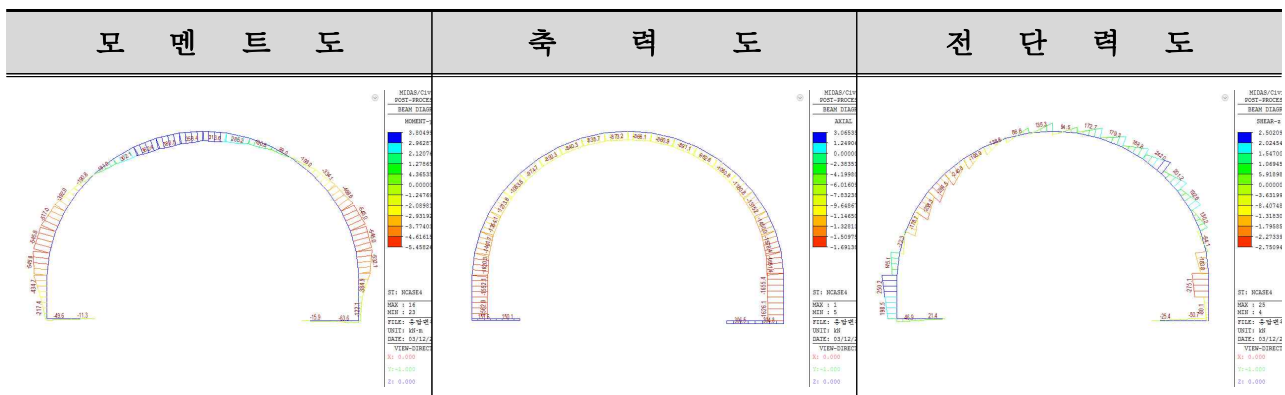
Case 2 : 1.2×자 중 + 1.2×연직토압 + 0.5×수평토압 + 1.0×지진하중



