관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구 조 계 산 서

- 1구간 - [가시설분야] 변경

2021. 04.

서울터널주식회사

가 시 설 분 야

GeoX 구조계산서

TYPE-15 해체 단계 검토 (Rev. 01)

목 차

1.표준단면

2.설계요약

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

3.2 재료의 허용응력

3.3 적용 프로그램

4.복공판 설계

5.주형보 설계

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(중앙)

6.2 주형지지보(측벽)

7.지보재 설계

7.1 Strut 설계 (Strut-1)

7.2 Strut 설계 (Strut-2)

7.3 Strut 설계 (Strut-3)

7.4 Strut 설계 (Strut-4)

7.5 Strut 설계 (Strut-7)

7.6 Earth Anchor 설계 (Strut-5, Strut-6, Strut-8, Strut-9)

8.띠장 설계

8.1 Strut-1 띠장 설계

8.2 Strut-2 띠장 설계

8.3 Strut-3 띠장 설계

8.4 Strut-4 띠장 설계

8.5 Strut-5 띠장 설계

8.6 Strut-6 띠장 설계

8.7 Strut-7 띠장 설계

8.8 Strut-8 띠장 설계

8.9 Strut-9 띠장 설계

9.측면말뚝 설계

9.1 흙막이벽(우)

10.중간말뚝 설계

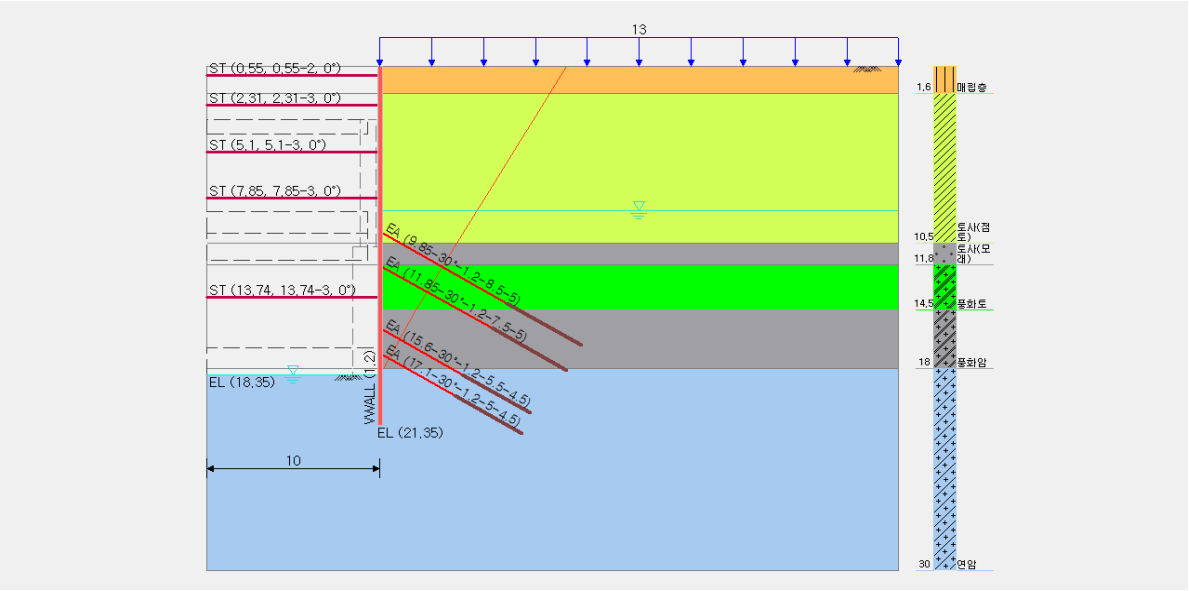
11. 흙막이 벽체 설계

11.1 흙막이벽(우) 설계 (0.00m ~ 18.35m)

12.전산 입력 정보

13.해석결과

1.표준단면


13
ST (0.55, 0.55-2, 0°)
ST (2.31, 2.31-3, 0°)
ST (5.1, 5.1-3, 0°)
ST (7.85, 7.85-3, 0°)
ST (13.74, 13.74-3, 0°)
EA (9.85-30*-1.2-8.5-5)
EA (11.85-30*-1.2-7.5-5)
EA (15.6-30*-1.2-5.5-4.5)
EA (17.1-30*-1.2-5-4.5)
EL (18.35)
WALL (1, 2)
EL (21.35)
10
1.6
매립층
10.5
토사(점토)
11.8
토사(모래)
14.5
풍화토
18
풍화암
30
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-D:1000x1990x200	-	휨응력	157.726	175.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	10.429	100.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	114.004	147.042	O.K	처짐	O.K
		전단응력	42.144	90.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	105.596	142.373	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	86.224	90.000	O.K		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	74.548	157.500	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	88.354	90.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
Strut-1 H 700x300x13/24	0.55	휨응력	6.104	100.355	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	11.361	71.290	O.K		
		전단응력	2.212	90.000	O.K		
Strut-2 P 406.4x12	2.31	휨응력	24.688	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	42.167	125.062	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.521	89.387	O.K		
Strut-3 P 406.4x12	5.10	휨응력	24.688	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	49.092	125.062	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.521	89.387	O.K		
Strut-4 P 406.4x12	7.85	휨응력	24.688	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	49.460	125.062	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.521	89.387	O.K		
Strut-7 P 406.4x12	13.74	휨응력	24.688	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	46.503	125.062	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.521	89.387	O.K		

부 재	위 치 (m)	Strand 소요개수산정	자유장 산정	정착장 산정
Strut-5 Strand12.7x4EA	9.85	O.K	O.K	O.K
Strut-6 Strand12.7x4EA	11.85	O.K	O.K	O.K
Strut-8 Strand12.7x4EA	15.60	O.K	O.K	O.K
Strut-9 Strand12.7x4EA	17.10	O.K	O.K	O.K

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
Strut-1 H 300x305x15/15	0.55	휨응력	23.646	152.017	O.K	
		전단응력	16.815	90.000	O.K	
Strut-2 H 440x300x11/18	2.31	휨응력	68.819	142.373	O.K	
		전단응력	52.652	90.000	O.K	
Strut-3 H 440x300x11/18	5.10	휨응력	82.795	142.373	O.K	
		전단응력	63.344	90.000	O.K	
Strut-4 H 440x300x11/18	7.85	휨응력	83.537	142.373	O.K	
		전단응력	63.912	90.000	O.K	
Strut-5 2H 250x250x9/14	9.85	휨응력	35.915	156.940	O.K	
		전단응력	51.950	90.000	O.K	
Strut-6 2H 250x250x9/14	11.85	휨응력	38.028	156.940	O.K	
		전단응력	55.005	90.000	O.K	
Strut-7 H 440x300x11/18	13.74	휨응력	77.570	142.373	O.K	
		전단응력	59.347	90.000	O.K	
Strut-8 2H 250x250x9/14	15.60	휨응력	33.817	156.940	O.K	
		전단응력	48.914	90.000	O.K	
Strut-9 2H 250x250x9/14	17.10	휨응력	32.085	156.940	O.K	
		전단응력	46.409	90.000	O.K	

2.6 측면말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우) H 300x305x15/15	-	휨응력	94.996	178.848	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	77.396	195.045	O.K	수평변위	O.K
		전단응력	48.485	123.750	O.K	지지력	O.K

2.7 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	74.063	166.445	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	17.547	147.016	O.K	지지력	O.K

2.8 흙막이벽체설계

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우)	0.00 ~ 18.35	휨응력	130.739	303.750	O.K		
		압축응력	127.081	292.872	O.K		
		전단응력	62.030	174.375	O.K		

2.9 흙막이벽체 수평변위

부 재	시공단계	최대수평변위(mm)	허용수평변위(mm)	비 고
흙막이벽(우)	CS31 : 버팀3단 해체	19.857	36.700	O.K

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

H Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관), Earth Anchor로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

H Pile

엄지말뚝간격 : 1.20m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
Earth Anchor	-	Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-D:1000x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 440x300x11/18(SS400)	-	
	H 300x305x15/15(SS400)	-	
H-PILE (측벽)	H 300x305x15/15(SM490)	1.20m	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SM490)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x12(SS400)	3.00m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(SS400)	-	
	H 250x250x9/14(SS400)	-	

3.2 재료의 허용응력

가. 강재

[강재의 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		SS400,SM400, SMA400	SM490	SM490Y,SM520, SMA490	SM570,SMA570
축방향 인장 (순단면)		210	285	322.5	405
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 18.6$ 210	$0 < \ell/r \le 16$ 285	$0 < \ell/r \le 15.1$ 322.5	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405
		$18.6 < \ell/r \le 92.8$ $210 - 1.23(\ell/r - 18.6)$	$16 < \ell/r \le 80.1$ $285 - 1.935(\ell/r - 16)$	$15.1 < \ell/r \le 75.5$ $322.5 - 2.33(\ell/r - 15.1)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.285(\ell/r - 13.4)$
		$92.8 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$75.5 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,400+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	210	285	322.5	405
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.6$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.8$ 322.5	$\ell/b \le 3.4$ 405
		$4.6 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.735(\ell/b - 4.6)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.865(\ell/b - 4.0)$	$3.8 < \ell/b \le 27$ $322.5 - 7.035(\ell/b - 3.8)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$
전단응력 (총단면)		120	165	188	233
지압응력		315	428	488	608
용접 강도	공 장	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%
	현 장	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%

종 류		HSB500	HSB600	HSB800	비고
축방향 인장 (순단면)		345	405	570	230x1.5=345 270x1.5=405 380x1.5=570
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 14.6$ 345	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405	$0 < \ell/r \le 18.0$ 570	
		$14.6 < \ell/r \le 73.0$ $345 - 2.58(\ell/r - 14.6)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.29(\ell/r - 13.4)$	$18.0 < \ell/r \le 54.2$ $570 - 6.27(\ell/r - 18)$	
		$73 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,100+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$	$54.2 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{2,300+(\ell/r)^2}$	
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	345	405	570	
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 3.6$ 345	$\ell/b \le 3.4$ 405	$\ell/b \le 5.4$ 570	
		$3.6 < \ell/b \le 27$ $345 - 7.79(\ell/b - 3.6)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$	$5.4 < \ell/b \le 19$ $570 - 18.9(\ell/b - 5.4)$	
전단응력 (총단면)		203	233	330	135x1.5=203 155x1.5=233 220x1.5=330

종 류	축방향 인장 (순단면)	축방향 압축 (총단면)	휨압축응력	지압응력
비 고	140x1.5=210 190x1.5=285 215x1.5=322.5 270x1.5=405	ℓ(mm) : 유효좌굴장 r(mm): 단면회전 반지름	ℓ : 플랜지의 고정점간거리 b : 압축플랜지의 폭	강판과 강판
판두께	40mm이하	40mm이하	40mm이하 $A_w/A_c \leq 2$	40mm이하

나. 강널말뚝

[강널말뚝 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		강널말뚝 (SY30)
휨응력	인장응력	270
	압축응력	270
전단응력		150

다. 볼트

[볼트 허용응력] (MPa)

볼 트 종 류	응력의 종류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	4T 기준
	지 압	315	
고장력 볼트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	
고장력 볼트	전 단	190	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.7.0

나. 탄소성법

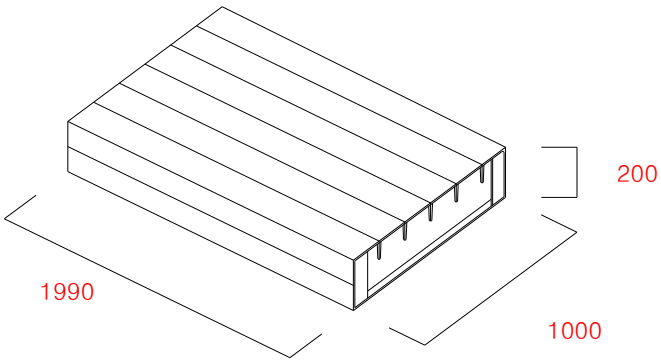
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-D:1000x1990x200

w (kN/piece)	3.550
I_x (mm^4)	83000000
A (mm^2)	17084
Z_x (mm^3)	562000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

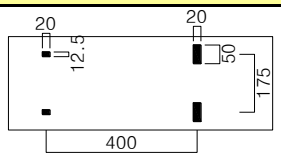
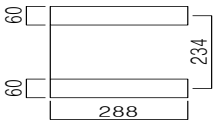
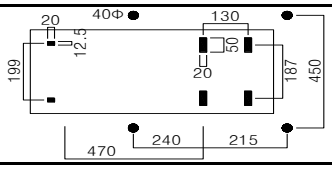
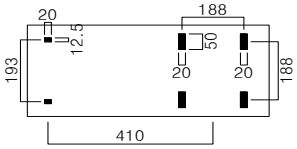
가. 고정하중

w_d = 3.550 × 1 / 1.990

= 1.784 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참고

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량(kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.784 \times 1.990^{2}}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.642 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.784 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 178.175 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.642 × 1000000.000 / 562000 = 157.726 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 178.175 × 1000.000 / 17084 = 10.429 MPa

4.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

▶ fba = 1.25 × 140
= 175.000 MPa

▶ τa = 1.25 × 80
= 100.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 175.000 MPa > f_b = 157.726 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 100.000 MPa > τ = 10.429 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.784 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 83000000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 83000000}$$

= 0.0209001 + 1.662

= 1.682 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

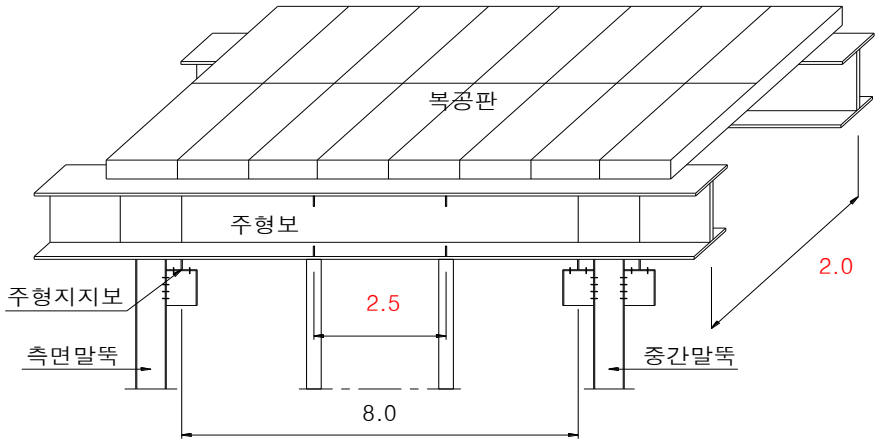
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 1.682 mm ---> O.K

5.주형보 설계

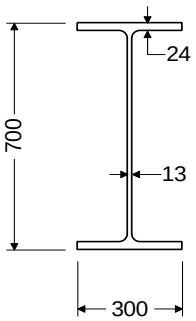
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 8.000 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1850.0
A (mm^2)	23550.0
I_x (mm^4)	2010000000.0
Z_x (mm^3)	5760000.0
A_w (mm^2)	8476.0
E (N/mm^2)	210000.0



5.2 단면력 산정

가. 고정하중

(1) 복 공 판 = 3.550 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.850 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.550 kN/m

M_d = w_d x L^2 / 8 = 5.550 x 8.000 x 8.000 / 8 = 44.400 kN·m

S_d = w_d x L / 2 = 5.550 x 8.000 / 2 = 22.200 kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 8.000)

= 0.313 > 0.3 이므로

∴ Use, i = 0.300 적용

(2) 후륜하중

① DB- 24 : P_{r1} = 96 x (1 + 0.300) = 124.800 kN

② DB- 18 : P_{r2} = 72 x (1 + 0.300) = 93.600 kN

③ DB- 13.5 : P_{r3} = 54 x (1 + 0.300) = 70.200 kN

(3) 전륜하중

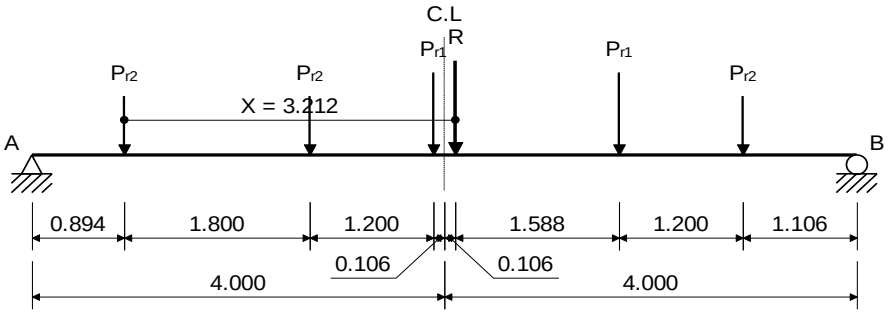
① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

② DB- 18 : P_{f2} = 18 x (1 + 0.300) = 23.400 kN

③ DB- 13.5 : P_{f3} = 13.5 x (1 + 0.300) = 17.550 kN

(4) 차선별 최대 휨모멘트 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 3 = 124.800 x 2 + 93.600 x 3

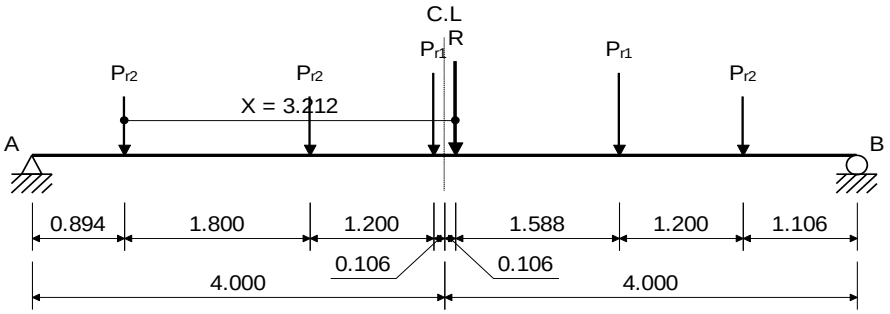
= 530.400 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800 + Pr2 x 6.000) / R

= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800 + 93.600 x 6.000) / 530.400

= 3.212 m

b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 7.106 + Pr2 x 5.306 + Pr1 x 4.106 + Pr1 x 2.306 + Pr2 x 1.106) / L

= (93.600 x 7.106 + 93.600 x 5.306 + 124.800 x 4.106 + 124.800 x 2.306 + 93.600 x 1.106) / 8.000

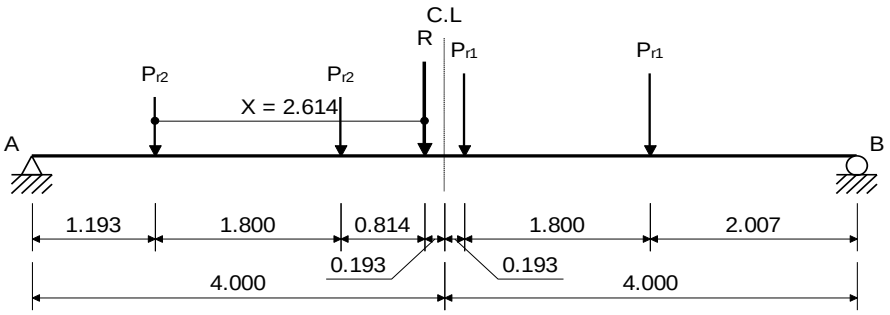
= 258.180 kN

M_l = (Ra x 3.894 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (258.180 x 3.894 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 612.263 kN·m

② 2 차선 재하시 (후륜하중)



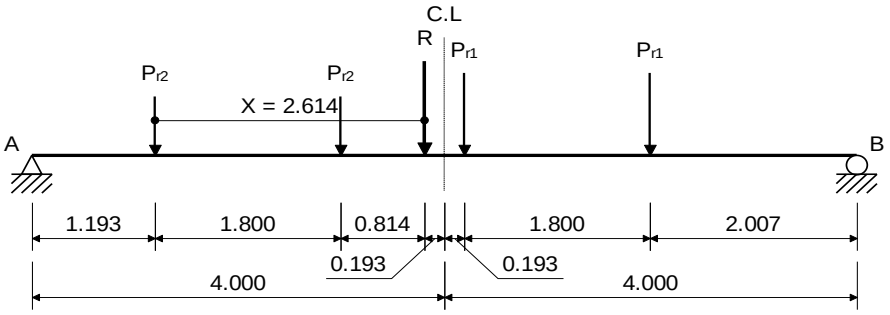
a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 2 = 124.800 x 2 + 93.600 x 2

= 436.800 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800) / R
= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800) / 436.800
= 2.614 m

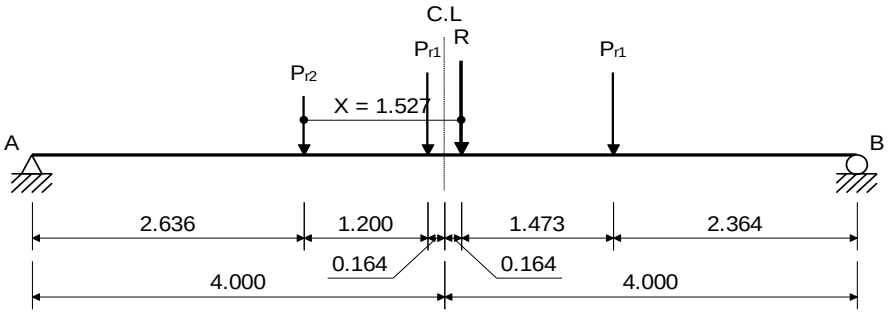
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 6.807 + Pr2 x 5.007 + Pr1 x 3.807 + Pr1 x 2.007) / L
= (93.600 x 6.807 + 93.600 x 5.007 + 124.800 x 3.807 + 124.800 x 2.007) / 8.000
= 228.930 kN

M_l = (Ra x 4.193 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (228.930 x 4.193 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 566.751 kN·m

③ 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

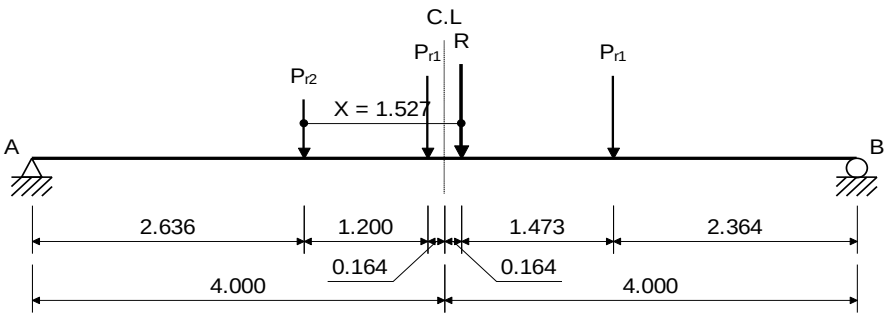


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 1 = 124.800 x 2 + 93.600 x 1
= 343.200 kN

X = (Pr1 x 1.200 + Pr1 x 3.000) / R
= (124.800 x 1.200 + 124.800 x 3.000) / 343.200
= 1.527 m

b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 5.364 + Pr1 x 4.164 + Pr1 x 2.364) / L

= (93.600 x 5.364 + 124.800 x 4.164 + 124.800 x 2.364) / 8.000

= 164.580 kN

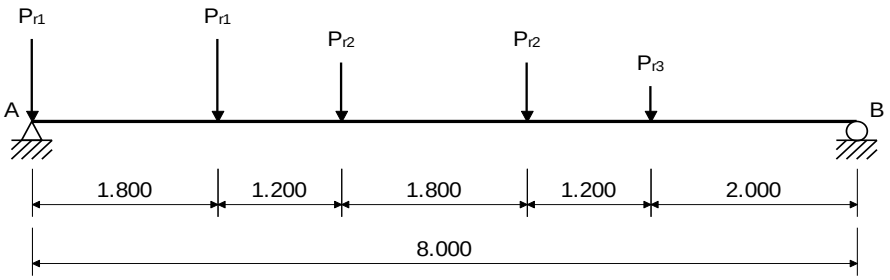
M_l = (Ra x 3.836 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (164.580 x 3.836 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 519.069 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① **2.5** 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 8.000 + Pr1 x 6.200 + Pr2 x 5.000 + Pr2 x 3.200 + Pr3 x 2.000) / L

= (124.800 x 8.000 + 124.800 x 6.200 + 93.600 x 5.000 + 93.600 x 3.200 + 70.200 x 2.000) / 8.000

= 335.010 kN

S_l = 335.010 x **1.00** = 335.010 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 44.400 + 612.263 = 656.663 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 22.200 + 335.010 = 357.210 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 656.663 \times 1000000 / 5760000.0 = 114.004$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 357.210 \times 1000 / 8476 = 42.144$ MPa

5.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (114.004 + 114.004) / 114.004

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.333 − 4.6))

= 147.042 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 147.042 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 147.042 MPa > f_b = 114.004 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 42.144 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

M = $M_{l\,max}$ / (1+i) = 612.263 / 1.300 = 470.972 kN·m

w = 8 x M / L^2 = 8 x 470.972 / (8.00 x 8.00) = 58.871 kN/m

δ_l = 5 x w x L^4 / (384 x E x I_x)

= 5 x 58.871 x 8000.0 ^{4} / (384 x 210000 x 2010000000)

= 7.439 mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (8000.0 / 400 , 25)

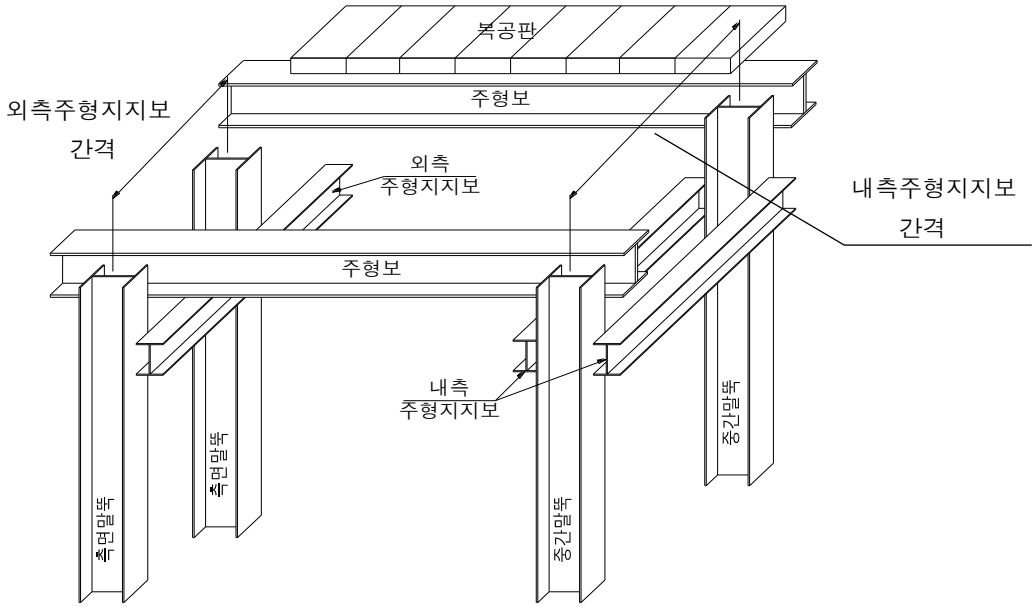
= 20.000 mm > δ_l = 7.439 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(중앙)

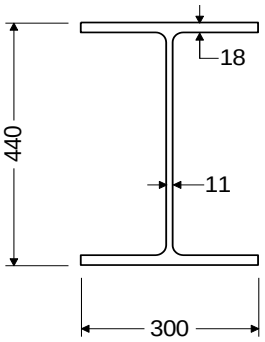
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

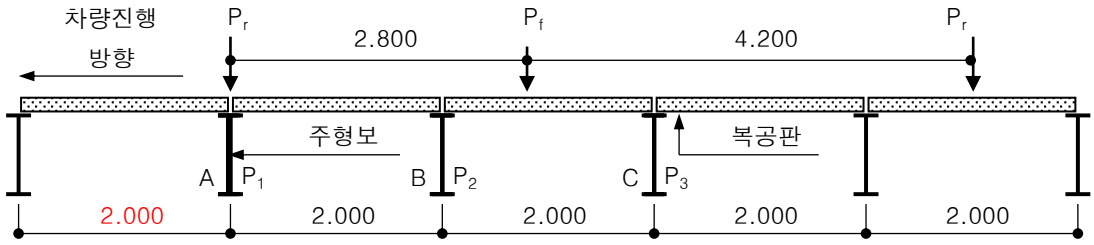


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



나. 주형보 반력 **case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하**



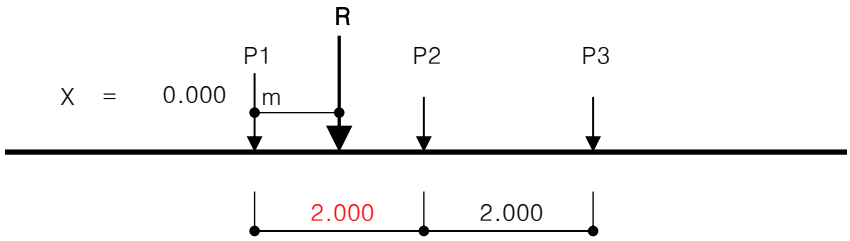
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 22.200 + 335.010 = 357.210 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000

= 22.200 + 83.753 x 1.200 / 2.000 = 72.452 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

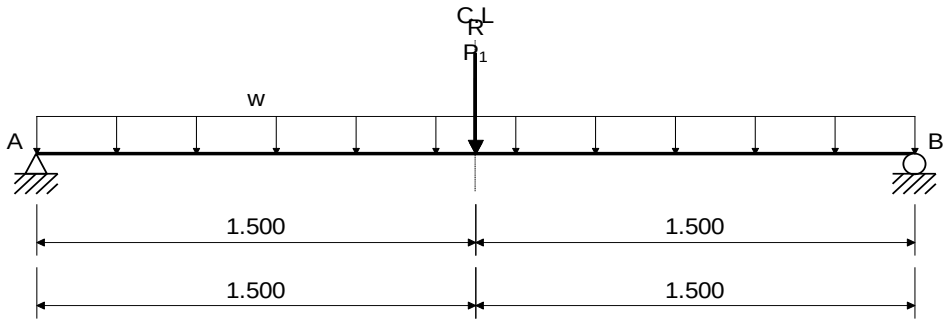


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 357.210
= 357.210 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 357.210
= 0.000 m

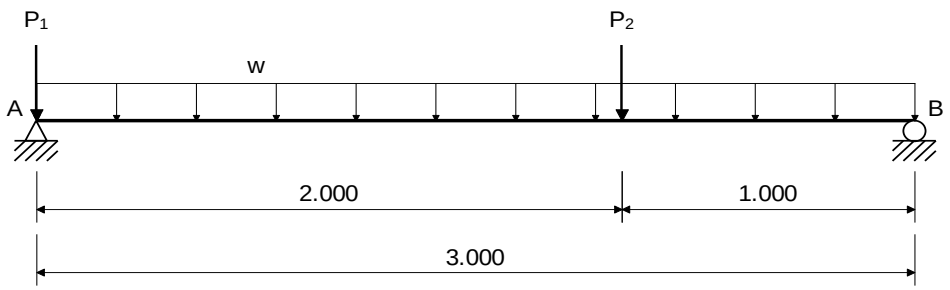
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.500) / L
= (357.210 x 1.500) / 3.000
= 178.605 kN

M_{max} = (Ra x 1.500) + w x L^2 / 8
= (178.605 x 1.500) + 1.212 x 3.00^2 / 8
= 269.271 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (357.210 x 3.000 + 72.451 x 1.000) / 3.000
= 381.361 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 381.361 + 1.212 x 3.00 / 2
= 383.178 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 269.271 x 1000000 / 2550000.0 = 105.596 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 383.178 x 1000 / 4444 = 86.224 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140
= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (105.596 + 105.596) / 105.596
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300
= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))
= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80
= 90.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 105.596 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 86.224 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.25 x 0.9 x 100 = 112.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 383178 / (112.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

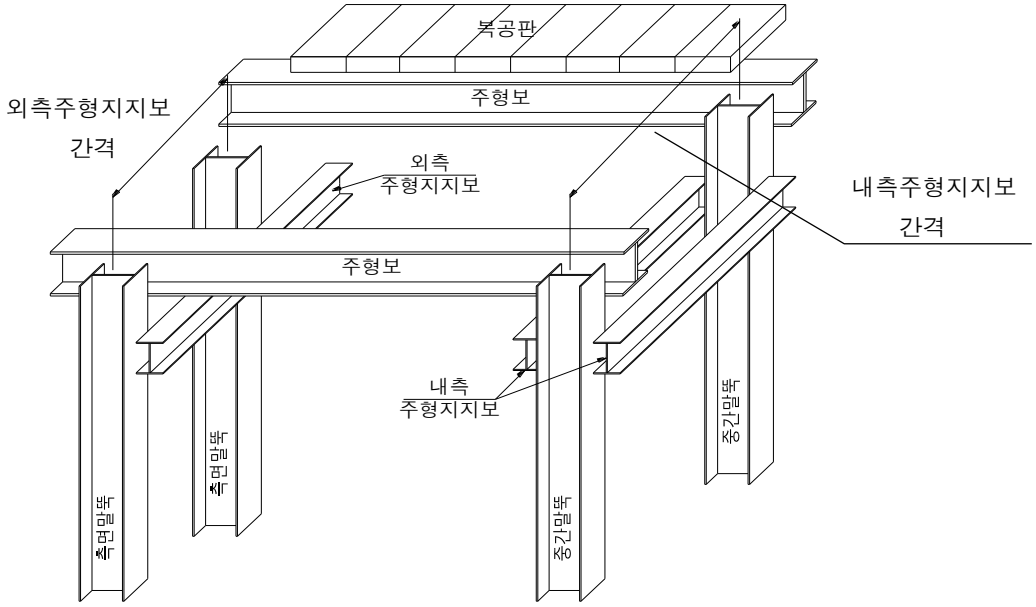
= 7.53 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 7.53 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(측벽)

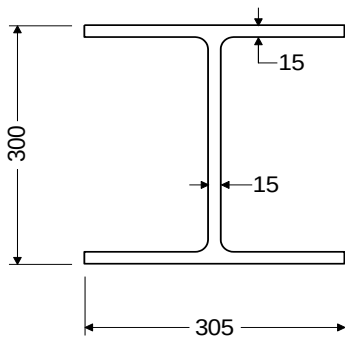
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 1.20 m

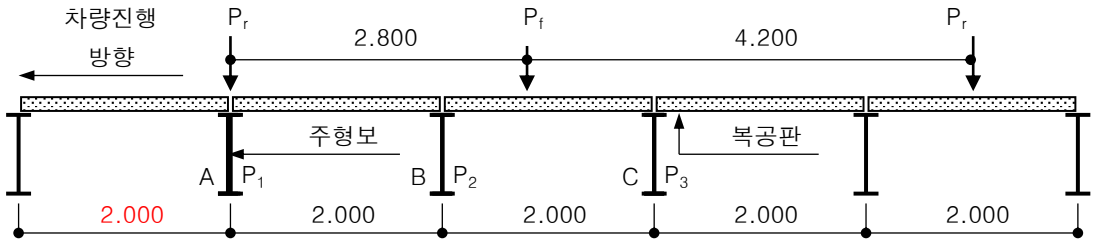


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



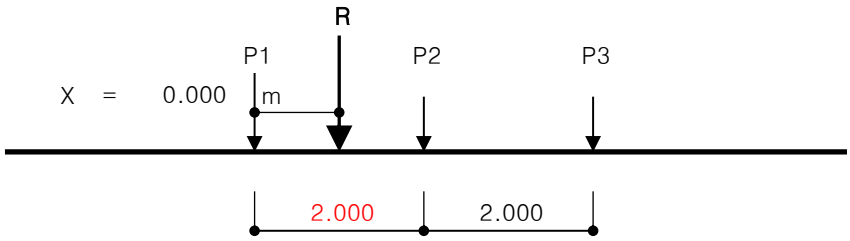
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 22.200 + 335.010 = 357.210 kN

다. 최대 휨모멘트 산정



① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1

= 357.210

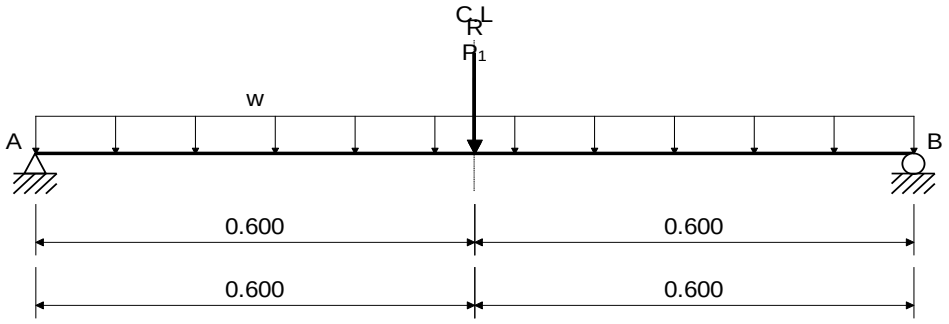
= 357.210 kN

X = (0.000) / R

= (0.000) / 357.210

= 0.000 m

② 최대 휨모멘트



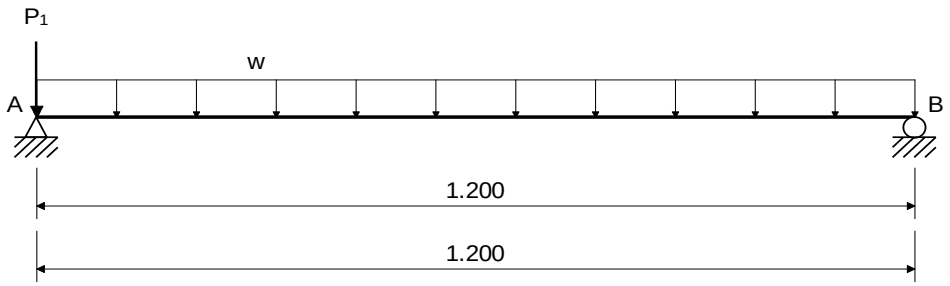
R_a = (P_1 x 0.600) / L

= (357.210 x 0.600) / 1.200

= 178.605 kN

M_{max} = (Ra x 0.600) + w x L² / 8
= (178.605 x 0.600) + 1.038 x 1.20² / 8
= 107.350 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 1.200) / L
= (357.210 x 1.200) / 1.200
= 357.210 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 357.210 + 1.038 x 1.20 / 2
= 357.833 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 107.350 x 1000000 / 1440000.0 = 74.548 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 357.833 x 1000 / 4050 = 88.354 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140
= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (74.548 + 74.548) / 74.548
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 305

= 3.934 ---> L/B ≤ 4.6 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 74.548 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 88.354 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.25 x 0.9 x 100 = 112.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 357833 / (112.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 7.03 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 7.03 ea ---> O.K

7.지보재 설계

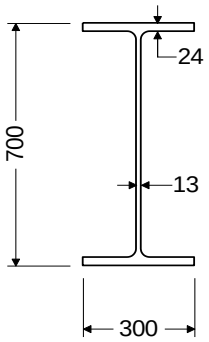
7.1 Strut 설계 (Strut-1)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1812.924
A (mm^2)	23550
I_x (mm^4)	2010000000
Z_x (mm^3)	5760000
R_x (mm)	293.0
R_y (mm)	67.8



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 73.776 kN/m ---> Strut-1 (CS20 : Peck)
= 73.776 x 2.00 / 1 단
= 147.552 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 147.552 + 120.0 = 267.552 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 35.156 x 1000000 / 5760000.0 = 6.104 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 267.552 x 1000 / 23550 = 11.361 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 18.750 x 1000 / 8476 = 2.212 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 1.408

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (17.465 - 5.258) / 17.465$

= 0.699

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L_x / R_x = 7500 / 293

25.597 ---> 18.6 < Lx/Rx ≤ 92.8 이므로

f_{cagx} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (25.597 − 18.6))

= 151.045 MPa

f_{cax} = $f_{cagx} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 151.045 MPa

L_y / R_y = 7500 / 67.8

110.619 ---> 92.8 < Ly/Ry 이므로

f_{cagy} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (6700 + 110.619^2)

= 71.290 MPa

f_{cay} = $f_{cagy} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 71.290 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 71.290 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 7500 / 300

= 25.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (25.000 − 4.6))

= 100.355 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 100.355 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (25.597)^2

= 2060.376 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 71.290 MPa > f_c = 11.361 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 100.355 MPa > f_b = 6.104 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 2.212 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{11.361}{71.290} + \frac{6.104}{100.355 \times (1 - (11.361 / 2060.376))}$$

$$= 0.221 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 11.361 + \frac{6.104}{1 - (11.361 / 2060.376)}$$

$$= 17.498 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.221 , 0.111)

= 0.221 < 1.0 ---> O.K

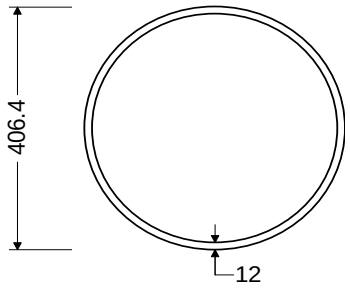
7.2 Strut 설계 (Strut-2)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 168.989 kN/m ---> Strut-2 (CS34 : 국회대로 벽체2)
= 168.989 x 3.00 / 1 단
= 506.967 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 506.967 + 120.0 = 626.967 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 35.156 \times 1000000 / 1424000.0 = 24.688$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 626.967 \times 1000 / 14868.5 = 42.167$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.750 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0} = 2.521$ MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.074 x 12)

= 15.769 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.074

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (66.856 − 17.479) / 66.856

= 0.739 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7500 / 139.5

53.763 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (53.763 − 18.6))

= 125.062 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}

= 125.062 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (53.763)^2

= 467.046 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 125.062 MPa > f_c = 42.167 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 24.688 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.521 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{42.167}{125.062} + \dfrac{24.688}{157.500 \times (1 - (42.167 / 467.046))}$

= 0.509 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 42.167 + \frac{24.688}{1 - (42.167 / 467.046)}$$

$$= 69.306 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.509 , 0.440)