Case 3 : 0.9×자 중 + 0.9×연직토압 + 1.0×수평토압 + 1.0×지진하중

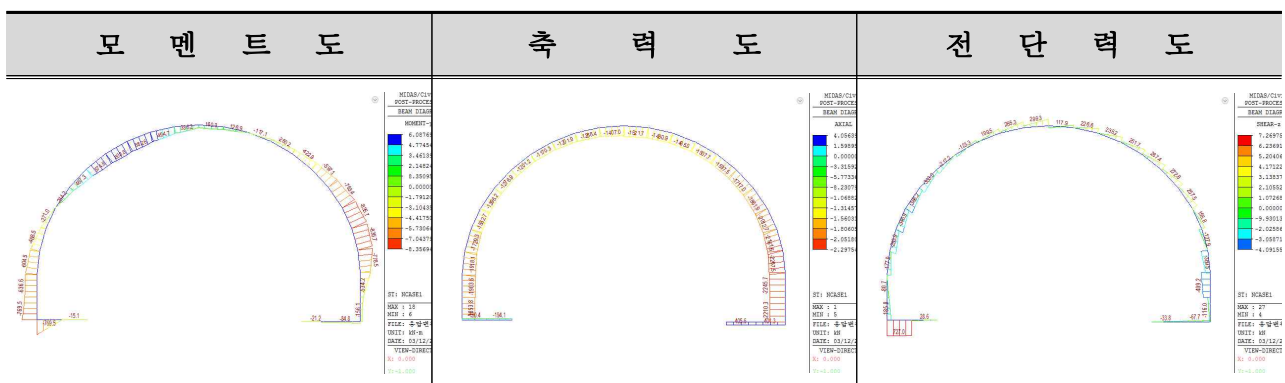


Case 4 : 0.9×자 중 + 0.9×연직토압 + 0.5×수평토압 + 1.0×지진하중

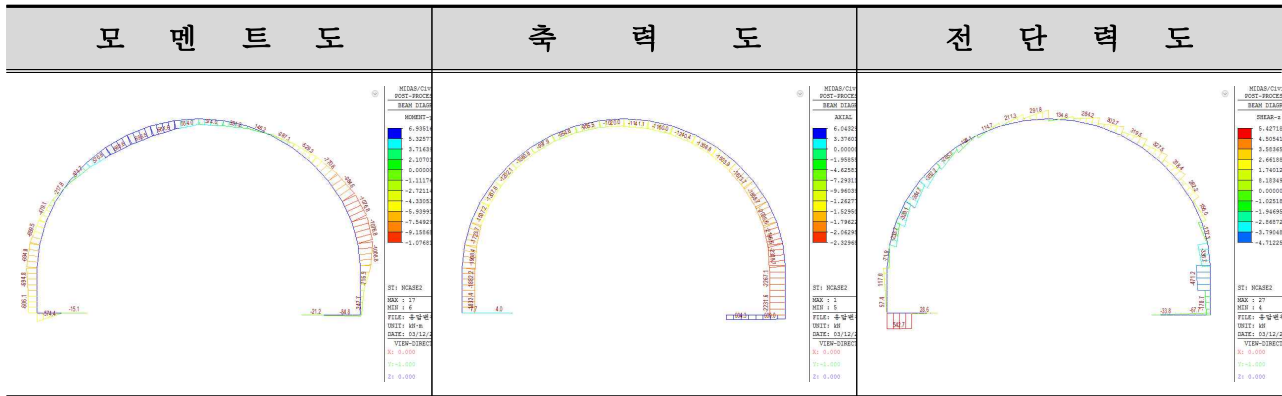


- 붕괴방지수준

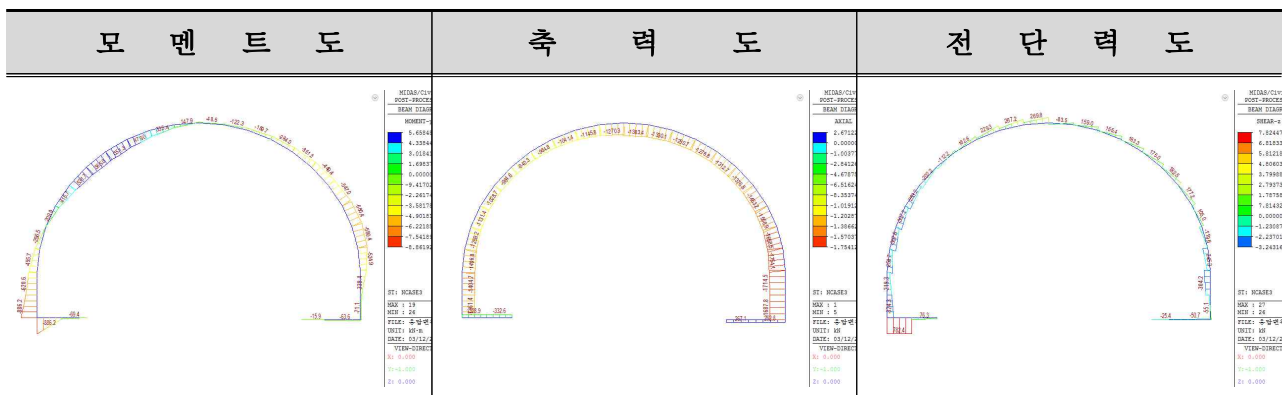
Case 1 : 1.2×자 중 + 1.2×연직토압 + 1.0×수평토압 + 1.0×지진하중



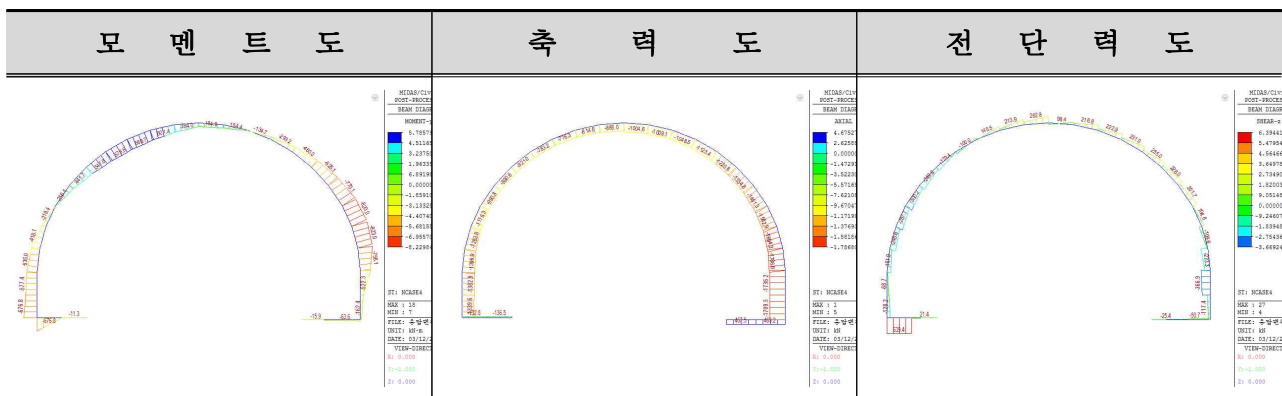
Case 2 : 1.2×자 중 + 1.2×연직토압 + 0.5×수평토압 + 1.0×지진하중



Case 3 : 0.9×자 중 + 0.9×연직토압 + 1.0×수평토압 + 1.0×지진하중



Case 4 : 0.9×자 중 + 0.9×연직토압 + 0.5×수평토압 + 1.0×지진하중



- 기능수행수준

위치	해석 단면력			공칭 단면력			안전율	철근량	
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)		주철근	전단철근
천단부	562.3	1004.20	236.10	1781.48	3181.51	745.53	3.17	인)D25@150 압)D32@150	D16@600
어깨부	857.20	2140.60	377.00	2116.48	5285.28	790.82	2.47	인)D25@150 압)D32@150	D16@600
측벽부	353.40	1617.10	372.00	1701.17	7784.25	871.63	4.81	인)D25@150 압)D32@150	D16@600
바닥부	256.00	45.50	241.90	738.13	131.19	707.32	2.88	인)D25@150 압)D32@150	D16@600

- 붕괴방지수준

위치	해석 단면력			공칭 단면력			안전율	철근량	
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)		주철근	전단철근
천단부	698.50	997.90	299.30	1409.04	2013.00	745.28	2.02	인)D25@150 압)D32@150	D16@600
어깨부	1076.80	2196.60	384.70	2016.89	4114.33	793.05	1.87	인)D25@150 압)D32@150	D16@600
측벽부	886.20	1361.40	471.20	1516.78	2330.10	861.44	1.71	인)D25@150 압)D32@150	D16@600
바닥부	676.80	132.80	639.40	743.48	145.88	710.80	1.10	인)D25@150 압)D32@150	D16@600

⑩ 철근량 검토 내용

기존 철근보강으로 본 해석단면은 지진발생에 대한 충분한 안전율(최소 안전율 1.10)을 확보하고 있어 기능 수행수준 및 붕괴방지수준에 부합하는 것으로 판단됨.