= 0.509 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{66.856}{125.062} + \left\{ \frac{2.521}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.535 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

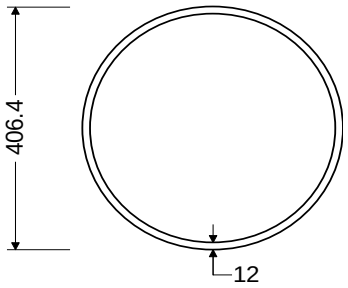
7.3 Strut 설계 (Strut-3)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 203.307 kN/m ---> Strut-3 (CS31 : 버팀3단 해체)
= 203.307 x 3.00 / 1 단
= 609.920 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 609.920 + 120.0 = 729.920 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 35.156 x 1000000 / 1424000.0 = 24.688 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 729.920 x 1000 / 14868.5 = 49.092 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.750 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.521 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.067 x 12)

= 15.871 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.067

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (73.780 − 24.403) / 73.780

= 0.669 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7500 / 139.5

53.763 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (53.763 − 18.6))

= 125.062 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 125.062 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (53.763)^2

= 467.046 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 125.062 MPa > f_c = 49.092 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 24.688 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.521 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{49.092}{125.062} + \frac{24.688}{157.500 \times (1 - (49.092 / 467.046))}$

= 0.568 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 49.092 + \frac{24.688}{1 - (49.092 / 467.046)}$$

$$= 76.680 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.568 , 0.487)

= 0.568 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{73.780}{125.062} + \left\{ \frac{2.521}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.591 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

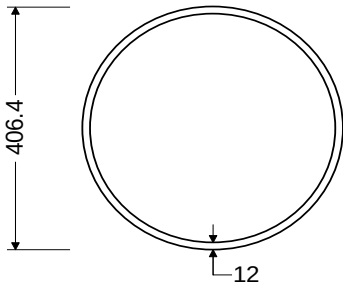
7.4 Strut 설계 (Strut-4)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 205.130 kN/m ---> Strut-4 (CS29 : 앵커1단 해체)
= 205.130 x 3.00 / 1 단
= 615.390 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 615.390 + 120.0 = 735.390 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x$ = 35.156 x 1000000 / 1424000.0 = 24.688 MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A$ = 735.390 x 1000 / 14868.5 = 49.460 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.750 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.521 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.067 x 12)

= 15.876 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.067

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (74.148 − 24.771) / 74.148

= 0.666 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7500 / 139.5

53.763 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (53.763 − 18.6))

= 125.062 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 125.062 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (53.763)^2

= 467.046 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 125.062 MPa > f_c = 49.460 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 24.688 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.521 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{49.460}{125.062} + \dfrac{24.688}{157.500 \times (1 - (49.460 / 467.046))}$

= 0.571 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 49.460 + \frac{24.688}{1 - (49.460 / 467.046)}$$

$$= 77.072 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.571 , 0.489)

= 0.571 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{74.148}{125.062} + \left\{ \frac{2.521}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.594 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

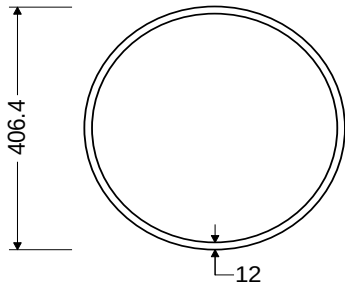
7.5 Strut 설계 (Strut-7)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 190.477 kN/m ---> Strut-7 (CS24 : 벽체1)
= 190.477 x 3.00 / 1 단
= 571.432 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 571.432 + 120.0 = 691.432 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 35.156 \times 1000000 / 1424000.0 = 24.688$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 691.432 \times 1000 / 14868.5 = 46.503$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.750 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0} = 2.521$ MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.069 x 12)

= 15.835 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.069

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (71.192 − 21.815) / 71.192

= 0.694 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7500 / 139.5

53.763 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (53.763 − 18.6))

= 125.062 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 125.062 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (53.763)^2

= 467.046 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 125.062 MPa > f_c = 46.503 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 24.688 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.521 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{46.503}{125.062} + \frac{24.688}{157.500 \times (1 - (46.503 / 467.046))}$

= 0.546 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 46.503 + \frac{24.688}{1 - (46.503 / 467.046)}$$

$$= 73.922 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.546 , 0.469)

= 0.546 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{71.192}{125.062} + \left\{ \frac{2.521}{89.387} \right\}^2$$

= 0.570 < 1.0 ---> O.K

7.6 Earth Anchor 설계 (Strut-5, Strut-6, Strut-8, Strut-9)

가. 설계제원

(1) 사용앵커 : P.C strand ϕ12.7mm 4-wire (SWPC7B) : 4 ea

A_p (mm^2)	394.84	f_{py} (N/mm^2)	1570.0
D_s (mm)	12.70	f_{pu} (N/mm^2)	1860.0
천공경, D (mm)	100.0	E_p (N/mm^2)	200000

(2) ANCHOR의 허용인장력

구 분		사용기간	인장재 극한하중 (f_{pu})에 대하여	인장재 항복하중 (f_{py})에 대하여	적용
일 시 앵 커		2년 미만	0.65 f_{pu}	0.80 f_{py}	×
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	0.60 f_{pu}	0.75 f_{py}	O
	지진시	2년 이상	0.75 f_{pu}	0.90 f_{py}	×

(3) 허용인장강도 : P_a = Min. (0.60 x f_{pu} x A_p , 0.75 x f_{py} x A_p)

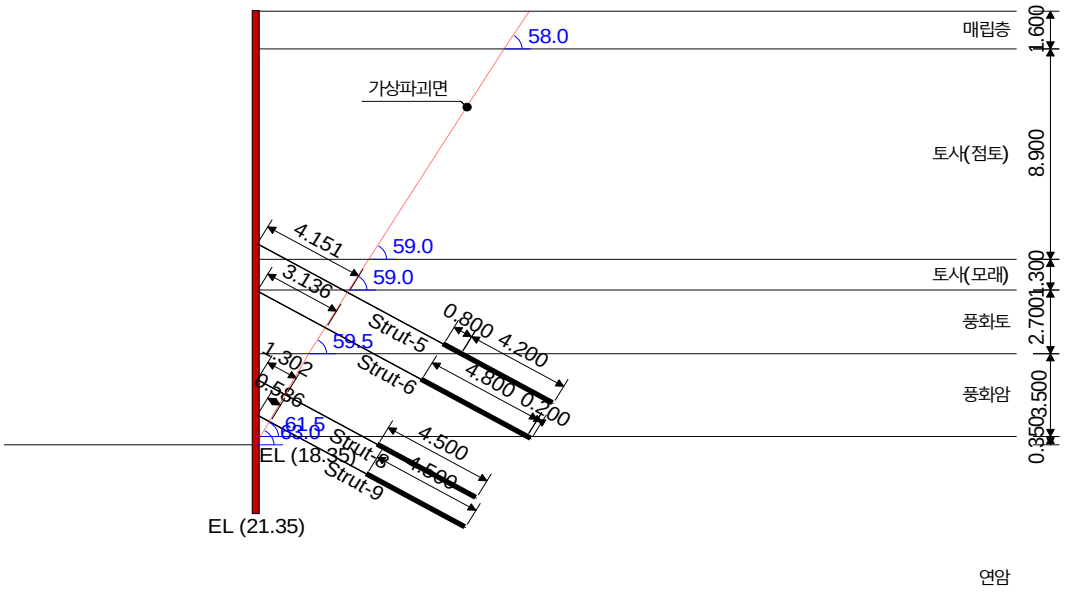
= Min. (0.60 x 1860.0 x 394.84 ,

0.75 x 1570.0 x 394.84)

= Min. (440641.4 , 464924.1) N

= 440.641 kN

나. EARTH ANCHOR 자유장 산정



▶ 적용자유장(L_f) 산정

구분	설치위치 (GL.-m)	필요 자유장 L_{freq} (m)	안전거리 L_u (m)	적용 자유장 L_f (m)	판 정
Strut-5	9.850	4.151	2.753	8.500	O.K
Strut-6	11.850	3.136	2.753	7.500	O.K
Strut-8	15.600	1.302	2.753	5.500	O.K
Strut-9	17.100	0.586	2.753	5.000	O.K

다. 강선의 초기 긴장력 산정

(1) 소요설계축력 ($T_{req} = R_{max}$ x Anchor 수평간격)

구 분	설치위치 (GL.-m)	최대축력 R_{max} (kN/m,ea)	Anchor 수평간격(m)	설치각 (°)	소요설계축력 T_{req} (kN/ea)
Strut-5	9.850	260.251	1.200	30	312.302
Strut-6	11.850	275.320	1.200	30	330.384
Strut-8	15.600	231.588	1.200	30	277.906
Strut-9	17.100	213.995	1.200	30	256.794

(2) 긴장력의 감소량 산정

① 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Pp = \Delta fps \times A_p \times N = E_p \times \Delta L \times A_p \times N / L$

여기서, ΔPp = 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfps = P.C 강선의 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

L = 자유장 + 0.5 m

ΔL = 정착장치의 P.C 강선의 활동량 (mm)

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	Ep (N/mm^2)	ΔL (mm)	A_p (mm^2)	N (ea)	L (m)	ΔP_p (N)
9.850	200000	3.0	98.71	4	9.0	26322.667
11.850	200000	3.0	98.71	4	8.0	29613.000
15.600	200000	3.0	98.71	4	6.0	39484.000
17.100	200000	3.0	98.71	4	5.5	43073.455

② RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Ppr = \Delta fpr \times A_p \times N = r \times fpt \times A_p \times N$

여기서, ΔPpr = RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfpr = P.C 강선의 RELAXATION에 의한 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

fpt = 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (N/mm^2)

= 0.80 x f_{py}

= 0.80 x 1570.0

= 1256.0 N/mm^2

r = P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (%)

설치위치 (GL.-m)	r (%)	f_{pt} (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	ΔP_{pr} (N)
9.850	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
11.850	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
15.600	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
17.100	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952

③ 손실을 감안한 초기긴장력(JACKING FORCE)

JFreq = Treq + Δ Pp + Δ Ppr

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	ΔP_p (kN)	ΔP_{pr} (kN)	JF_{req} (kN)
9.850	312.302	26.323	24.796	363.420
11.850	330.384	29.613	24.796	384.793
15.600	277.906	39.484	24.796	342.186
17.100	256.794	43.073	24.796	324.663

④ strand 소요갯수 산정

$n_{req} = JF_{req} / P_a$

설치위치 (GL.-m)	손실을 감안한 초기 긴장력(JF_{req},kN/ea)	허용인장강도 P_a (kN)	N (ea)	N_{req} (ea)	비 고
9.850	363.420	110.160	4	3.299	O.K
11.850	384.793	110.160	4	3.493	O.K
15.600	342.186	110.160	4	3.106	O.K
17.100	324.663	110.160	4	2.947	O.K

라. EARTH ANCHOR 정착장 산정

▶ 앵커 내력의 안전률 (Fs)

구 분		사용기간	극한 인발력(fug)에 대한 안전률
일 시 앵 커		2년 미만	1.5
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	2.5
	지진시	2년 이상	1.5 ~ 2.0

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τ_a)

지 반 종 류	장기허용부착응력 (kN/m^2)	단기허용부착응력 (kN/m^2)
토 사	500	700
암 반	700	1000

▶ 마찰저항장(L_{a1})과 부착저항장(L_{a2}) 중 큰 값 적용하며, 진행파괴성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정식

$$La1 = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$$

▶ 부착저항장(L_{a2}) 산정식

$$La2 = \frac{T}{\pi \times N \times D_s \times \tau_a}$$

여기서, T = 설계축력 (kN)
Fs = 안전률
D = 앵커체 지름 (mm)
τ_u = 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (kN/m^2)
N = strand 사용갯수 (ea)
D_s = strand 지름 (mm)
τ_a = 인장재의 허용부착응력 (kN/m^2)

▶ 마찰저항장(L_{a1})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_{a1} (m)
9.850	312.302	2.5	100.0	600.0	4.142
11.850	330.384	2.5	100.0	600.0	4.382
15.600	277.906	2.5	100.0	600.0	3.686
17.100	256.794	2.5	100.0	600.0	3.406

▶ 부착저항장(L_{a2})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	N (ea)	D_s (mm)	τ_a (kN/m^2)	L_{a2} (m)
9.850	312.302	4.0	12.70	500.0	3.914
11.850	330.384	4.0	12.70	500.0	4.140
15.600	277.906	4.0	12.70	500.0	3.483
17.100	256.794	4.0	12.70	500.0	3.218

▶ 적용정착장(L_a) 산정

설치위치 (GL.-m)	마찰저항장(L_{a1})	부착저항장(L_{a2})	적용정착장(L_a)	판 정
9.850	4.142	3.914	5.0	O.K
11.850	4.382	4.140	5.0	O.K
15.600	3.686	3.483	4.5	O.K
17.100	3.406	3.218	4.5	O.K

▶ 총 소요장 산정 (L)

설치위치 (GL.-m)	적용자유장 L_f (m)	여유장 L_e (m)	적용정착장 L_a (m)	총 소요장 L (m)
9.850	8.500	1.500	5.000	15.000
11.850	7.500	1.500	5.000	14.000
15.600	5.500	1.500	4.500	11.500
17.100	5.000	1.500	4.500	11.000

마. ELONGATION 산정

$Lel = JF_{req} \times L / E_p \times A_p \times N$

여기서, Lel = 신장량 (mm)

JFreq = JACKING FORCE (kN)

L = 자유장 + 0.5 m

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	JF_{req} (kN)	L (m)	E_p (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	L_{el} (mm)
9.850	363.420	9.0	200000	98.71	4	41.419
11.850	384.793	8.0	200000	98.71	4	38.982
15.600	342.186	6.0	200000	98.71	4	25.999
17.100	324.663	5.5	200000	98.71	4	22.612

바. EARTH ANCHOR 제원표

설치위치 (GL.-m)	수평간격 (m)	설치각 (°)	적용자유장 (m)	여유장 (m)	적용정착장 (m)	JF_{req} (kN)
9.850	1.20	30.0	8.500	1.500	5.000	363.420
11.850	1.20	30.0	7.500	1.500	5.000	384.793
15.600	1.20	30.0	5.500	1.500	4.500	342.186
17.100	1.20	30.0	5.000	1.500	4.500	324.663

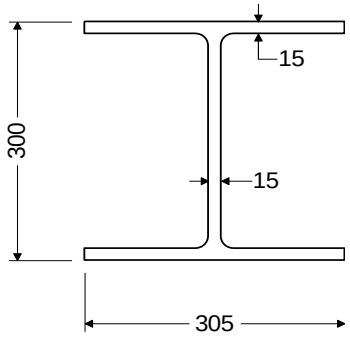
8.띠장 설계

8.1 Strut-1 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

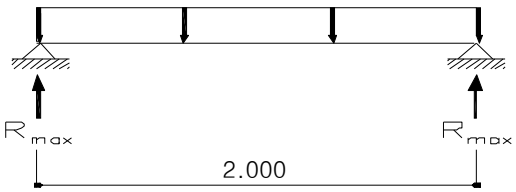
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 73.776 kN/m ---> Strut-1 (CS20 : Peck)

P = 73.776 × 2.00 m / 1 ea = 147.552 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 147.552 / (13 × 2.000)
= 68.101 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 68.101 × 2.000^2 / 8
= 34.051 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 68.101 × 2.000 / 2
= 68.101 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.051 x 1000000 / 1440000.0 = 23.646 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 68.101 x 1000 / 4050 = 16.815 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (23.646 + 23.646) / 23.646

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.557 − 4.6))

= 152.017 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.017 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.017 MPa > f_b = 23.646 MPa ---> O.K

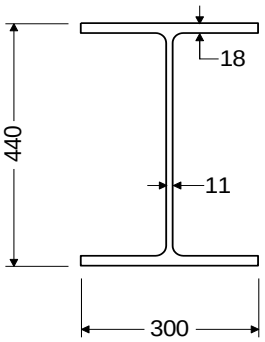
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 16.815 MPa ---> O.K

8.2 Strut-2 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

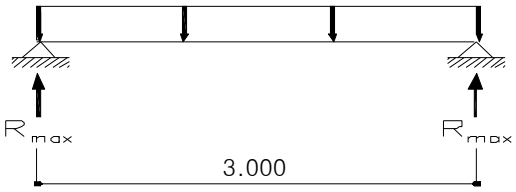
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 168.989 kN/m ---> Strut-2 (CS34 : 국회대로 벽체2)

P = 168.989 × 3.00 m / 1 ea = 506.967 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 506.967 / (13 × 3.000)
= 155.990 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 155.990 × 3.000 ^{2} / 8
= 175.489 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 155.990 × 3.000 / 2
= 233.985 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 175.489 x 1000000 / 2550000.0 = 68.819 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 233.985 x 1000 / 4444 = 52.652 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (68.819 + 68.819) / 68.819

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 68.819 MPa ---> O.K

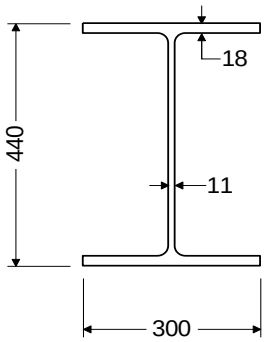
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 52.652 MPa ---> O.K

8.3 Strut-3 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

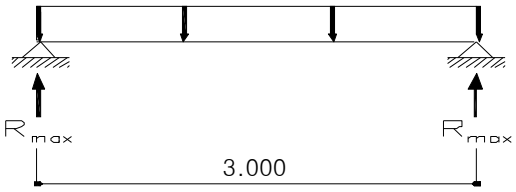
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 203.307 kN/m ---> Strut-3 (CS31 : 버팀3단 해체)

P = 203.307 × 3.00 m / 1 ea = 609.920 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 609.920 / (13 × 3.000)
= 187.668 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 187.668 × 3.000^2 / 8
= 211.126 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 187.668 × 3.000 / 2
= 281.502 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 211.126 x 1000000 / 2550000.0 = 82.795 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 281.502 x 1000 / 4444 = 63.344 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (82.795 + 82.795) / 82.795$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 82.795 MPa ---> O.K

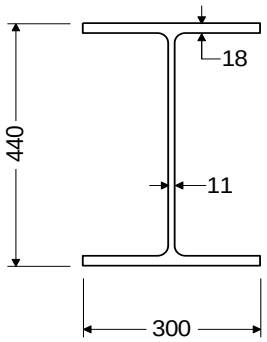
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 63.344 MPa ---> O.K

8.4 Strut-4 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

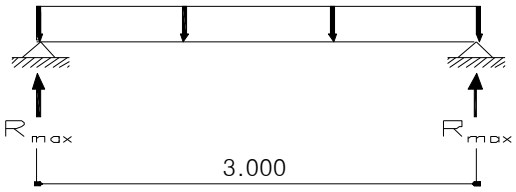
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 205.130 kN/m ---> Strut-4 (CS29 : 앵커1단 해체)

P = 205.130 × 3.00 m / 1 ea = 615.390 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 615.390 / (13 × 3.000)
= 189.351 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 189.351 × 3.000 ^{2} / 8
= 213.019 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 189.351 × 3.000 / 2
= 284.026 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 213.019 x 1000000 / 2550000.0 = 83.537 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 284.026 x 1000 / 4444 = 63.912 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (83.537 + 83.537) / 83.537$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 83.537 MPa ---> O.K

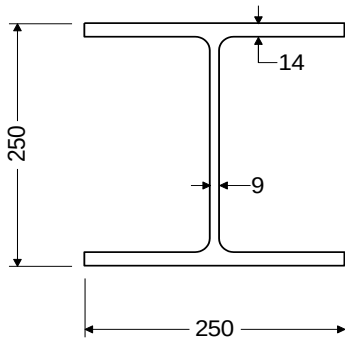
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 63.912 MPa ---> O.K

8.5 Strut-5 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

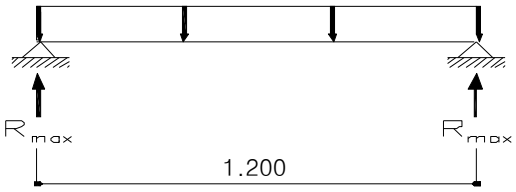
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



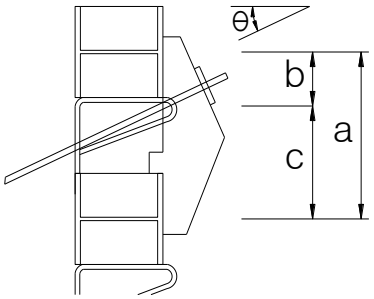
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 363.420 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 363.420 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 224.890$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 224.890 / (13 \times 1.200)$
$= 172.992$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 172.992 \times 1.200^{2} / 8$
$= 31.139$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 172.992 \times 1.200 / 2$
$= 103.795$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 31.139 x 1000000 / 867000.0 = 35.915 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 103.795 x 1000 / 1998 = 51.950 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (35.915 + 35.915) / 35.915

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 156.940 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 156.940 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 156.940 MPa > f_b = 35.915 MPa ---> O.K

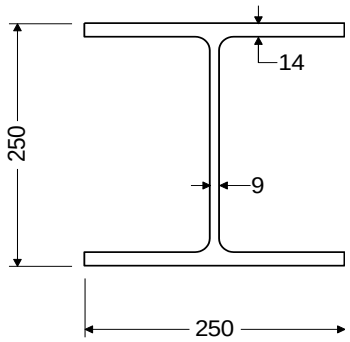
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 51.950 MPa ---> O.K

8.6 Strut-6 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

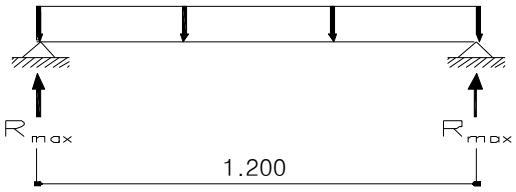
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



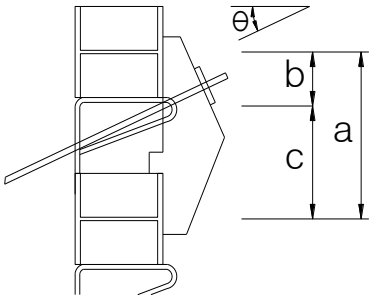
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 384.793 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 384.793 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 238.116$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 238.116 / (13 \times 1.200)$
$= 183.166$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 183.166 \times 1.200^2 / 8$
$= 32.970$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 183.166 \times 1.200 / 2$
$= 109.900$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 32.970 x 1000000 / 867000.0 = 38.028 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 109.900 x 1000 / 1998 = 55.005 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (38.028 + 38.028) / 38.028

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 156.940 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 156.940 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 156.940 MPa > f_b = 38.028 MPa ---> O.K

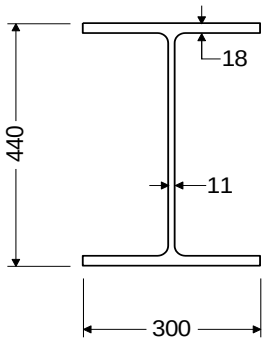
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 55.005 MPa ---> O.K

8.7 Strut-7 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

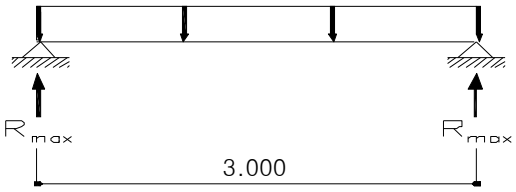
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 190.477 kN/m ---> Strut-7 (CS24 : 벽체1)

P = 190.477 × 3.00 m / 1 ea = 571.432 kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$

$= 12 \times 571.432 / (13 \times 3.000)$

$= 175.825$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$

$= 175.825 \times 3.000^2 / 8$

$= 197.803$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$

$= 1 \times 175.825 \times 3.000 / 2$

$= 263.738$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x$ = 197.803 x 1000000 / 2550000.0 = 77.570 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w$ = 263.738 x 1000 / 4444 = 59.347 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (77.570 + 77.570) / 77.570$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 77.570 MPa ---> O.K

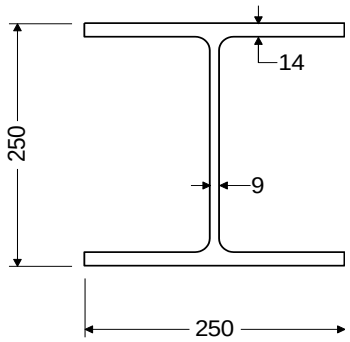
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 59.347 MPa ---> O.K

8.8 Strut-8 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

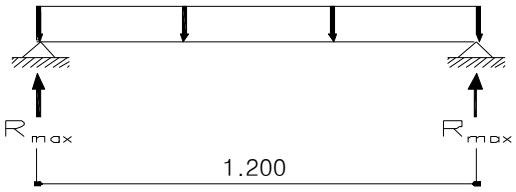
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



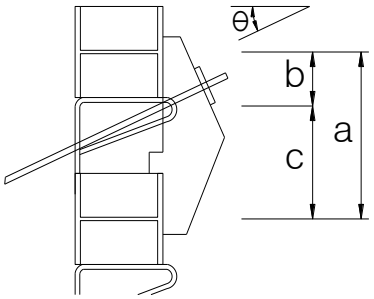
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 342.186 kN ---> 지보재설계의 JFreq

R_{max} = Jf_{used} × cosθ × (c / a)

P = 342.186 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 211.750 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 211.750 / (13 × 1.200)
= 162.884 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 162.884 × 1.200^2 / 8
= 29.319 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 162.884 × 1.200 / 2
= 97.731 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 29.319 x 1000000 / 867000.0 = 33.817 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 97.731 x 1000 / 1998 = 48.914 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (33.817 + 33.817) / 33.817

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 156.940 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 156.940 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 156.940 MPa > f_b = 33.817 MPa ---> O.K

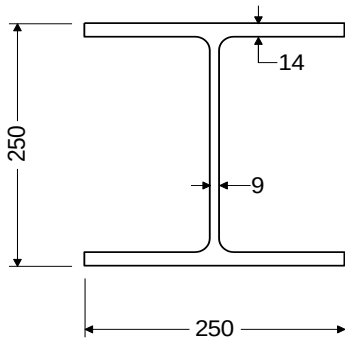
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 48.914 MPa ---> O.K

8.9 Strut-9 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

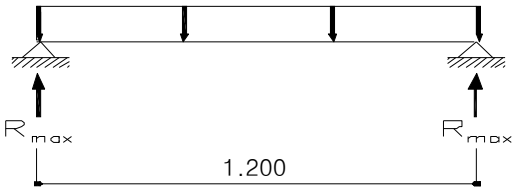
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



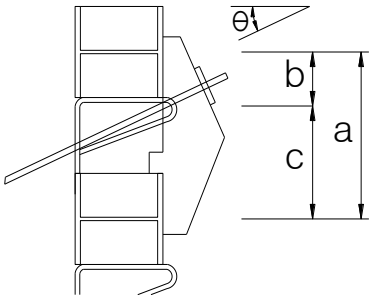
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 324.663 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 324.663 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 200.906$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 200.906 / (13 \times 1.200)$
$= 154.543$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 154.543 \times 1.200^2 / 8$
$= 27.818$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 154.543 \times 1.200 / 2$
$= 92.726$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 27.818 x 1000000 / 867000.0 = 32.085 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 92.726 x 1000 / 1998 = 46.409 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (32.085 + 32.085) / 32.085

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 156.940 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 156.940 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 156.940 MPa > f_b = 32.085 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 46.409 MPa ---> O.K

9.측면말뚝 설계

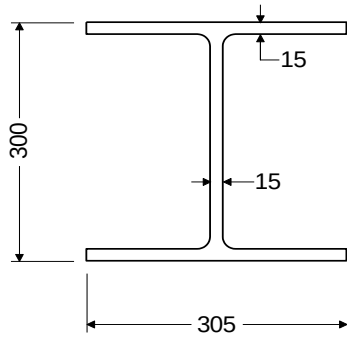
9.1 흙막이벽(우)

가. 설계제원

(1) 측면말뚝의 설치간격 : 1.200 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
A_w (mm^2)	4050
R_x (mm)	126



나. 단면력 산정

가. 주형보 반력	=	357.210	kN			
나. 주형 지지보의 자중	=	1.300	kN			
다. 측면말뚝 자중	=	22.600	kN			
라. 버팀보 자중	=	32.100	kN			
마. 띠장 자중	=	11.200	kN			
바. 지보재 수직분력	=	474.072	kN	× 1.200	=	568.886 kN
사. 지장물 자중	=	50.000	kN			
∑ P_s	=	1043.296	kN			

최대모멘트, M_{max} = 113.995 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS34 : 국회대로 벽체2)

최대전단력, S_{max} = 163.637 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS23 : 앵커3단 해체)

▶ Pmax = 1043.296 kN

▶ Mmax = 113.995 × 1.200 = 136.795 kN·m

▶ Smax = 163.637 × 1.200 = 196.364 kN

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 136.795 x 1000000 / 1440000.0 = 94.996 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1043.296 x 1000 / 13480 = 77.396 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 196.364 x 1000 / 4050 = 48.485 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(34i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190

= 213.750 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 1.933

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (172.392 - -17.600) / 172.392$

= 1.102

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 190.000

= 213.750 MPa

L / R = 3640 / 126

28.889 ---> $16 < Lx/Rx \le 80.1$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (190 - 1.29 x (28.889 - 16))

= 195.045 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 195.045 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3640 / 305

= 11.934 ---> $4 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (190 - 3.91 x (11.934 - 4))

= 178.848 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 178.848 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (28.889)^2

= 1617.604 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 110

= 123.750 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 195.045 MPa > f_c = 77.396 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 178.848 MPa > f_b = 94.996 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 123.750 MPa > τ = 48.485 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{77.396}{195.045} + \dfrac{94.996}{178.848 \times (1 - (77.396 / 1617.604))}$

= 0.955 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 77.396 + \frac{94.996}{1 - (77.396 / 1617.604)}$$

$$= 177.166 < f_{cal} = 213.750 \quad ---> \quad O.K$$

∴ 안전율 = Max.(0.955 , 0.829)
= 0.955 < 1.0 ---> O.K

바. 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 = 19.9 mm ---> 흙막이벽(우) (CS31 : 버팀3단 해체)

▶ 허용수평변위 = 최종 굴착깊이의 0.2 %
= 18.350 x 1000 x 0.002 = 36.700 mm

∴ 최대 수평변위 < 허용 수평변위 ---> O.K

사. 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 1043.30 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 140 \cdot q_u^{(1/2)} \cdot A_t^{(2/5)} \cdot A_i^{(1/3)}$

여기서, q_u(암석의 일축압축강도) = 1019.716 $tonf/m^2$

A_t(말뚝선단부 순단면적) = 0.01350 m^2

A_i(말뚝선단부 선단 심부면적) = 0.07800 m^2

$= 140 \times 1019.716^{1/2} \times 0.01350^{2/5} \times 0.07800^{1/3}$

= 341.350 tonf

= 3347.50 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 3347.50 / 2.0

= 1673.748 kN

∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

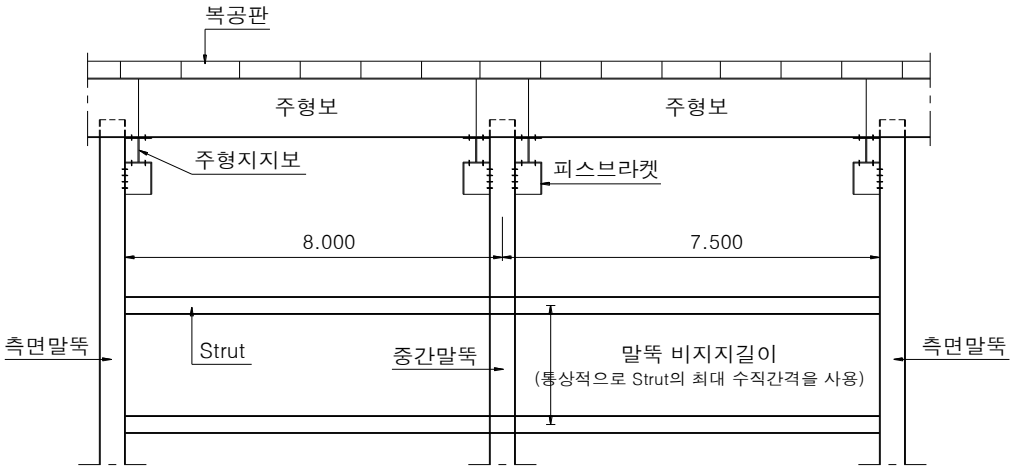
10.중간말뚝 설계

10.1 설계제원

가. 계산지간 : 8.000 + 7.500 = 15.500 m

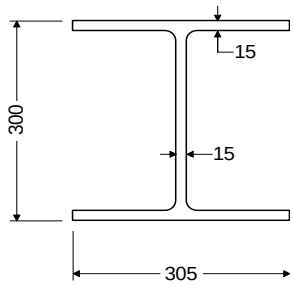
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



10.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 22.600 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 7.440 kN

(3) 버팀보 자중 = 24.100 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.100 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 4.820 kN

$\sum P_s$ = 60.060 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.550 x 8.000) / 2 = 22.200 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.550 x 7.500) / 2 = 20.813 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 7.500)

= 0.316 > 0.3 이므로

∴ Use, i = 0.300 적용

라. 전륜,후륜하중에 의한 활하중

(1) 후륜하중

① DB- 24 : P_{r1} = 96 x (1 + 0.300) = 124.800 kN

② DB- 18 : P_{r2} = 72 x (1 + 0.300) = 93.600 kN

③ DB- 13.5 : P_{r3} = 54 x (1 + 0.300) = 70.200 kN

(2) 전륜하중

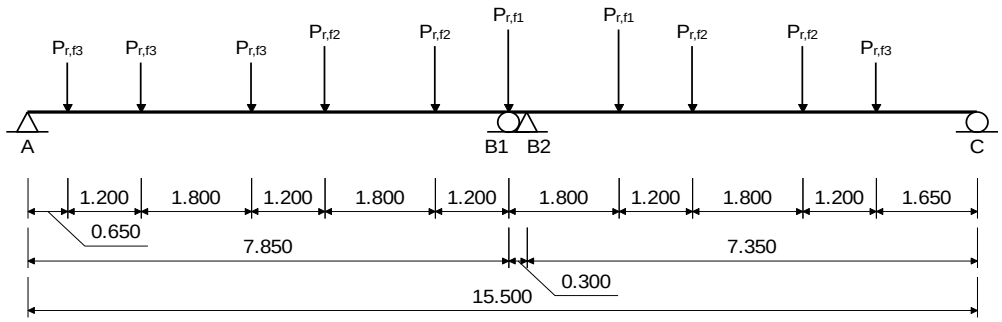
① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

② DB- 18 : P_{f2} = 18 x (1 + 0.300) = 23.400 kN

③ DB- 13.5 : P_{f3} = 13.5 x (1 + 0.300) = 17.550 kN

마. 활하중 산정 **(차량진행방향에 직각)**

① **2.5** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 7.850 + 93.600 x 6.650 + 93.600 x 4.850 + 70.200 x 3.650 + 70.200 x 1.850 + 70.200 x 0.650) / 7.850

= 316.918 kN

R_{B2} = (124.800 x 5.850 + 93.600 x 4.650 + 93.600 x 2.850 + 70.200 x 1.650) / 7.350

= 210.600 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 316.918 x 1.00 = 316.918 kN

P_{r2} = 210.600 x 1.00 = 210.600 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 7.850 + 23.400 x 6.650 + 23.400 x 4.850 + 17.550 x 3.650 + 17.550 x 1.850 + 17.550 x 0.650) / 7.850

= 79.230 kN

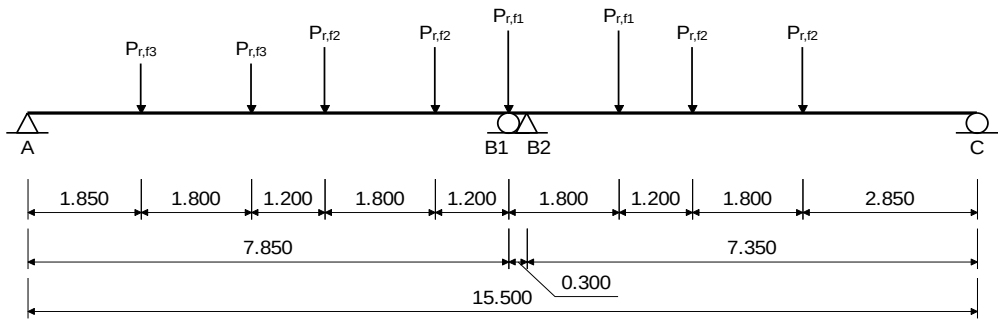
R_{B2} = (31.200 x 5.850 + 23.400 x 4.650 + 23.400 x 2.850 + 17.550 x 1.650) / 7.350

= 52.650 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 79.230 x 1.00 = 79.230 kN

P_{f2} = 52.650 x 1.00 = 52.650 kN

② **2.0** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 7.850 + 93.600 x 6.650 + 93.600 x 4.850 + 70.200 x 3.650 + 70.200 x 1.850) / 7.850

= 311.106 kN

R_{B2} = (124.800 x 5.850 + 93.600 x 4.650 + 93.600 x 2.850) / 7.350
= 194.841 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 311.106 x 1.00 = 311.106 kN
P_{r2} = 194.841 x 1.00 = 194.841 kN

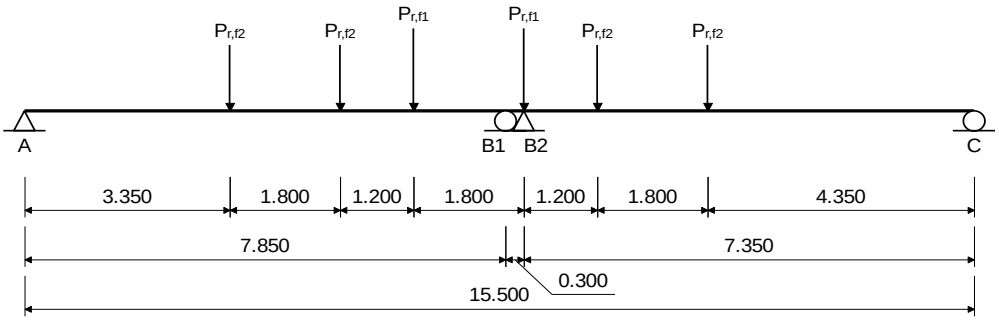
▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 7.850 + 23.400 x 6.650 + 23.400 x 4.850 + 17.550 x 3.650 + 17.550 x 1.850) / 7.850
= 77.776 kN

R_{B2} = (31.200 x 5.850 + 23.400 x 4.650 + 23.400 x 2.850) / 7.350
= 48.710 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 77.776 x 1.00 = 77.776 kN
P_{f2} = 48.710 x 1.00 = 48.710 kN

③ **1.5** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 6.350 + 93.600 x 5.150 + 93.600 x 3.350) / 7.850
= 202.303 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.350 + 93.600 x 6.150 + 93.600 x 4.350) / 7.350
= 258.514 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 202.303 x 1.00 = 202.303 kN
P_{r2} = 258.514 x 1.00 = 258.514 kN

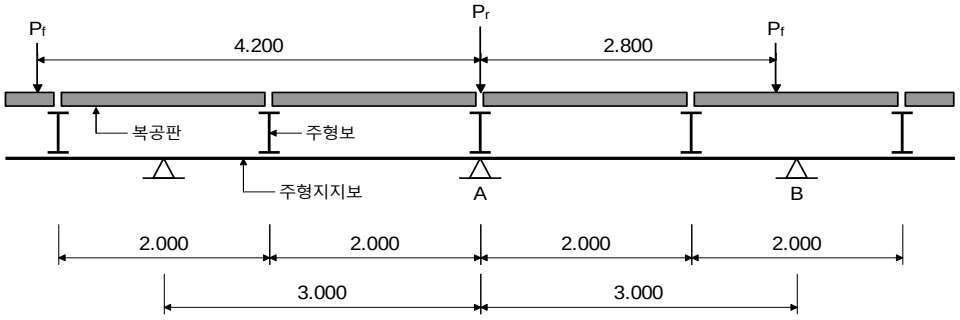
▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 6.350 + 23.400 x 5.150 + 23.400 x 3.350) / 7.850
= 50.576 kN

R_{B2} = (31.200 x 7.350 + 23.400 x 6.150 + 23.400 x 4.350) / 7.350
= 64.629 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 50.576 x 1.00 = 50.576 kN
P_{f2} = 64.629 x 1.00 = 64.629 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (316.918 x 3.000 + 79.230 x 0.200) / 3.000

= 322.200 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} x 3.00 / 2.00

= 322.200 + 22.200 x 3.00 / 2.00 = 355.500 kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

R_2 = (258.514 x 3.000 + 64.629 x 0.200) / 3.000

= 262.823 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} x 3.00 / 2.00

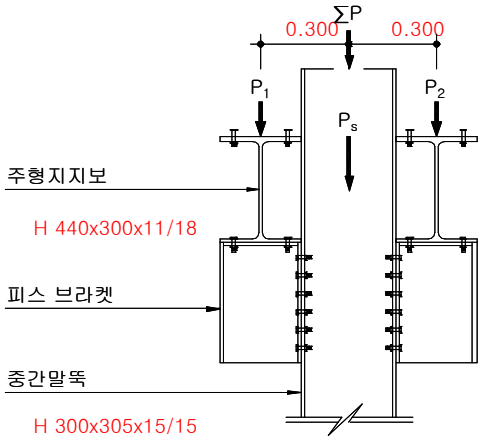
= 262.823 + 20.813 x 3.00 / 2.00 = 294.042 kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P$ = P_1 + P_2 + P_s

= 355.500 + 294.042 + 60.060 = 709.602 kN

10.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , f_c = ∑P / A = 236.534 x 1000 / 13480 = 17.547 MPa

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 106.650 x 1000000 / 1440000 = 74.063 MPa

여기서, M_{max} = P_1 x e = 355.500 x 0.300 = 106.650 kN·m

나. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190

= 213.750 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 2.910

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (91.610 − −56.516) / 91.610

= 1.617

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 190.000

= 213.750 MPa

L_x / R_x = 4500 / 126

35.714 ---> 16 < Lx/Rx ≤ 80.1 이므로

f_{cagx} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (35.714 − 16))