⑪ 철근량 검토

- 기능수행수준

◆ 천단부

▷ 벽 체 검 토 조 건

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 24.0 \text{ MPa} & f_y &= 300.0 \text{ MPa} & \lambda &= 1.00 \\ \phi_c &= 0.65 & \phi_v &= 0.75 & \alpha &= 0.80 \\ \text{극한 모멘트 } M_u &= 562.300 \text{ KN}\cdot\text{m} & \text{극한 축력 } P_u &= 1004.200 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 820.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 80.000 \text{ mm} \\ \text{작용 편심 } e &= 559.948 \text{ mm} \\ \text{인장측 철근 } A_{st} &= 3378.000 \text{ mm}^2 & 1\text{단 } (d_c = 80\text{mm}) &: D 25 @ 150 \text{ mm} \\ \text{압축측 철근 } A_{sc} &= 5294.667 \text{ mm}^2 & 1\text{단 } (d_c = 80\text{mm}) &: D 32 @ 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 평형상태 검토

$$\begin{aligned} c &= 600 / (600 + f_y) \cdot d = 546.667 \text{ mm} \\ k_1 &= 0.850 & a &= k_1 \cdot c = 464.67 \text{ mm} \\ C_{ck} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot H = 18,360,000.0 \text{ N} \\ \text{소성중심 } x &= (C_{ck} \cdot H/2 + f_y \cdot A_{sc} \cdot d_c + f_y \cdot A_{st} \cdot d) / (C_{ck} + f_y \cdot A_{sc} + f_y \cdot A_{st}) = 439.85 \text{ mm} \\ \text{콘크리트 } C_c &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b = 9,479,200.0 \text{ N} \\ \text{압축철근 } C_s &= (f_s - 0.85 \cdot f_{ck}) \cdot A_{sc} = 1,480,389.0 \text{ N} \\ &(\epsilon_{sc} > \epsilon_y \rightarrow f_s = f_y = 300.00 \text{ MPa}) \\ \text{인장철근 } T_s &= f_y \cdot A_{st} = 1,013,400.0 \text{ N} \\ \text{평형축력 } P_b &= C_c + C_s - T_s = 9,946,189.0 \text{ N} \\ \text{평형모멘트 } M_b &= C_c(x-a/2) + C_s(x-d_c) + T_s(d-x) = 2,885,060,000.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ \text{평형편심 } e_b &= M_b / P_b = 290.067 \text{ mm} \\ e &\geq e_b \rightarrow \text{인장과괴영역} \end{aligned}$$

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

$$\begin{aligned} c &= 188.925 \text{ mm로 가정하면.. } a = k_1 \cdot c = 160.586 \text{ mm} \\ \epsilon_{sc} &= 0.0017 & f_s &= 300.00 \text{ MPa} \\ P_n &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b + A_{sc} \cdot (f_{sc} - 0.85 \cdot f_{ck}) - A_{st} \cdot f_y \\ &= 3,742,951.0 \text{ N} \\ M_n &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b \cdot (x-a/2) + A_{sc} \cdot f_{sc} \cdot (x-d_c) + A_{st} \cdot f_{st} \cdot (d-x) = 2,095,859,000.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ e' &= M_n / P_n = 559.948 \text{ mm} \quad \therefore e = 559.948 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.} \\ \text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t &= 0.01002 \\ 0.005 &\leq \epsilon_t = 0.01002 \rightarrow \text{인장지배단면} \\ 0.005 &\leq \epsilon_t \text{ 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.} \\ \text{보정 } \phi &= 0.85 \\ \phi P_n &= 3181.509 \text{ KN} \geq P_u = 1004.200 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K} \\ \phi M_n &= 1781.480 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 562.300 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \text{작용전단력 } V_u &= 236.100 \text{ KN} \\ \phi V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot (1 + P_u / (14 \cdot A_g)) \cdot \lambda \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D / 1000 = 542.166 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 542.166 \text{ KN} \geq V_u = 236.100 \text{ KN} \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

◆ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 24.0 \text{ MPa} & f_y &= 300.0 \text{ MPa} & \lambda &= 1.00 \\ \phi_c &= 0.65 & \phi_v &= 0.75 & \alpha &= 0.80 \\ \text{극한 모멘트 } M_u &= 857.200 \text{ KN}\cdot\text{m} & \text{극한 축력 } P_u &= 2140.600 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 820.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 80.000 \text{ mm} \\ \text{작용 편심 } e &= 400.449 \text{ mm} \\ \text{인장측 철근 } A_{st} &= 3378.000 \text{ mm}^2 & 1\text{단 } (d_c = 80\text{mm}) &: D 25 @ 150 \text{ mm} \\ \text{압축측 철근 } A_{sc} &= 5294.667 \text{ mm}^2 & 1\text{단 } (d_c = 80\text{mm}) &: D 32 @ 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 평형상태 검토