= 185.140 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 185.140 MPa

L_y / R_y = 4500 / 72.6

61.983 ---> 16 < Ly/Ry ≤ 80.1 이므로

f_{cagy} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (61.983 − 16))

= 147.016 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 147.016 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 147.016 MPa

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 4500 / 305$

$= 14.754$ ---> $4 < L/B \leq 30$ 이므로

$f_{bag} = 1.25 \times 0.9 \times (190 - 3.91 \times (14.754 - 4))$

$= 166.445$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$

$= 166.445$ MPa

$f_{eax} = 1.25 \times 0.9 \times 1200000 / (35.714)^2$

$= 1058.400$ MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 147.016$ MPa > $f_c = 17.547$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 166.445$ MPa > $f_b = 74.063$ MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{17.547}{147.016} + \frac{74.063}{166.445 \times (1 - (17.547 / 1058.400))}$

$= 0.572 < 1.0$ ---> O.K

$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$= 17.547 + \frac{74.063}{1 - (17.547 / 1058.400)}$

$= 92.858 < f_{cal} = 213.750$ ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.572 , 0.434)

= 0.572 < 1.0 ---> O.K

10.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , $P_{max} = 236.53$ kN (중앙말뚝 간격 4.0M 미만시 반력의 1/3 적용)

▶ 안전율 , $Fs = 2.0$

▶ 극한지지력 , $Q_u = 140 \cdot q_u^{(1/2)} \cdot A_t^{(2/5)} \cdot A_i^{(1/3)}$

여기서, q_u(암석의 일축압축강도) = 1019.716 tonf/m^2

A_t(말뚝선단부 순단면적) = 0.01350 m^2

A_i(말뚝선단부 선단 심부면적) = 0.07800 m^2

$= 140 \times 1019.716^{1/2} \times 0.01350^{2/5} \times 0.07800^{1/3}$

$= 341.350$ tonf

$= 3347.50$ kN

▶ 허용지지력 , $Q_{ua} = 3347.50 / 2.0$

$= 1673.748$ kN

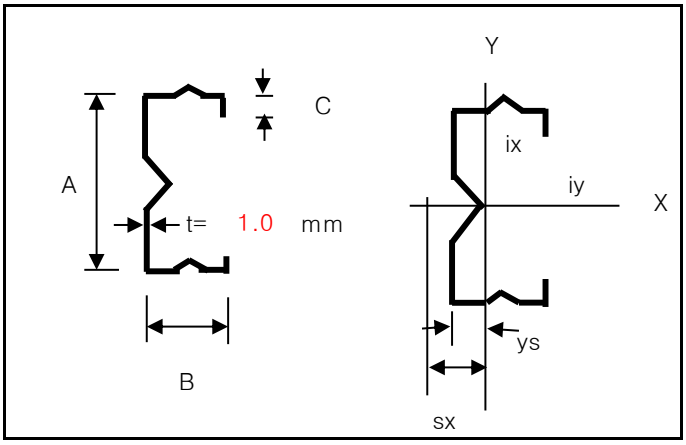
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

11. 흙막이 벽체 설계

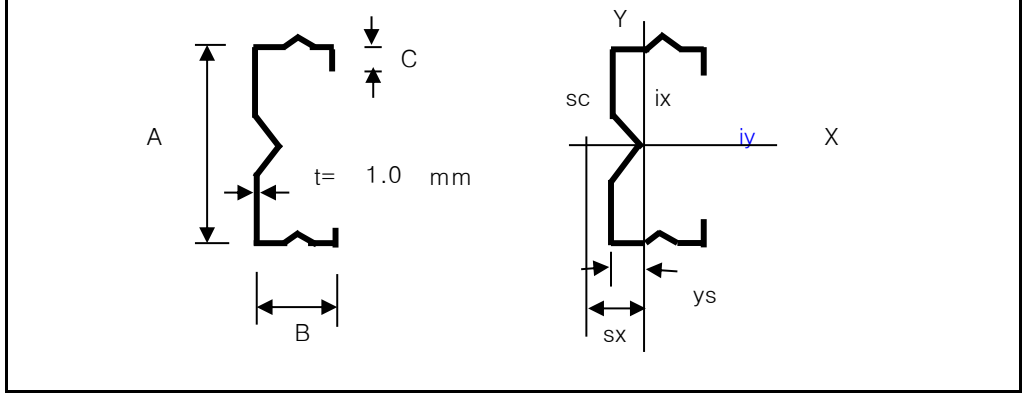
11.1 흙막이벽(우) 설계 (0.00m ~ 18.35m)

가. 설계제원

폭 (B, mm)	200.0
두께 (t, mm)	1.0
H-Pile 수평간격(mm)	1200.0
H-Pile 폭(mm)	305.0
강재 재질	SGC570
강재의 허용 휨압축응력(MPa)	292.9
강재의 허용 전단응력(MPa)	174.4



종 류	단면계수 Zyi(mm^3)		WEB 단면적 Aw(mm^2)
	인장측	압축측	
200×100×50×1.0t	22580	23230	196.00



나. 설계지간

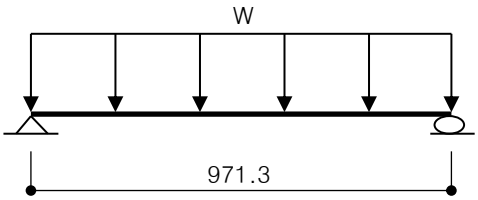
설계지간 (L) = 1200.0 - 3 x 305.0 / 4 = 971.3 mm

다. 단면력 산정

p_{max} = 0.1252 MPa ---> (CS18 : 생성 Strut-9:최대토압)

W_{max} = 토류판에 작용하는 등분포하중(토압) x 토류판 높이(H)

= 125.2 kN/m^2 x 0.2000 m = 25.0 kN/m



M_{max} = W_{max} x L^2 / 8 = 25.0 x 0.97^2 / 8 = 3.0 kN·m

S_{max} = W_{max} x L / 2 = 25.0 x 0.97 / 2 = 12.2 kN

라. 강재토류판에 작용하는 응력 산정

휨응력 (f_{b1}) = M_{max} / Z_{yi} = 2952083 / 22,580 = 130.74 MPa (인장연)

휨응력 (f_{b2}) = M_{max} / Z_{yi} = 2952083 / 23,230 = 127.08 MPa (압축연)

전단응력(τ) = S_{max} / A_w = 12158 / 196 = 62.03 MPa

마. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 허용 휨 압축응력

f_{ba1} = 1.25 × 0.90 × 270 = 303.750 MPa

f_{ba2} = 보정계수 × 저감계수 × { fa − 6.64 (ℓ / b − 3.4) }

= 1.25 × 0.90 × { 270 − 6.6 × (971 / 200 − 3.4) }

= 292.872 MPa

여기서, ℓ = 971 mm [설계지간]

b = 200 mm [압축플랜지폭]

ℓ/b = 4.856 이므로,

∴ f_{ba} = 292.872 MPa

▶ 허용 휨 인장응력

f_{ba} = 303.750 MPa

▶ 허용 전단 응력

τ_a = 1.25 × 0.90 × 155 = 174.375 MPa

바. 응력검토

- 휨 인장응력 f_b = 130.74 MPa < f_{ba} = 303.75 MPa ····· O.K
- 휨 압축응력 f_b = 127.08 MPa < f_{ba} = 292.87 MPa ····· O.K
- 전단응력 τ = 62.03 MPa < τ_a = 174.38 MPa ····· O.K

12. 탄소성 입력 데이터

12.1 해석종류 : 탄소성보법

12.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

12.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 30 m, 굴착폭 = 10 m, 최대굴착깊이 = 18.35 m, 전모델높이 = 30 m

12.4 지층조건

번호	이름	깊이 (m)	γt (kN/m³)	γsat (kN/m³)	C (kN/m²)	ϕ ([deg])	N값	지반탄성계수 (kN/m²)	수평지반 반력계수 (kN/m³)
1	매립층	1.60	18.00	19.00	0.00	26.00	4	-	12000.00
2	토사(점토)	10.50	17.00	18.00	0.00	28.00	6	-	20000.00
3	토사(모래)	11.80	18.00	19.00	0.00	28.00	13	-	20000.00
4	풍화토	14.50	20.00	21.00	21.00	29.00	27	-	31000.00
5	풍화암	18.00	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	30.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
7	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	30	37311.00	27500.00

12.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	H-Pile	H 300x305x15/15	SM490	21.35	1.2

12.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	Strut-1	H 700x300x13/24	SS400	0.55	2	7.5	0	1
2	Strut-2	P 406.4x12	SS400	2.31	3	7.5	50	1
3	Strut-3	P 406.4x12	SS400	5.1	3	7.5	50	1
4	Strut-4	P 406.4x12	SS400	7.85	3	7.5	50	1
5	Strut-7	P 406.4x12	SS400	13.74	3	7.5	50	1

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	설치각도 [(deg)]	자유장 (강축길이) (m)	초기작용력 (kN)
1	Strut-5	Strand12.7x4EA	SWPC7B	9.85	1.2	30	8.5	250
2	Strut-6	Strand12.7x4EA	SWPC7B	11.85	1.2	30	7.5	250
3	Strut-8	Strand12.7x4EA	SWPC7B	15.6	1.2	30	5.5	250
4	Strut-9	Strand12.7x4EA	SWPC7B	17.1	1.2	30	5	250

12.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브4	3.602	0	9.3	C27	0.9	-
2	슬래브3	9.28	0	9.3	C27	1.3	-
3	슬래브2	10.73	0	9.3	C27	1.6	-
4	벽체2	9.3	3.152	10.73	C27	0.9	뒤채움
5	슬래브1	17.55	0	10	C27	1.6	-
6	벽체1	9.3	10.73	18.35	C27	1.7	뒤채움

12.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	과재하중	배면(우측)	상시하중

12.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 7 kN/m³, 초기 지하수위 = 8.6 m, 수위차 = 18.35 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	1.05	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	Strut-1		-	-	-	-	X	X
3	2.81	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	Strut-2		-	-	-	-	X	X
5	5.60	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	Strut-3		-	-	-	-	X	X
7	8.35	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	Strut-4		-	-	-	-	X	X
9	10.35	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	Strut-5		-	-	-	-	X	X
11	12.35	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	Strut-6		-	-	-	-	X	X
13	14.24	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	Strut-7		-	-	-	-	X	X
15	16.10	-	-	-	-	-	-	O	X
16	-	Strut-8		-	-	-	-	X	X
17	17.60	-	-	-	-	-	-	X	X
18	-	Strut-9		-	-	-	-	X	X
19	18.35	-	-	-	-	-	-	X	X
20	18.35	-	-	-	-	-	경험토압	X	X
21	-		Strut-9	-	-	-	-	X	X
22	-	-	-	17.55	-	-	-	X	X
23	-		Strut-8	-	-	-	-	X	X
24	-	-	-	14.598	-	-	-	X	X
25	-		Strut-7	-	-	-	-	X	X
26	-	-	-	12.402	-	-	-	X	X

27	–		Strut-6	–	–	–	–	X	X
28	–	–	–	10.73	–	–	–	X	X
29	–		Strut-5	–	–	–	–	X	X
30	–	–	–	9.28	–	–	–	X	X
31	–		Strut-4	–	–	–	–	X	X
32	–	–	–	6.63	–	–	–	X	X
33	–		Strut-3	–	–	–	–	X	X
34	–	–	–	4.409	–	–	–	X	X
35	–		Strut-2	–	–	–	–	X	X
36	–	–	–	3.152	–	–	–	X	X

13. 해석 결과
13.1 전산 해석결과 집계

13.1.1 흙막이벽체 부재력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.

시공단계	굴착 깊이	전단력 (kN)				모멘트 (kN·m)			
		Max	깊이	Min	깊이	Max	깊이	Min	깊이
	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)
CS1 : 굴착 1.05 m	1.05	9.28	1.3	-3.72	4.8	0.93	10.4	-12.17	2.8
CS2 : 생성 Strut-1	1.05	9.28	1.3	-3.72	4.8	0.93	10.4	-12.17	2.8
CS3 : 굴착 2.81 m	2.81	15.20	3.2	-22.22	0.6	17.26	2.0	-7.56	5.6
CS4 : 생성 Strut-2	2.81	9.27	2.3	-13.54	0.6	6.19	1.6	-5.91	5.1
CS5 : 굴착 5.6 m	5.60	41.21	2.3	-72.48	2.3	42.95	4.8	-54.48	2.3
CS6 : 생성 Strut-3	5.60	35.16	2.3	-63.53	2.3	31.62	4.8	-43.82	2.3
CS7 : 굴착 8.35 m	8.35	45.95	5.1	-113.06	5.1	79.45	7.4	-59.72	5.1
CS8 : 생성 Strut-4	8.35	41.42	5.1	-103.43	5.1	67.84	7.4	-48.65	5.1
CS9 : 굴착 10.35 m	10.35	56.15	11.1	-118.70	7.9	85.72	9.6	-40.71	5.1
CS10 : 생성 Strut-5	10.35	117.73	9.9	-109.28	5.1	79.15	7.4	-51.45	9.9
CS11 : 굴착 12.35 m	12.35	77.37	9.9	-135.97	9.9	70.37	11.4	-42.37	5.1
CS12 : 생성 Strut-6	12.35	108.99	9.9	-107.81	5.1	75.93	7.4	-69.94	11.9
CS13 : 굴착 14.24 m	14.24	106.88	9.9	-132.55	11.9	59.88	13.7	-56.80	11.9
CS14 : 생성 Strut-7	14.24	106.88	9.9	-126.49	11.9	60.67	7.4	-57.40	11.9
CS15 : 굴착 16.1 m	16.10	111.03	9.9	-123.56	13.7	67.00	14.9	-74.43	11.9
CS16 : 생성 Strut-8	16.10	123.07	15.6	-131.59	11.9	61.85	13.7	-63.89	15.6
CS17 : 굴착 17.6 m	17.60	109.51	15.6	-126.60	11.9	60.72	7.4	-58.51	11.9
CS18 : 생성 Strut-9	17.60	121.24	15.6	-132.71	11.9	65.05	13.7	-65.90	17.1
CS19 : 굴착 18.35 m	18.35	123.22	15.6	-144.82	17.1	64.19	13.7	-64.84	17.1
CS20 : Peck	18.35	97.47	15.6	-122.56	17.1	32.50	14.2	-49.88	9.9
CS21 : 앵커4단 해체	18.35	107.76	9.9	-124.29	11.9	61.62	7.4	-60.97	11.9
CS22 : 하단슬래브	18.35	107.81	9.9	-124.12	11.9	61.69	7.4	-61.15	11.9
CS23 : 앵커3단 해체	18.35	114.45	9.9	-163.64	13.7	90.50	15.6	-88.68	11.9
CS24 : 벽체1	18.35	114.45	9.9	-163.64	13.7	90.50	15.6	-88.68	11.9
CS25 : 버팀4단 해체	18.35	111.84	9.9	-154.19	11.9	84.80	13.7	-73.58	11.9
CS26 : 벽체2	18.35	111.84	9.9	-154.19	11.9	84.80	13.7	-73.58	11.9
CS27 : 앵커2단 해체	18.35	79.68	9.9	-145.70	9.9	62.35	11.4	-57.32	9.9
CS28 : 상단슬래브	18.35	79.68	9.9	-145.70	9.9	62.35	11.4	-57.32	9.9
CS29 : 앵커1단 해체	18.35	68.54	17.6	-139.09	7.9	77.02	9.9	-66.06	7.9
CS30 : 국회대로 기초	18.35	68.54	17.6	-139.09	7.9	77.02	9.9	-66.06	7.9
CS31 : 버팀3단 해체	18.35	68.68	17.6	-135.47	5.1	87.94	7.9	-112.10	5.1
CS32 : 국회대로 벽체1	18.35	68.68	17.6	-135.47	5.1	87.94	7.9	-112.10	5.1
CS33 : 버팀2단 해체	18.35	75.03	2.3	-93.96	2.3	46.65	5.6	-114.00	2.3
CS34 : 국회대로 벽체2	18.35	75.03	2.3	-93.96	2.3	46.65	5.6	-114.00	2.3
CS35 : 버팀1단 해체	18.35	68.61	17.6	-36.00	0.6	44.64	2.8	-41.76	18.9
CS36 : 국회대로 상단	18.35	68.61	17.6	-36.00	0.6	44.64	2.8	-41.76	18.9
TOTAL		123.22	15.6	-163.64	13.7	90.50	15.6	-114.00	2.3

13.1.2 지보재 반력 집계

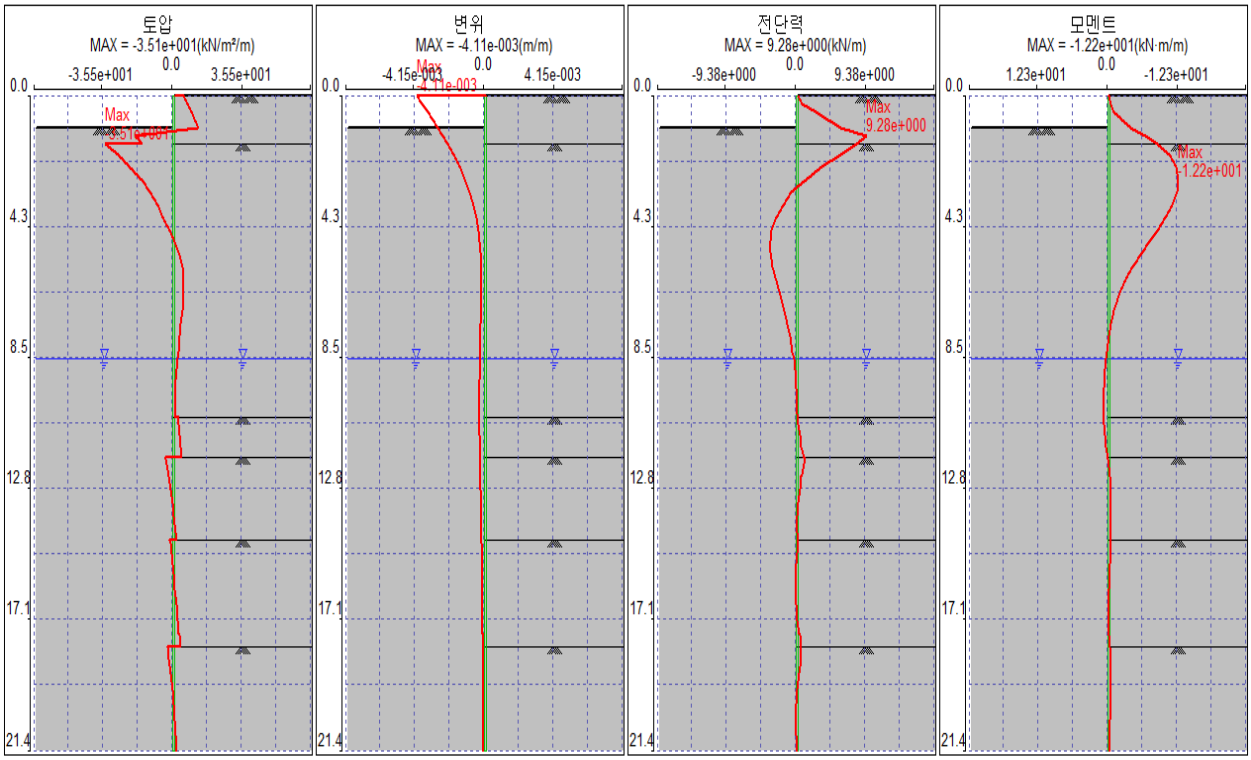
* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

시공단계	굴착 깊이	Strut-1	Strut-2	Strut-3	Strut-4	Strut-7
		0.55 (m)	2.31 (m)	5.1 (m)	7.85 (m)	13.74 (m)
CS1 : 굴착 1.05 m	1.05	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 Strut-1	1.05	0.00	-	-	-	-
CS3 : 굴착 2.81 m	2.81	24.71	-	-	-	-
CS4 : 생성 Strut-2	2.81	16.03	16.67	-	-	-
CS5 : 굴착 5.6 m	5.60	-15.91	113.69	-	-	-
CS6 : 생성 Strut-3	5.60	-9.86	98.69	16.67	-	-
CS7 : 굴착 8.35 m	8.35	-3.81	57.49	159.01	-	-
CS8 : 생성 Strut-4	8.35	-4.69	62.89	144.85	16.67	-
CS9 : 굴착 10.35 m	10.35	-4.57	65.54	110.42	164.18	-
CS10 : 생성 Strut-5	10.35	-4.61	61.89	151.61	12.21	-
CS11 : 굴착 12.35 m	12.35	-4.76	65.25	122.74	77.83	-
CS12 : 생성 Strut-6	12.35	-4.59	61.94	150.07	22.38	-
CS13 : 굴착 14.24 m	14.24	-4.69	63.35	139.96	33.18	-
CS14 : 생성 Strut-7	14.24	-4.68	63.19	141.11	32.19	16.67
CS15 : 굴착 16.1 m	16.10	-4.67	62.86	143.99	25.52	137.80
CS16 : 생성 Strut-8	16.10	-4.69	63.32	140.02	34.18	27.67
CS17 : 굴착 17.6 m	17.60	-4.68	63.19	141.13	31.88	46.12
CS18 : 생성 Strut-9	17.60	-4.69	63.35	139.77	34.65	28.37
CS19 : 굴착 18.35 m	18.35	-4.69	63.35	139.84	34.53	26.72
CS20 : Peck	18.35	73.78	128.00	171.59	103.90	99.18
CS21 : 앵커4단 해체	18.35	-4.68	63.13	141.64	30.85	51.77
CS22 : 하단슬래브	18.35	-4.68	63.12	141.68	30.77	52.01
CS23 : 앵커3단 해체	18.35	-4.65	62.52	146.79	19.66	190.48
CS24 : 벽체1	18.35	-4.65	62.52	146.79	19.66	190.48
CS25 : 버팀4단 해체	18.35	-4.75	63.95	136.48	31.13	-
CS26 : 벽체2	18.35	-4.75	63.95	136.48	31.13	-
CS27 : 앵커2단 해체	18.35	-4.87	66.65	113.27	83.58	-
CS28 : 상단슬래브	18.35	-4.87	66.65	113.27	83.58	-
CS29 : 앵커1단 해체	18.35	-4.74	68.47	87.18	205.13	-
CS30 : 국회대로 기초	18.35	-4.74	68.47	87.18	205.13	-
CS31 : 버팀3단 해체	18.35	1.06	30.84	203.31	-	-
CS32 : 국회대로 벽체1	18.35	1.06	30.84	203.31	-	-
CS33 : 버팀2단 해체	18.35	-49.71	168.99	-	-	-
CS34 : 국회대로 벽체2	18.35	-49.71	168.99	-	-	-
CS35 : 버팀1단 해체	18.35	38.56	-	-	-	-
CS36 : 국회대로 상단	18.35	38.56	-	-	-	-
TOTAL		73.78	168.99	203.31	205.13	190.48

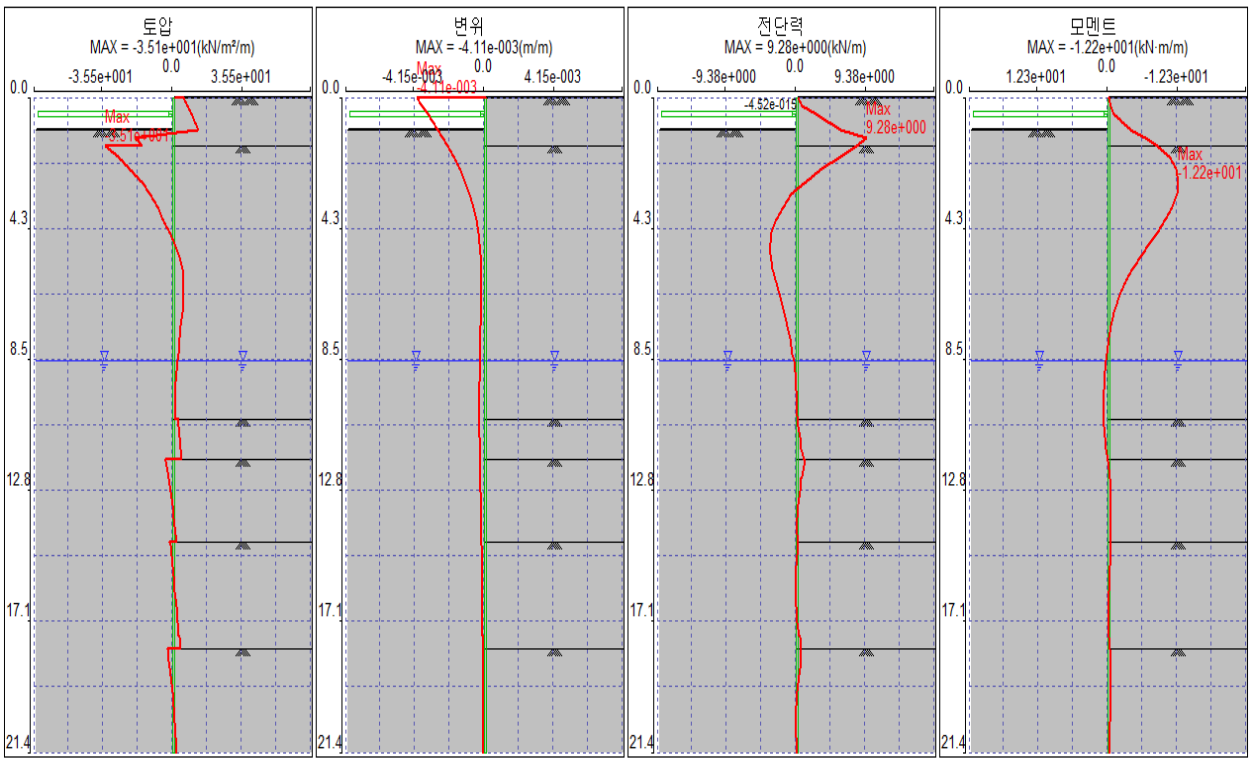
시공단계	굴착 깊이	Strut-5	Strut-6	Strut-8	Strut-9	
		9.85 (m)	11.85 (m)	15.6 (m)	17.1 (m)	
CS1 : 굴착 1.05 m	1.05	-	-	-	-	
CS2 : 생성 Strut-1	1.05	-	-	-	-	
CS3 : 굴착 2.81 m	2.81	-	-	-	-	
CS4 : 생성 Strut-2	2.81	-	-	-	-	
CS5 : 굴착 5.6 m	5.60	-	-	-	-	
CS6 : 생성 Strut-3	5.60	-	-	-	-	
CS7 : 굴착 8.35 m	8.35	-	-	-	-	
CS8 : 생성 Strut-4	8.35	-	-	-	-	
CS9 : 굴착 10.35 m	10.35	-	-	-	-	
CS10 : 생성 Strut-5	10.35	208.40	-	-	-	
CS11 : 굴착 12.35 m	12.35	246.35	-	-	-	
CS12 : 생성 Strut-6	12.35	209.81	208.33	-	-	
CS13 : 굴착 14.24 m	14.24	224.22	250.55	-	-	
CS14 : 생성 Strut-7	14.24	222.56	245.32	-	-	
CS15 : 굴착 16.1 m	16.10	218.79	239.68	-	-	
CS16 : 생성 Strut-8	16.10	224.05	248.44	208.33	-	
CS17 : 굴착 17.6 m	17.60	222.57	245.78	223.58	-	
CS18 : 생성 Strut-9	17.60	224.38	249.11	204.27	208.33	
CS19 : 굴착 18.35 m	18.35	224.29	248.90	205.62	214.00	
CS20 : Peck	18.35	203.43	206.31	201.11	196.15	
CS21 : 앵커4단 해체	18.35	221.88	244.51	231.01	-	
CS22 : 하단슬래브	18.35	221.83	244.41	231.59	-	
CS23 : 앵커3단 해체	18.35	215.07	233.09	-	-	
CS24 : 벽체1	18.35	215.07	233.09	-	-	
CS25 : 버팀4단 해체	18.35	229.73	275.32	-	-	
CS26 : 벽체2	18.35	229.73	275.32	-	-	
CS27 : 앵커2단 해체	18.35	260.25	-	-	-	
CS28 : 상단슬래브	18.35	260.25	-	-	-	
CS29 : 앵커1단 해체	18.35	-	-	-	-	
CS30 : 국회대로 기초	18.35	-	-	-	-	
CS31 : 버팀3단 해체	18.35	-	-	-	-	
CS32 : 국회대로 벽체1	18.35	-	-	-	-	
CS33 : 버팀2단 해체	18.35	-	-	-	-	
CS34 : 국회대로 벽체2	18.35	-	-	-	-	
CS35 : 버팀1단 해체	18.35	-	-	-	-	
CS36 : 국회대로 상단	18.35	-	-	-	-	
TOTAL		260.25	275.32	231.59	214.00	

13.2 시공단계별 단면력도

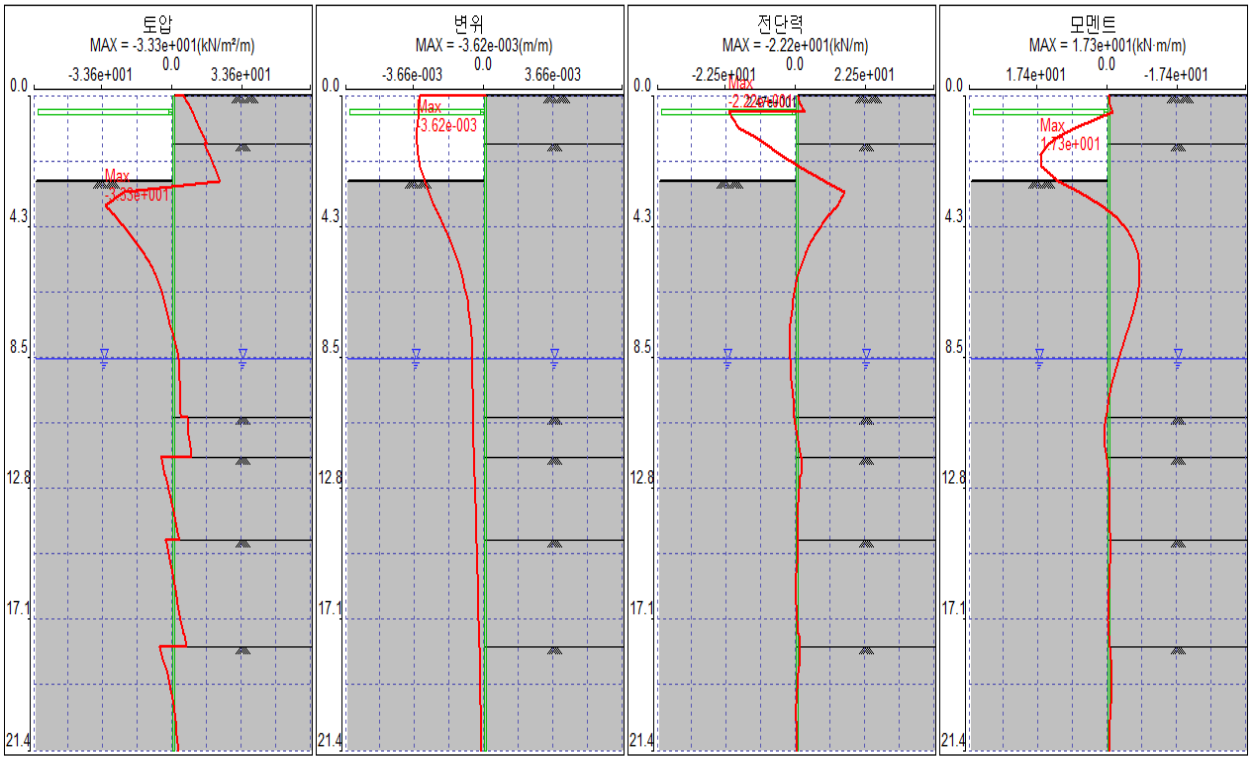
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 1.05 m]



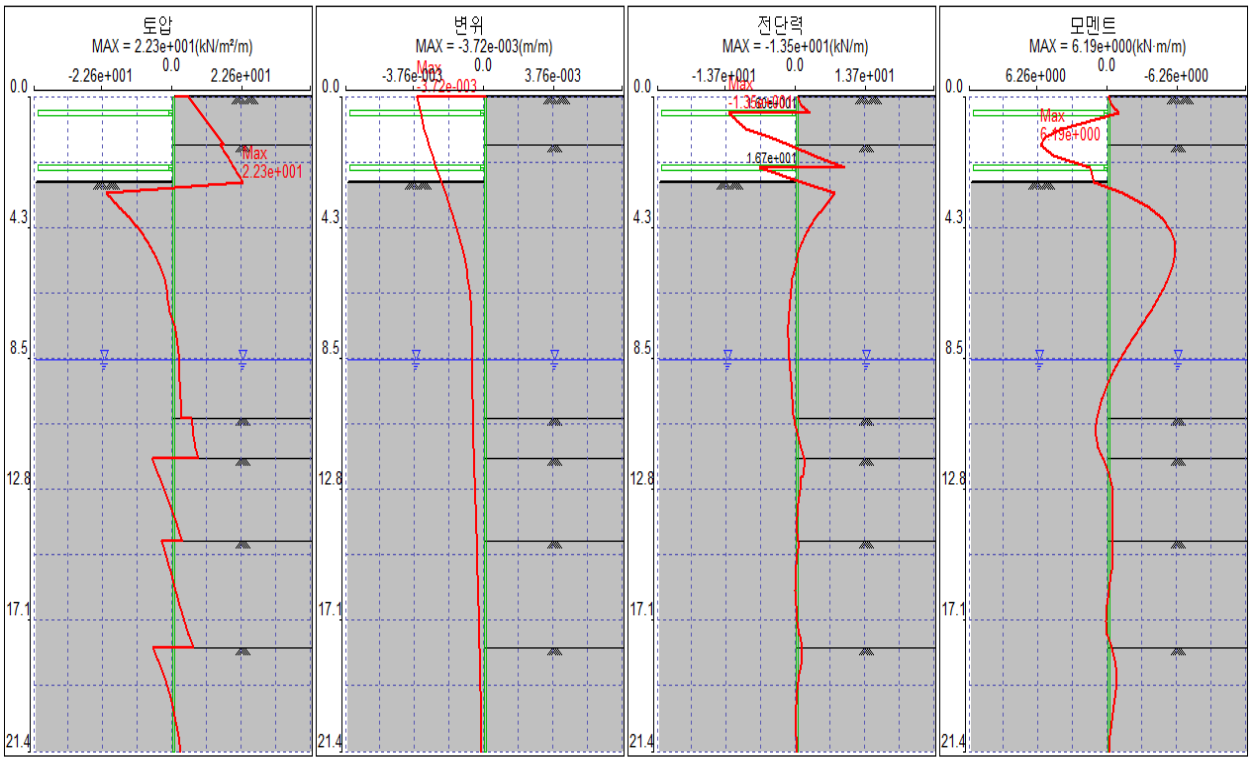
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 Strut-1]



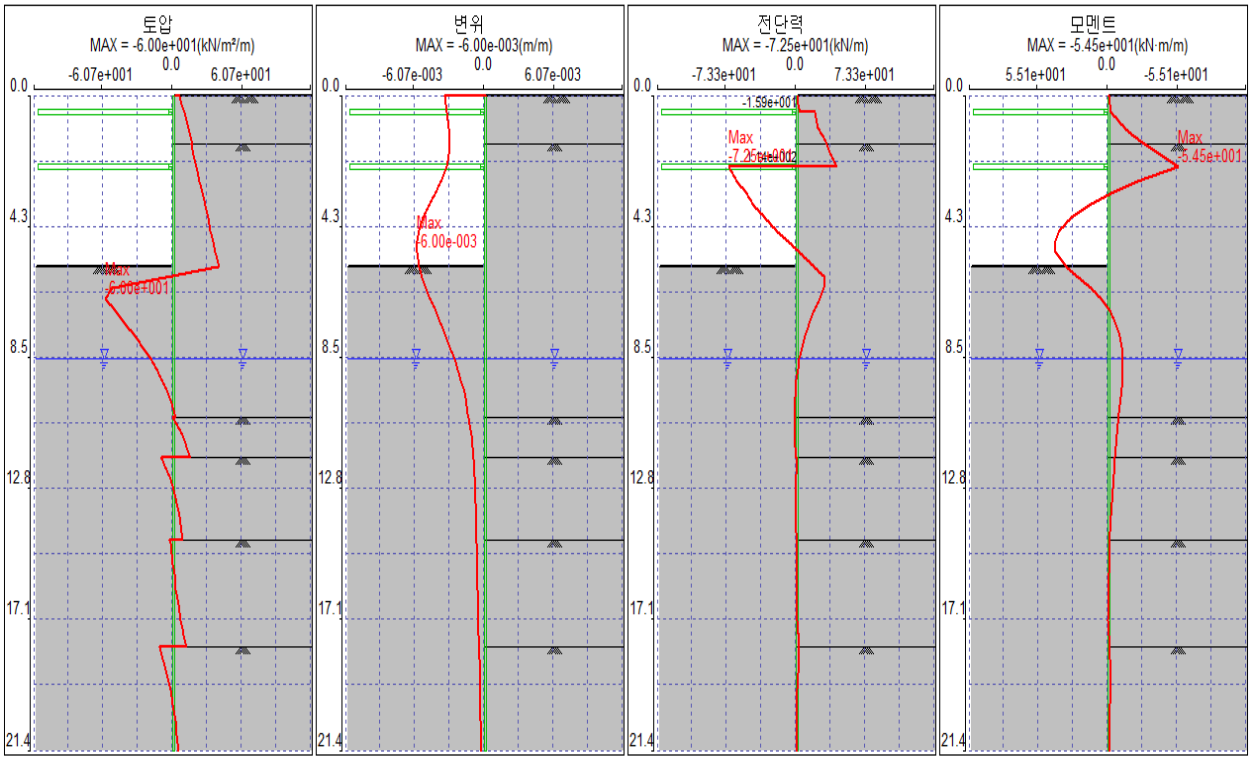
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 2.81 m]



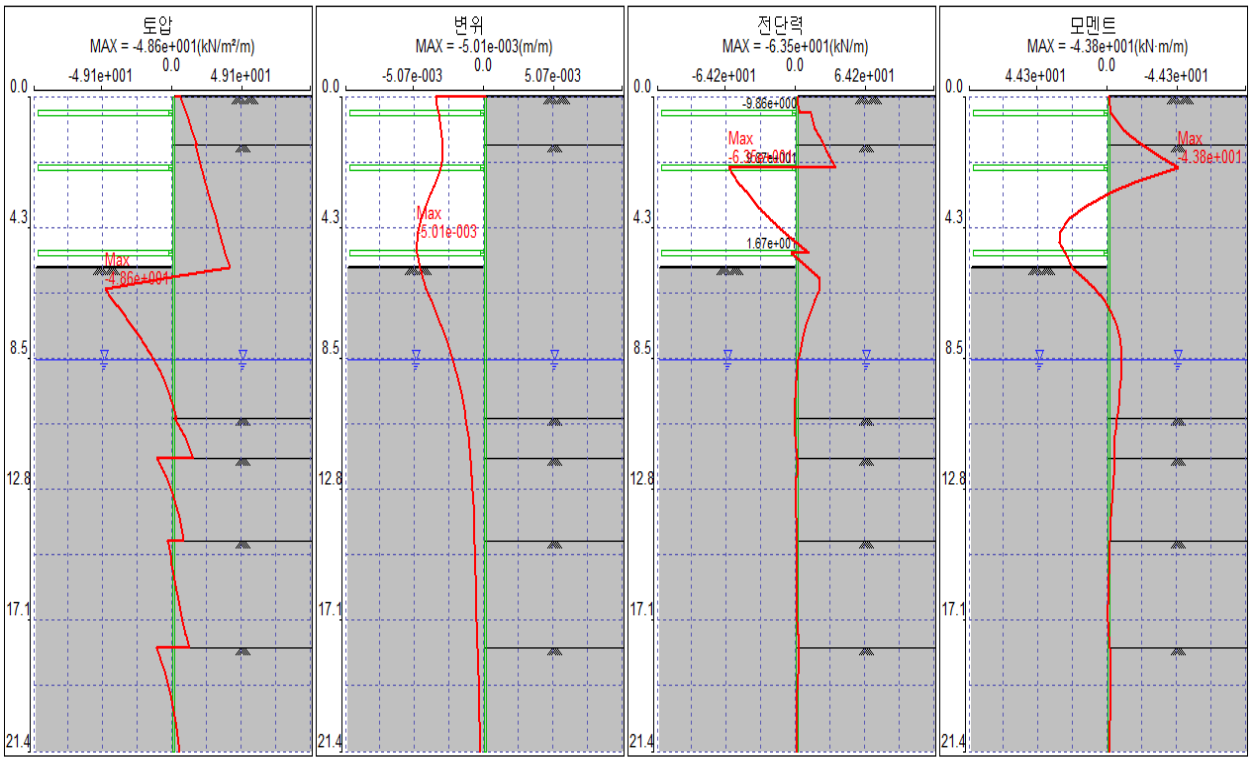
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 Strut-2]