$$\begin{aligned} c &= 600 / (600 + f_y) \cdot d = 546.667 \text{ mm} \\ k_1 &= 0.850 & a &= k_1 \cdot c = 464.67 \text{ mm} \\ C_{ck} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot H = 18,360,000.0 \text{ N} \\ \text{소성중심 } x &= (C_{ck} \cdot H/2 + f_y \cdot A_{sc} \cdot d_c + f_y \cdot A_{st} \cdot d) / (C_{ck} + f_y \cdot A_{sc} + f_y \cdot A_{st}) = 439.85 \text{ mm} \\ \text{콘크리트 } C_c &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b = 9,479,200.0 \text{ N} \\ \text{압축철근 } C_s &= (f_s - 0.85 \cdot f_{ck}) \cdot A_{sc} = 1,480,389.0 \text{ N} \\ &(\epsilon_{sc} > \epsilon_y \rightarrow f_s = f_y = 300.00 \text{ MPa}) \\ \text{인장철근 } T_s &= f_y \cdot A_{st} = 1,013,400.0 \text{ N} \\ \text{평형축력 } P_b &= C_c + C_s - T_s = 9,946,189.0 \text{ N} \\ \text{평형모멘트 } M_b &= C_c(x-a/2) + C_s(x-d_c) + T_s(d-x) = 2,885,060,000.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ \text{평형편심 } e_b &= M_b / P_b = 290.067 \text{ mm} \\ e &\geq e_b \rightarrow \text{인장과괴영역} \end{aligned}$$

▷ 기둥 강도 검토

$$\begin{aligned} &\text{철근의 응력을 Trial \& Error Method로 계산한다.} \\ c &= 364.688 \text{ mm로 가정하면.. } a = k_1 \cdot c = 309.984 \text{ mm} \\ \epsilon_{sc} &= 0.0023 & f_s &= 300.00 \text{ MPa} \\ P_n &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b + A_{sc} \cdot (f_{sc} - 0.85 \cdot f_{ck}) - A_{st} \cdot f_y \\ &= 6,790,670.0 \text{ N} \\ M_n &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b \cdot (x-a/2) + A_{sc} \cdot f_{sc} \cdot (x-d_c) + A_{st} \cdot f_{st} \cdot (d-x) \\ &= 2,719,316,000.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ e' &= M_n / P_n = 400.449 \text{ mm} \quad \therefore e = 400.449 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.} \\ \text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t &= 0.00375 \\ \epsilon_y &= 0.0015 < \epsilon_t = 0.00375 < 0.005 \rightarrow \text{변화구간단면} \\ \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.005 \text{ 이므로 } 0.65 \sim 0.85 \text{ 사이에서 강도감소계수를 보간한다.} \\ \text{보정 } \phi &= 0.77831 \\ \phi P_n &= 5285.276 \text{ KN} \geq P_u = 2140.600 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K} \\ \phi M_n &= 2116.483 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 857.200 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \text{작용전단력 } V_u &= 377.000 \text{ KN} \\ \phi V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot (1 + P_u / (14 \cdot A_g)) \cdot \lambda \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D / 1000 = 587.454 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 587.454 \text{ KN} \geq V_u = 377.000 \text{ KN} \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

◆ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 24.0 \text{ MPa} & f_y &= 300.0 \text{ MPa} & \lambda &= 1.00 \\ \phi_c &= 0.65 & \phi_v &= 0.75 & \alpha &= 0.80 \\ \text{극한 모멘트 } M_u &= 353.400 \text{ KN}\cdot\text{m} & \text{극한 축력 } P_u &= 1617.100 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 820.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 80.000 \text{ mm} \\ \text{작용 편심 } e &= 218.539 \text{ mm} \\ \text{인장철근 } A_{st} &= 3378.000 \text{ mm}^2 & 1\text{단 } (d_c = 80\text{mm}) &: D 25 @ 150 \text{ mm} \\ \text{압축철근 } A_{sc} &= 5294.667 \text{ mm}^2 & 1\text{단 } (d_c = 80\text{mm}) &: D 32 @ 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 평형상태 검토

$$\begin{aligned} c &= 600 / (600 + f_y) \cdot d = 546.667 \text{ mm} \\ k_1 &= 0.850 & a &= k_1 \cdot c = 464.67 \text{ mm} \\ C_{ck} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot H = 18,360,000.0 \text{ N} \\ \text{소성중심 } x &= (C_{ck} \cdot H/2 + f_y \cdot A_{sc} \cdot d_c + f_y \cdot A_{st} \cdot d) / (C_{ck} + f_y \cdot A_{sc} + f_y \cdot A_{st}) \\ &= 439.85 \text{ mm} \\ \text{콘크리트 } C_c &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b = 9,479,200.0 \text{ N} \\ \text{압축철근 } C_s &= (f_{sc} - 0.85 \cdot f_{ck}) \cdot A_{sc} = 1,480,389.0 \text{ N} \\ &(\epsilon_{sc} > \epsilon_y \rightarrow f_{sc} = f_y = 300.00 \text{ MPa}) \\ \text{인장철근 } T_s &= f_y \cdot A_{st} = 1,013,400.0 \text{ N} \\ \text{평형축력 } P_b &= C_c + C_s - T_s = 9,946,189.0 \text{ N} \\ \text{평형모멘트 } M_b &= C_c(x-a/2) + C_s(x-d_c) + T_s(d-x) = 2,885,060,000.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ \text{평형편심 } e_b &= M_b / P_b = 290.067 \text{ mm} \\ e &< e_b \rightarrow \text{압축파괴영역} \end{aligned}$$