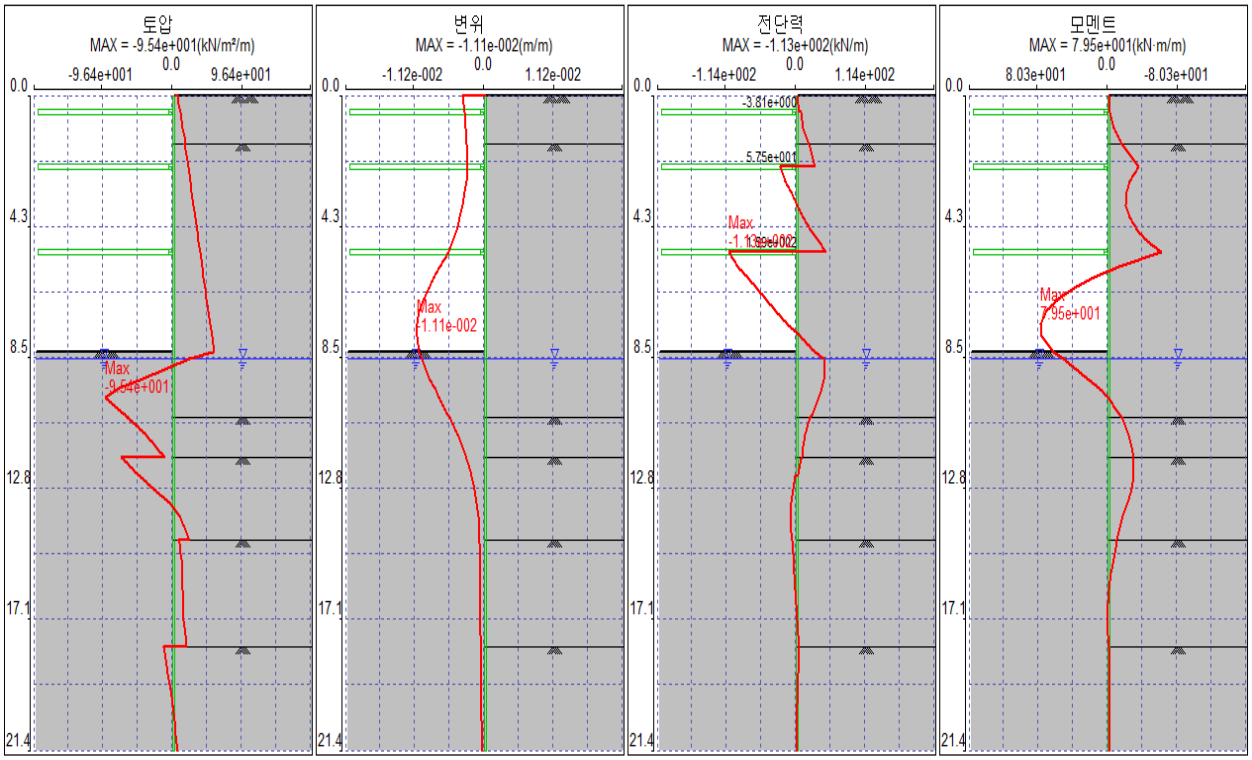
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 5.6 m]



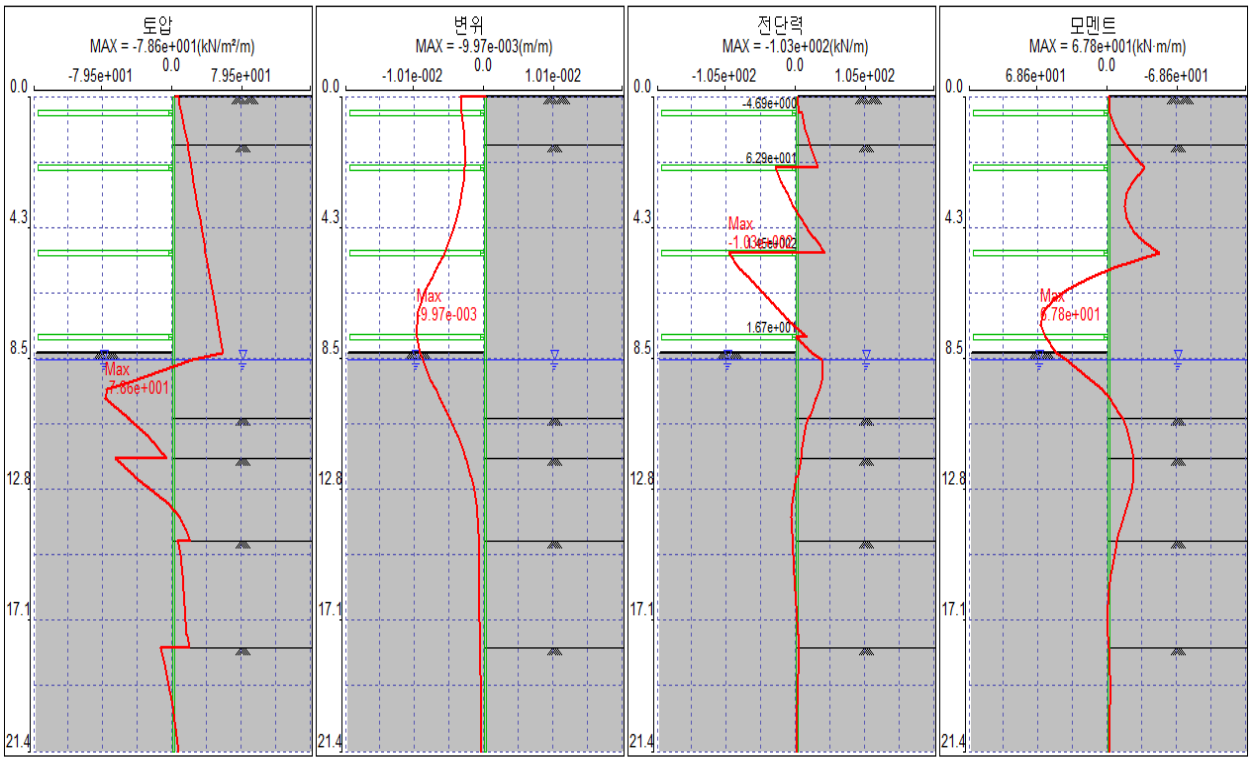
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 Strut-3]



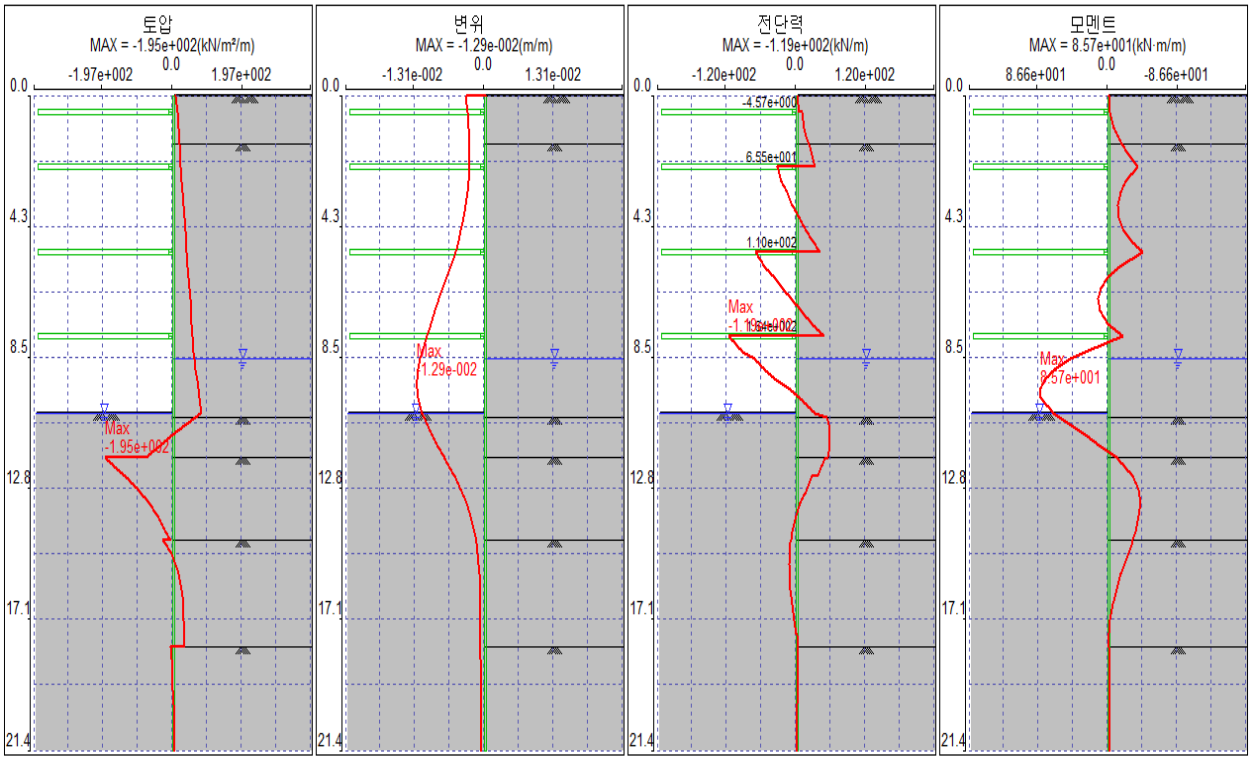
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 8.35 m]



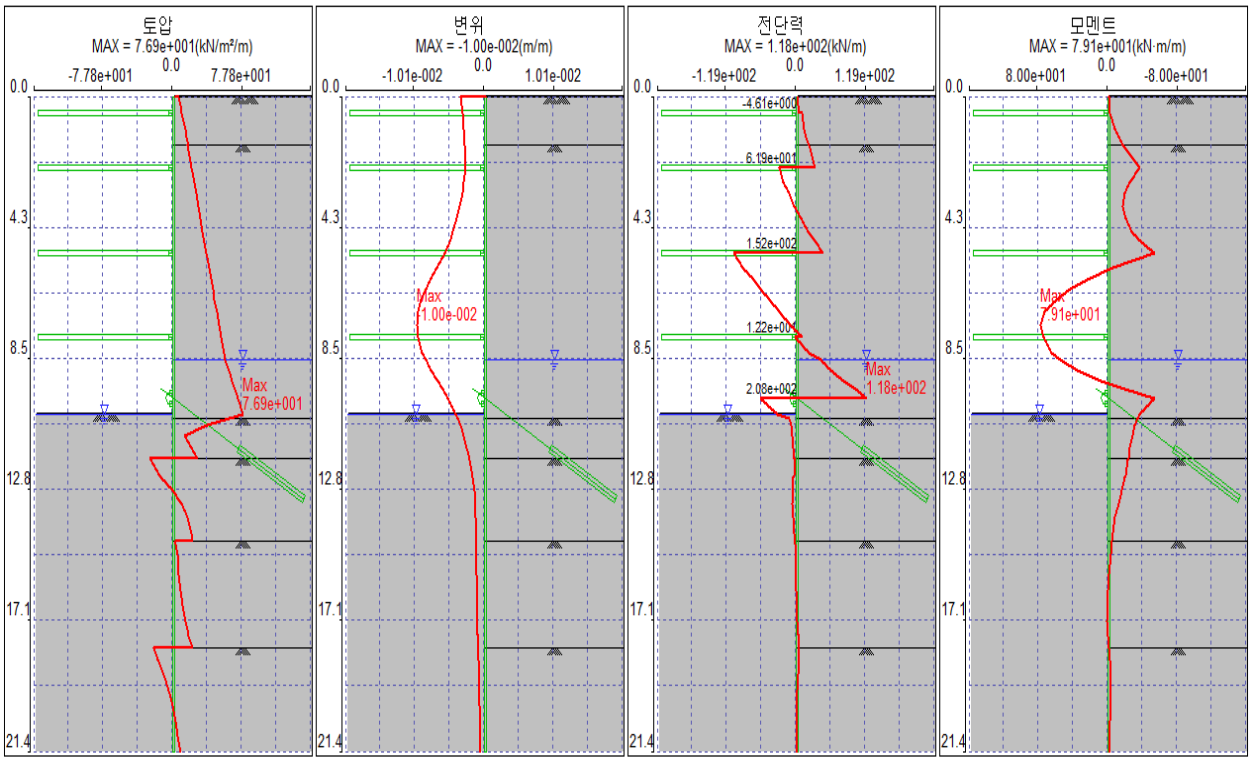
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 Strut-4]



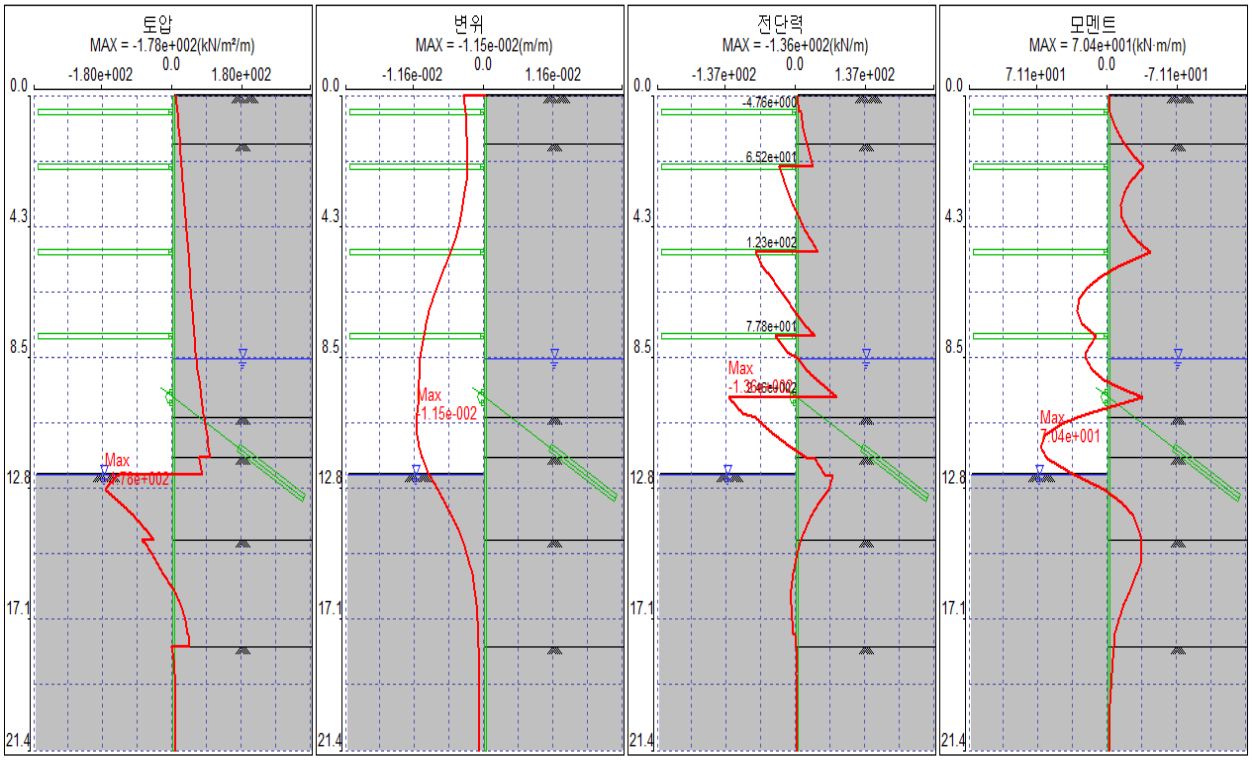
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 10.35 m]



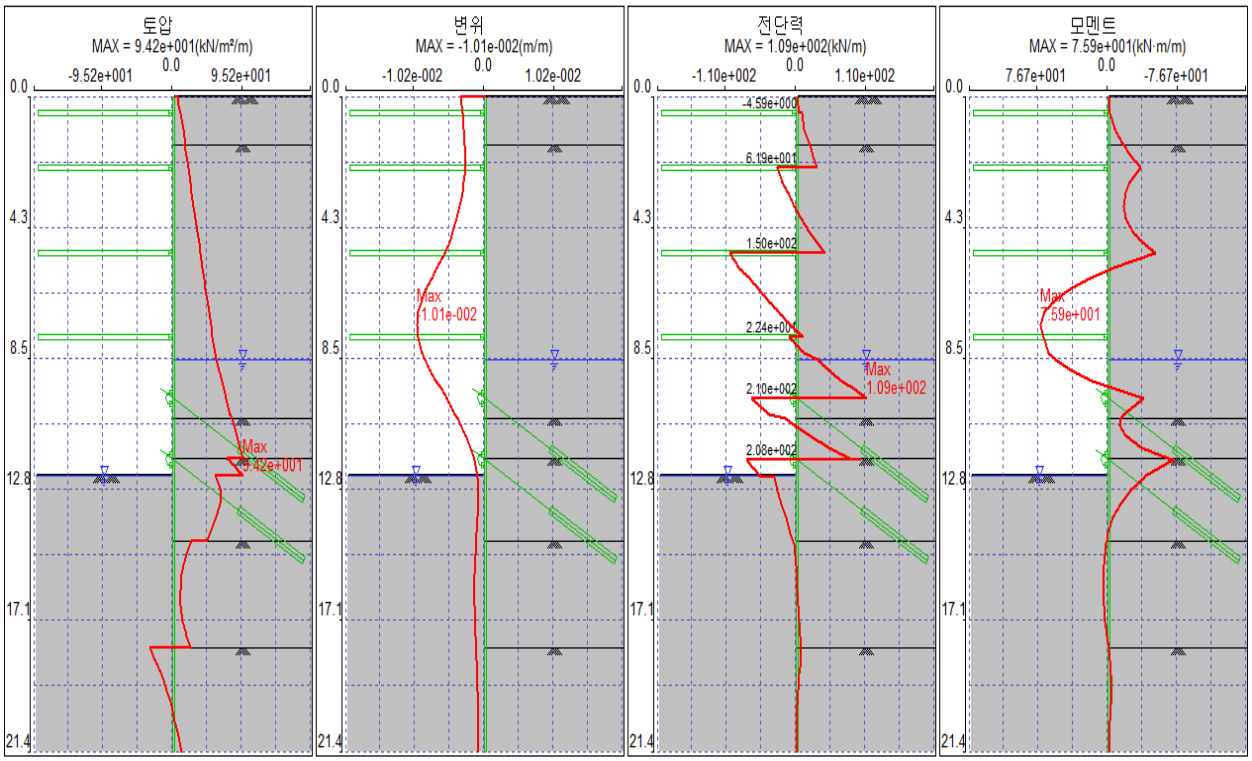
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 Strut-5]



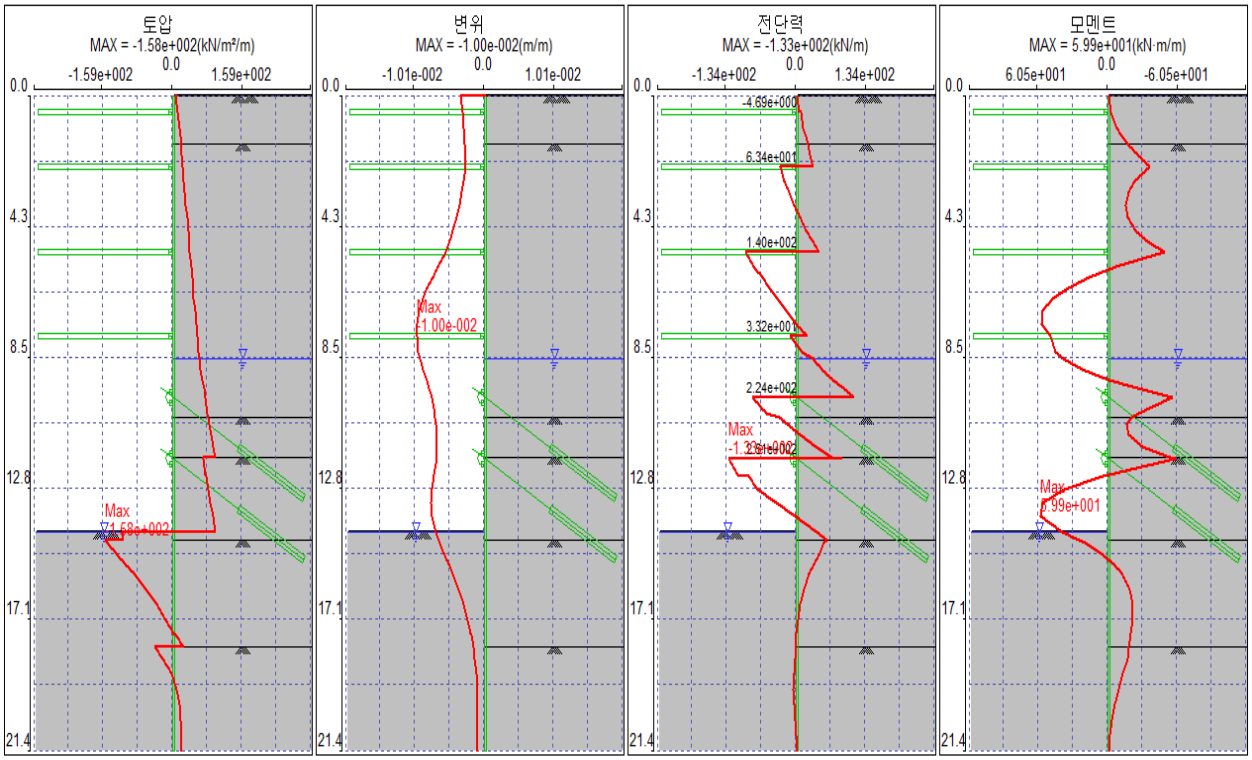
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 12.35 m]