▷ 기둥 강도 검토

$$\begin{aligned} e_{\min} &= 94.287 \text{ mm} < e = 218.539 \text{ mm} \\ &\rightarrow \text{철근의 응력을 Trial \& Error Method로 계산한다.} \\ c &= 638.497 \text{ mm로 가정하면.. } a = k_1 \cdot c = 542.722 \text{ mm} \\ f_{sc} &= 300.00 \text{ MPa, } f_{st} = 170.56 \text{ MPa} \\ P_n &= 0.85 f_{ck} \cdot a \cdot B + A_{sc} \cdot f_{sc} - A_{st} \cdot f_{st} = 11,975,780.0 \text{ N} \\ M_n &= 0.85 f_{ck} \cdot a \cdot B \cdot (x-a/2) + A_{sc} \cdot f_{sc} \cdot (x-d_{cc}) - A_{st} \cdot f_{st} \cdot (d-x) \\ &= 2,617,179,000.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ e' &= M_n / P_n = 218.539 \text{ mm} \approx e = 218.539 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.} \\ \text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t &= 0.00085 \\ \epsilon_t &= 0.00085 \leq \epsilon_y = 0.0015 \rightarrow \text{압축지배단면} \\ \epsilon_t &< \epsilon_y \text{ 이므로 강도감소계수 } \phi = 0.65 \text{를 적용한다.} \\ \phi P_n &= 7784.253 \text{ KN} \geq P_u = 1617.100 \text{ KN} \therefore \text{O.K} \\ \phi M_n &= 1701.166 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 353.400 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \text{작용전단력 } V_u &= 372.000 \text{ KN} \\ \phi V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot (1 + P_u / (14 \cdot A_g)) \cdot \lambda \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D / 1000 = 566.591 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 566.591 \text{ KN} \geq V_u = 372.000 \text{ KN} \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

◆ 바닥부

▷ 벽 체 검 토 조 건

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 24.0 \text{ MPa} & f_y &= 300.0 \text{ MPa} & \lambda &= 1.00 \\ \phi_c &= 0.65 & \phi_v &= 0.75 & \alpha &= 0.80 \\ \text{극한 모멘트 } M_u &= 256.000 \text{ KN}\cdot\text{m} & \text{극한 축력 } P_u &= 45.500 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 820.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 80.000 \text{ mm} \\ \text{작용 편심 } e &= 5626.374 \text{ mm} \\ \text{인장측 철근 } A_{st} &= 3378.000 \text{ mm}^2 & \text{1단 (dc = 80mm) : } &D 25 @ 150 \text{ mm} \\ \text{압축측 철근 } A_{sc} &= 5294.667 \text{ mm}^2 & \text{1단 (dc = 80mm) : } &D 32 @ 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 평형상태 검토

$$\begin{aligned} c &= 600 / (600 + f_y) \cdot d = 546.667 \text{ mm} \\ k_1 &= 0.850 & a &= k_1 \cdot c = 464.67 \text{ mm} \\ C_{ck} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot H = 18,360,000.0 \text{ N} \\ \text{소성중심 } x &= (C_{ck} \cdot H/2 + f_y \cdot A_{sc} \cdot dc + f_y \cdot A_{st} \cdot d) / (C_{ck} + f_y \cdot A_{sc} + f_y \cdot A_{st}) = 439.85 \text{ mm} \\ \text{콘크리트 } C_c &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b = 9,479,200.0 \text{ N} \\ \text{압축철근 } C_s &= (f_s - 0.85 \cdot f_{ck}) \cdot A_{sc} = 1,480,389.0 \text{ N} \\ &(\epsilon_{sc} > \epsilon_y \rightarrow f_s = f_y = 300.00 \text{ MPa}) \\ \text{인장철근 } T_s &= f_y \cdot A_{st} = 1,013,400.0 \text{ N} \\ \text{평형축력 } P_b &= C_c + C_s - T_s = 9,946,189.0 \text{ N} \\ \text{평형모멘트 } M_b &= C_c(x-a/2) + C_s(x-dc) + T_s(d-x) = 2,885,060,000.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ \text{평형편심 } e_b &= M_b / P_b = 290.067 \text{ mm} \\ e &\geq e_b \rightarrow \text{인장과괴영역} \end{aligned}$$

▷ 기둥 강도 검토

$$\begin{aligned} &\text{철근의 응력을 Trial \& Error Method로 계산한다.} \\ c &= 76.280 \text{ mm로 가정하면.. } a = k_1 \cdot c = 64.838 \text{ mm} \\ \epsilon_{sc} &= -0.0001 & f_{sc} &= -29.26 \text{ MPa} \\ \epsilon_{sc} &< 0 \rightarrow \text{압축측 철근이 인장됨} \\ P_n &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b + A_{sc} \cdot f_{sc} - A_{st} \cdot f_y \\ &= 154,343.0 \text{ N} \\ M_n &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b \cdot (x-a/2) + A_{sc} \cdot f_{sc} \cdot (x-dc) + A_{st} \cdot f_{st} \cdot (d-x) \\ &= 868,391,500.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ e' &= M_n / P_n = 5626.374 \text{ mm} \quad \therefore e = 5626.374 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.} \\ \text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t &= 0.02925 \\ 0.005 &\leq \epsilon_t = 0.02925 \rightarrow \text{인장지배단면} \\ 0.005 &\leq \epsilon_t \text{ 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.} \\ \text{보정 } \phi &= 0.85 \\ \phi P_n &= 131.192 \text{ KN} \geq P_u = 45.500 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K.} \\ \phi M_n &= 738.133 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 256.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \text{작용전단력 } V_u &= 241.900 \text{ KN} \\ \phi V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot (1 + P_u / (14 \cdot A_g)) \cdot \lambda \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D / 1000 = 503.959 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 503.959 \text{ KN} \geq V_u = 241.900 \text{ KN} \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

- 붕괴방지

◆ 천단부

▷ 벽 체 검 토 조 건

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 24.0 \text{ MPa} & f_y &= 300.0 \text{ MPa} & \lambda &= 1.00 \\ \phi_c &= 0.65 & \phi_v &= 0.75 & \alpha &= 0.80 \\ \text{극한 모멘트 } M_u &= 698.500 \text{ KN}\cdot\text{m} & \text{극한 축력 } P_u &= 997.900 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 820.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 80.000 \text{ mm} \\ \text{작용 편심 } e &= 699.970 \text{ mm} \\ \text{인장축 철근 } A_{st} &= 3378.000 \text{ mm}^2 & \text{1단 (dc = 80mm) : D 25 @ 150 mm} \\ \text{압축축 철근 } A_{sc} &= 5294.667 \text{ mm}^2 & \text{1단 (dc = 80mm) : D 32 @ 150 mm} \end{aligned}$$

▷ 평형상태 검토

$$\begin{aligned} c &= 600 / (600 + f_y) \cdot d = 546.667 \text{ mm} \\ k_1 &= 0.850 & a &= k_1 \cdot c = 464.67 \text{ mm} \\ C_{ck} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot H = 18,360,000.0 \text{ N} \\ \text{소성중심 } x &= (C_{ck} \cdot H/2 + f_y \cdot A_{sc} \cdot dc + f_y \cdot A_{st} \cdot d) / (C_{ck} + f_y \cdot A_{sc} + f_y \cdot A_{st}) = 439.85 \text{ mm} \\ \text{콘크리트 } C_c &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b = 9,479,200.0 \text{ N} \\ \text{압축철근 } C_s &= (f_s - 0.85 \cdot f_{ck}) \cdot A_{sc} = 1,480,389.0 \text{ N} \\ &(\epsilon_{sc} > \epsilon_y \rightarrow f_s = f_y = 300.00 \text{ MPa}) \\ \text{인장철근 } T_s &= f_y \cdot A_{st} = 1,013,400.0 \text{ N} \\ \text{평형축력 } P_b &= C_c + C_s - T_s = 9,946,189.0 \text{ N} \\ \text{평형모멘트 } M_b &= C_c(x-a/2) + C_s(x-dc) + T_s(d-x) = 2,885,060,000.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ \text{평형편심 } e_b &= M_b / P_b = 290.067 \text{ mm} \\ e &\geq e_b \rightarrow \text{인장파괴영역} \end{aligned}$$

▷ 기동 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

$$\begin{aligned} c &= 130.421 \text{ mm로 가정하면.. } a = k_1 \cdot c = 110.858 \text{ mm} \\ \epsilon_{sc} &= 0.0012 & f_s &= 231.96 \text{ MPa} \\ P_n &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b + A_{sc} \cdot (f_s - 0.85 \cdot f_{ck}) - A_{st} \cdot f_y \\ &= 2,368,239.0 \text{ N} \\ M_n &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b \cdot (x-a/2) + A_{sc} \cdot f_s \cdot (x-dc) + A_{st} \cdot f_y \cdot (d-x) \\ &= 1,657,696,000.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ e' &= M_n / P_n = 699.970 \text{ mm} \approx e = 699.970 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.} \\ \text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t &= 0.01586 \\ 0.005 &\leq \epsilon_t = 0.01586 \rightarrow \text{인장지배단면} \\ 0.005 &\leq \epsilon_t \text{ 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.} \\ \text{보정 } \phi &= 0.85 \\ \phi P_n &= 2013.003 \text{ KN} \geq P_u = 997.900 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K} \\ \phi M_n &= 1409.041 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 698.500 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \text{작용전단력 } V_u &= 299.300 \text{ KN} \\ \phi V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot (1 + P_u / (14 \cdot A_g)) \cdot \lambda \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D / 1000 = 541.915 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 541.915 \text{ KN} \geq V_u = 299.300 \text{ KN} \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

◆ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 24.0 \text{ MPa} & f_y &= 300.0 \text{ MPa} & \lambda &= 1.00 \\ \phi_c &= 0.65 & \phi_v &= 0.75 & \alpha &= 0.80 \\ \text{극한 모멘트 } M_u &= 1076.800 \text{ KN}\cdot\text{m} & \text{극한 축력 } P_u &= 2196.600 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 820.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 80.000 \text{ mm} \\ \text{작용 편심 } e &= 490.212 \text{ mm} \\ \text{인장측 철근 } A_{st} &= 3378.000 \text{ mm}^2 & 1\text{단 } (d_c = 80\text{mm}) &: D 25 @ 150 \text{ mm} \\ \text{압축측 철근 } A_{sc} &= 5294.667 \text{ mm}^2 & 1\text{단 } (d_c = 80\text{mm}) &: D 32 @ 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 평형상태 검토

$$\begin{aligned} c &= 600 / (600 + f_y) \cdot d = 546.667 \text{ mm} \\ k_1 &= 0.850 & a &= k_1 \cdot c = 464.67 \text{ mm} \\ C_{ck} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot H = 18,360,000.0 \text{ N} \\ \text{소성중심 } x &= (C_{ck} \cdot H / 2 + f_y \cdot A_{sc} \cdot d_c + f_y \cdot A_{st} \cdot d) / (C_{ck} + f_y \cdot A_{sc} + f_y \cdot A_{st}) \\ &= 439.85 \text{ mm} \\ \text{콘크리트 } C_c &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b = 9,479,200.0 \text{ N} \\ \text{압축철근 } C_s &= (f_s - 0.85 \cdot f_{ck}) \cdot A_{sc} = 1,480,389.0 \text{ N} \\ &(\varepsilon_{sc} > \varepsilon_y \rightarrow f_s = f_y = 300.00 \text{ MPa}) \\ \text{인장철근 } T_s &= f_y \cdot A_{st} = 1,013,400.0 \text{ N} \\ \text{평형축력 } P_b &= C_c + C_s - T_s = 9,946,189.0 \text{ N} \\ \text{평형모멘트 } M_b &= C_c(x-a/2) + C_s(x-d_c) + T_s(d-x) = 2,885,060,000.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ \text{평형편심 } e_b &= M_b / P_b = 290.067 \text{ mm} \\ e &\geq e_b \rightarrow \text{인장파괴영역} \end{aligned}$$

▷ 기둥 강도 검토

$$\begin{aligned} \text{철근의 응력을 Trial \& Error Method로 계산한다.} \\ c &= 252.214 \text{ mm로 가정하면.. } a = k_1 \cdot c = 214.382 \text{ mm} \\ \varepsilon_{sc} &= 0.0020 & f_s &= 300.00 \text{ MPa} \\ P_n &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b + A_{sc} \cdot (f_{sc} - 0.85 \cdot f_{ck}) - A_{st} \cdot f_y \\ &= 4,840,387.0 \text{ N} \\ M_n &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b \cdot (x-a/2) + A_{sc} \cdot f_{sc} \cdot (x-d_c) + A_{st} \cdot f_{st} \cdot (d-x) \\ &= 2,372,814,000.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ e' &= M_n / P_n = 490.212 \text{ mm} \quad \therefore e = 490.212 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.} \\ \text{최외단 철근의 순인장변형률 } \varepsilon_t &= 0.00675 \\ 0.005 &\leq \varepsilon_t = 0.00675 \rightarrow \text{인장지배단면} \\ 0.005 &\leq \varepsilon_t \text{ 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.} \\ \text{보정 } \phi &= 0.85 \\ \phi P_n &= 4114.329 \text{ KN} \geq P_u = 2196.600 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K} \\ \phi M_n &= 2016.892 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 1076.800 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \text{작용전단력 } V_u &= 384.700 \text{ KN} \\ \phi V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot (1 + P_u / (14 \cdot A_g)) \cdot \lambda \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D / 1000 = 589.686 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 589.686 \text{ KN} \geq V_u = 384.700 \text{ KN} \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

◆ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 24.0 \text{ MPa} & f_y &= 300.0 \text{ MPa} & \lambda &= 1.00 \\ \phi_c &= 0.65 & \phi_v &= 0.75 & \alpha &= 0.80 \\ \text{극한 모멘트 } M_u &= 886.200 \text{ KN}\cdot\text{m} & \text{극한 축력 } P_u &= 1361.400 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 820.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 80.000 \text{ mm} \\ \text{작용 편심 } e &= 650.948 \text{ mm} \\ \text{인장측 철근 } A_{st} &= 3378.000 \text{ mm}^2 & \text{1단 (dc = 80mm) : } &D 25 @ 150 \text{ mm} \\ \text{압축측 철근 } A_{sc} &= 5294.667 \text{ mm}^2 & \text{1단 (dc = 80mm) : } &D 32 @ 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 평형상태 검토

$$\begin{aligned} c &= 600 / (600 + f_y) \cdot d = 546.667 \text{ mm} \\ k_1 &= 0.850 & a &= k_1 \cdot c = 464.67 \text{ mm} \\ C_{ck} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot H = 18,360,000.0 \text{ N} \\ \text{소성중심 } x &= (C_{ck} \cdot H / 2 + f_y \cdot A_{sc} \cdot d_c + f_y \cdot A_{st} \cdot d) / (C_{ck} + f_y \cdot A_{sc} + f_y \cdot A_{st}) \\ &= 439.85 \text{ mm} \\ \text{콘크리트 } C_c &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b = 9,479,200.0 \text{ N} \\ \text{압축철근 } C_s &= (f_s - 0.85 \cdot f_{ck}) \cdot A_{sc} = 1,480,389.0 \text{ N} \\ &(\epsilon_{sc} > \epsilon_y \rightarrow f_s = f_y = 300.00 \text{ MPa}) \\ \text{인장철근 } T_s &= f_y \cdot A_{st} = 1,013,400.0 \text{ N} \\ \text{평형축력 } P_b &= C_c + C_s - T_s = 9,946,189.0 \text{ N} \\ \text{평형모멘트 } M_b &= C_c(x-a/2) + C_s(x-d_c) + T_s(d-x) = 2,885,060,000.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ \text{평형편심 } e_b &= M_b / P_b = 290.067 \text{ mm} \\ e &\geq e_b \rightarrow \text{인장파괴영역} \end{aligned}$$

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

$$\begin{aligned} c &= 142.447 \text{ mm로 가정하면.. } a = k_1 \cdot c = 121.080 \text{ mm} \\ \epsilon_{sc} &= 0.0013 & f_s &= 263.03 \text{ MPa} \\ P_n &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b + A_{sc} \cdot (f_s - 0.85 \cdot f_{ck}) - A_{st} \cdot f_y \\ &= 2,741,299.0 \text{ N} \\ M_n &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b \cdot (x-a/2) + A_{sc} \cdot f_s \cdot (x-d_c) + A_{st} \cdot f_y \cdot (d-x) \\ &= 1,784,441,000.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ e' &= M_n / P_n = 650.947 \text{ mm} \quad \therefore e = 650.948 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.} \\ \text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t &= 0.01427 \\ 0.005 &\leq \epsilon_t = 0.01427 \rightarrow \text{인장지배단면} \\ 0.005 &\leq \epsilon_t \text{ 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.} \\ \text{보정 } \phi &= 0.85 \\ \phi P_n &= 2330.104 \text{ KN} \geq P_u = 1361.400 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K} \\ \phi M_n &= 1516.775 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 886.200 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \text{작용전단력 } V_u &= 471.200 \text{ KN} \\ \phi V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot (1 + P_u / (14 \cdot A_g)) \cdot \lambda \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D / 1000 = 556.401 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 556.401 \text{ KN} \geq V_u = 471.200 \text{ KN} \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

◆ 바닥부

▷ 벽 체 검 토 조 건

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 24.0 \text{ MPa} & f_y &= 300.0 \text{ MPa} & \lambda &= 1.00 \\ \phi_c &= 0.65 & \phi_v &= 0.75 & \alpha &= 0.80 \\ \text{극한 모멘트 } M_u &= 676.800 \text{ KN}\cdot\text{m} & \text{극한 축력 } P_u &= 132.800 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 820.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 80.000 \text{ mm} \\ \text{작용 편심 } e &= 5096.385 \text{ mm} \\ \text{인장측 철근 } A_{st} &= 3378.000 \text{ mm}^2 & \text{1단 (dc = 80mm) : } &D 25 @ 150 \text{ mm} \\ \text{압축측 철근 } A_{sc} &= 5294.667 \text{ mm}^2 & \text{1단 (dc = 80mm) : } &D 32 @ 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 평형상태 검토

$$\begin{aligned} c &= 600 / (600 + f_y) \cdot d = 546.667 \text{ mm} \\ k_1 &= 0.850 & a &= k_1 \cdot c = 464.67 \text{ mm} \\ C_{ck} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot H = 18,360,000.0 \text{ N} \\ \text{소성중심 } x &= (C_{ck} \cdot H/2 + f_y \cdot A_{sc} \cdot dc + f_y \cdot A_{st} \cdot d) / (C_{ck} + f_y \cdot A_{sc} + f_y \cdot A_{st}) = 439.85 \text{ mm} \\ \text{콘크리트 } C_c &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b = 9,479,200.0 \text{ N} \\ \text{압축철근 } C_s &= (f_s - 0.85 \cdot f_{ck}) \cdot A_{sc} = 1,480,389.0 \text{ N} \\ &(\epsilon_{sc} > \epsilon_y \rightarrow f_s = f_y = 300.00 \text{ MPa}) \\ \text{인장철근 } T_s &= f_y \cdot A_{st} = 1,013,400.0 \text{ N} \\ \text{평형축력 } P_b &= C_c + C_s - T_s = 9,946,189.0 \text{ N} \\ \text{평형모멘트 } M_b &= C_c(x-a/2) + C_s(x-dc) + T_s(d-x) = 2,885,060,000.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ \text{평형편심 } e_b &= M_b / P_b = 290.067 \text{ mm} \\ e &\geq e_b \rightarrow \text{인장과괴영역} \end{aligned}$$

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

$$\begin{aligned} c &= 76.564 \text{ mm로 가정하면.. } a = k_1 \cdot c = 65.079 \text{ mm} \\ \epsilon_{sc} &= -0.0001 & f_{sc} &= -26.93 \text{ MPa} \\ \epsilon_{sc} &< 0 \rightarrow \text{압축측 철근이 인장됨} \\ P_n &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b + A_{sc} \cdot f_{sc} - A_{st} \cdot f_y \\ &= 171,628.7 \text{ N} \\ M_n &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b \cdot (x-a/2) + A_{sc} \cdot f_{sc} \cdot (x-dc) + A_{st} \cdot f_{st} \cdot (d-x) = 874,685,800.0 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ e' &= M_n / P_n = 5096.385 \text{ mm} \quad \therefore e = 5096.385 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.} \\ \text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t &= 0.02913 \\ 0.005 &\leq \epsilon_t = 0.02913 \rightarrow \text{인장지배단면} \\ 0.005 &\leq \epsilon_t \text{ 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다. 보정 } \phi = 0.85 \\ \phi P_n &= 145.884 \text{ KN} \geq P_u = 132.800 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K.} \\ \phi M_n &= 743.483 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 676.800 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \text{작용전단력 } V_u &= 639.400 \text{ KN} \\ \phi V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot (1 + P_u / (14 \cdot A_g)) \cdot \lambda \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D / 1000 = 507.438 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 203.361 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_n &= \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 710.799 \text{ KN} \geq V_u = 639.400 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$