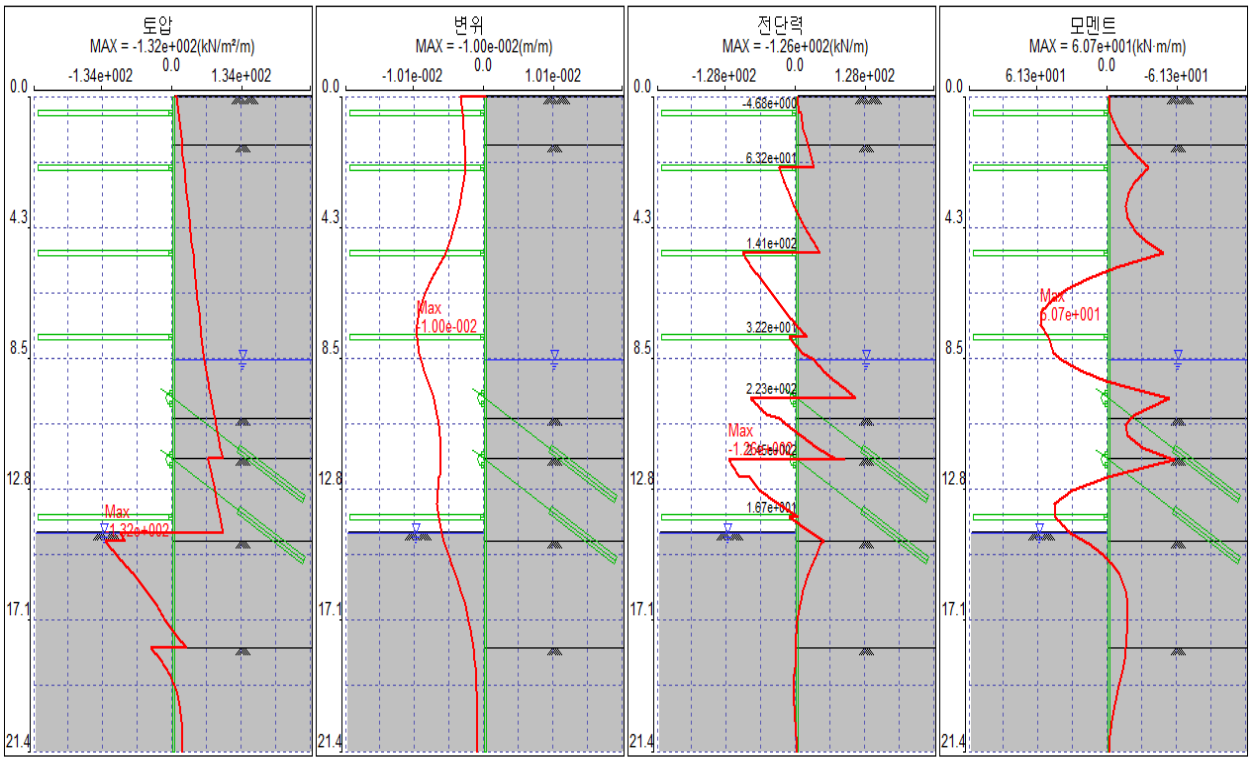
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 Strut-6]



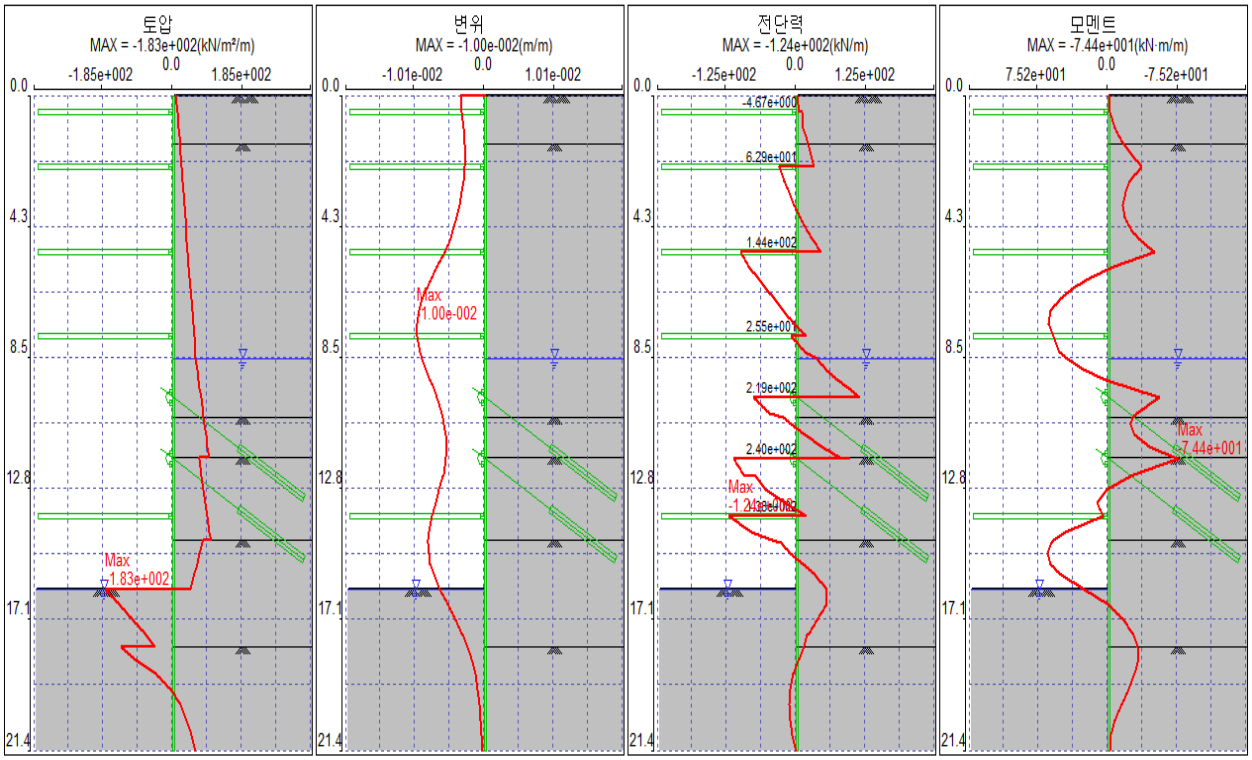
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 14.24 m]



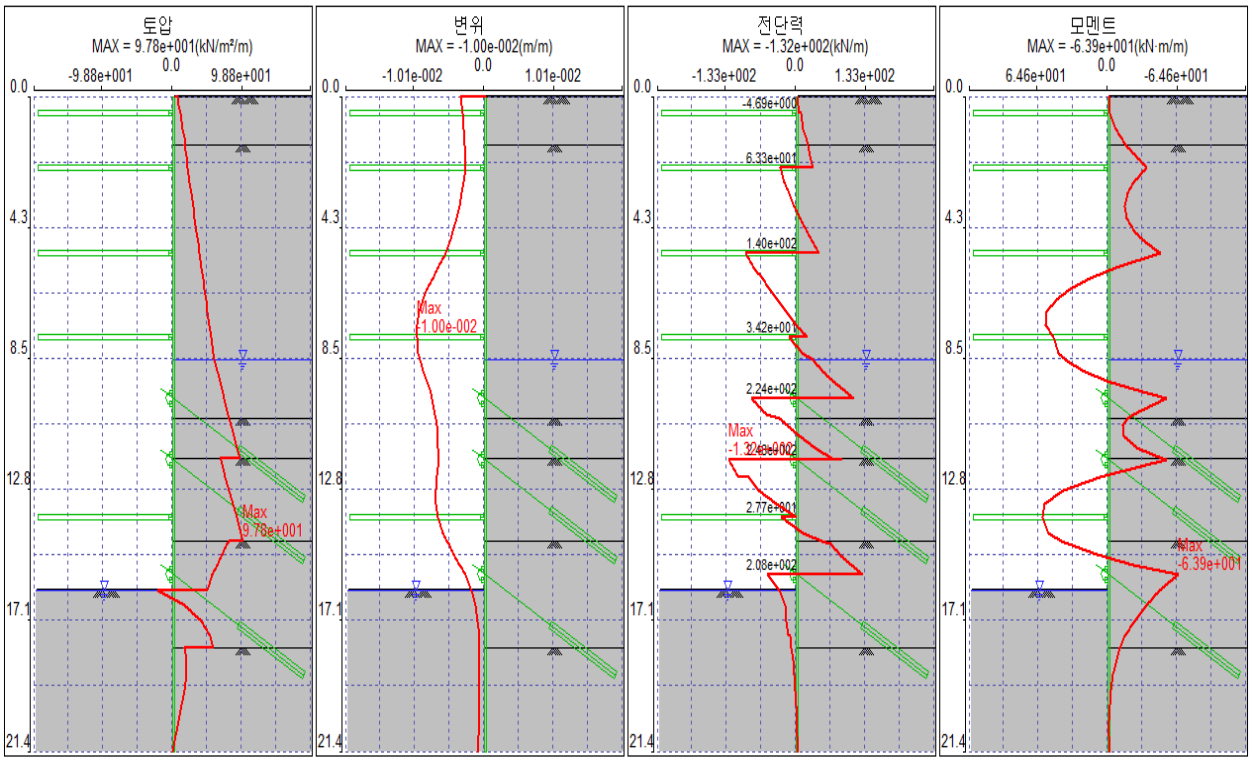
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 Strut-7]



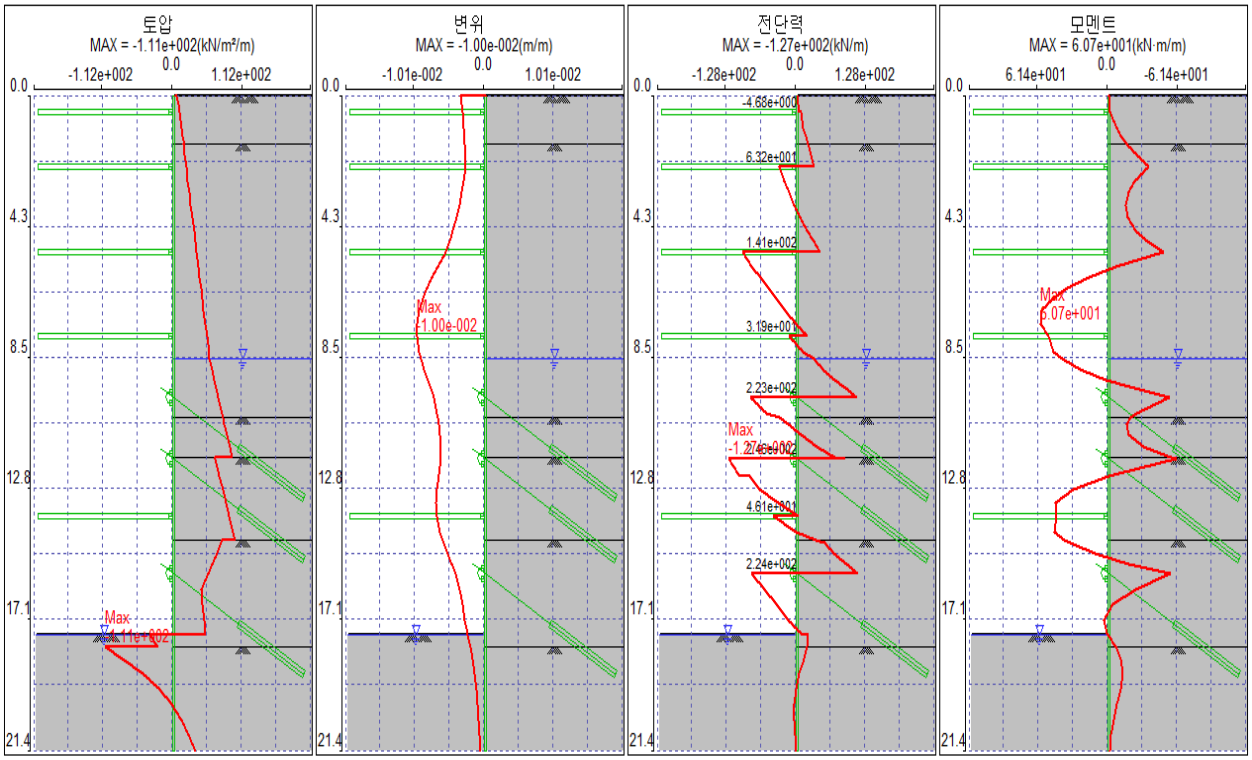
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 16.1 m]



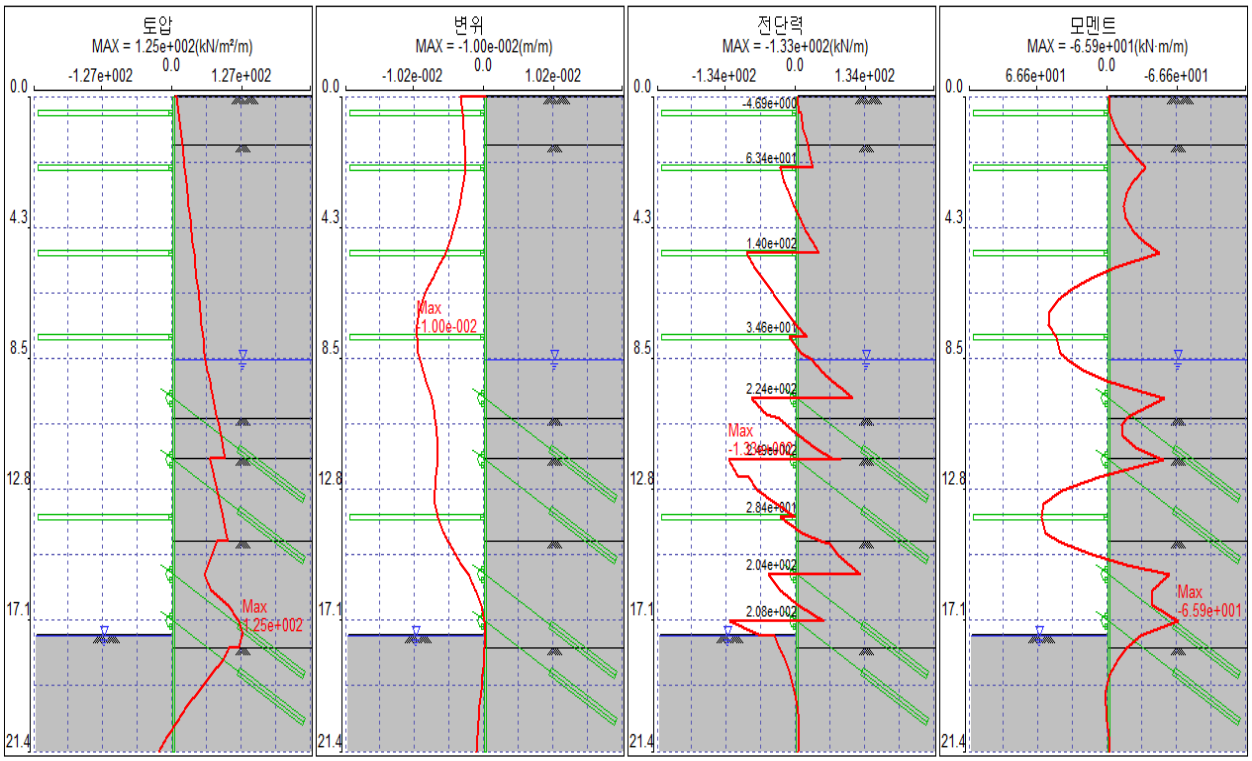
16) 시공 16 단계 [CS16 : 생성 Strut-8]



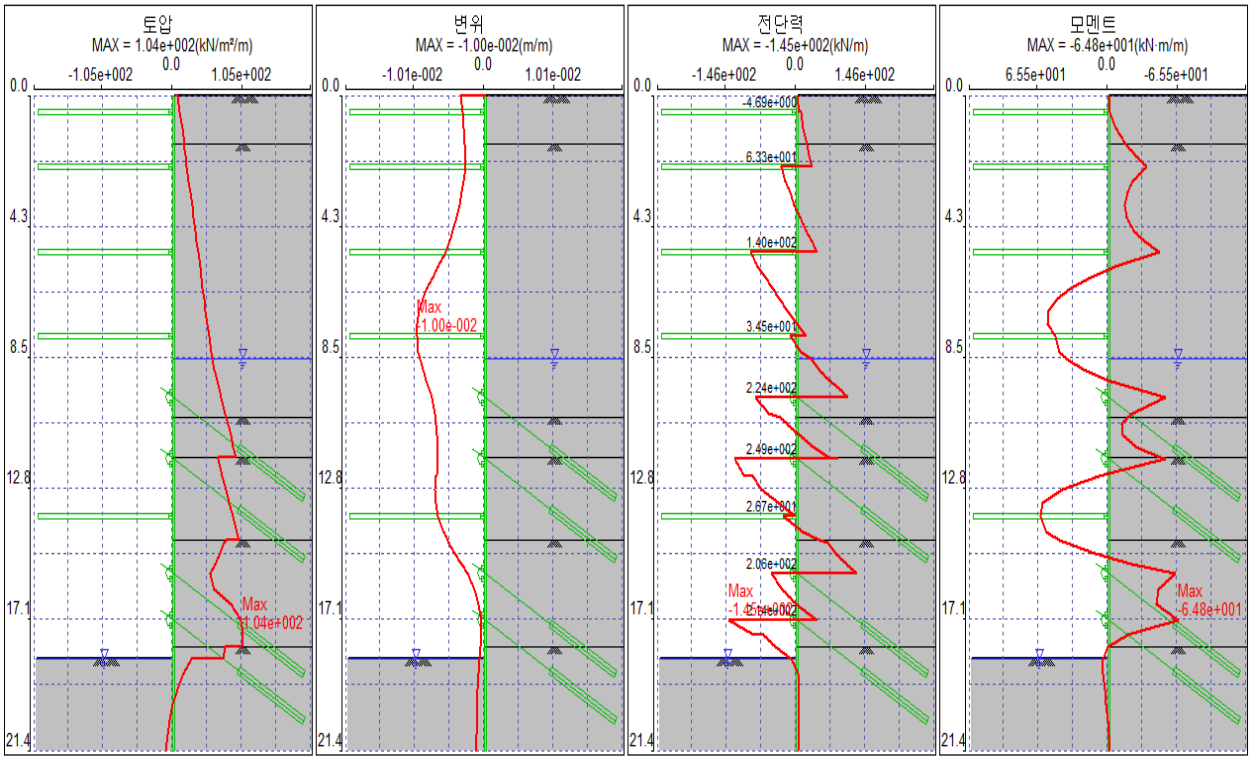
17) 시공 17 단계 [CS17 : 굴착 17.6 m]



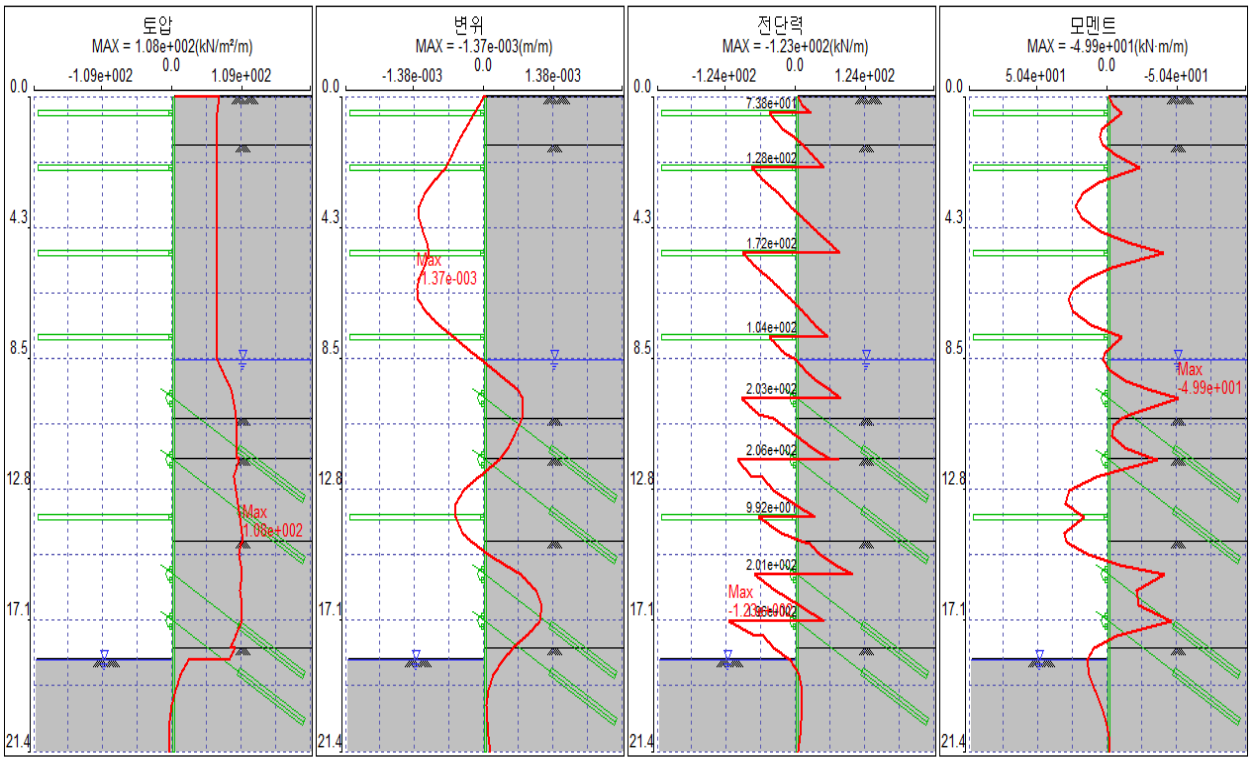
18) 시공 18 단계 [CS18 : 생성 Strut-9]



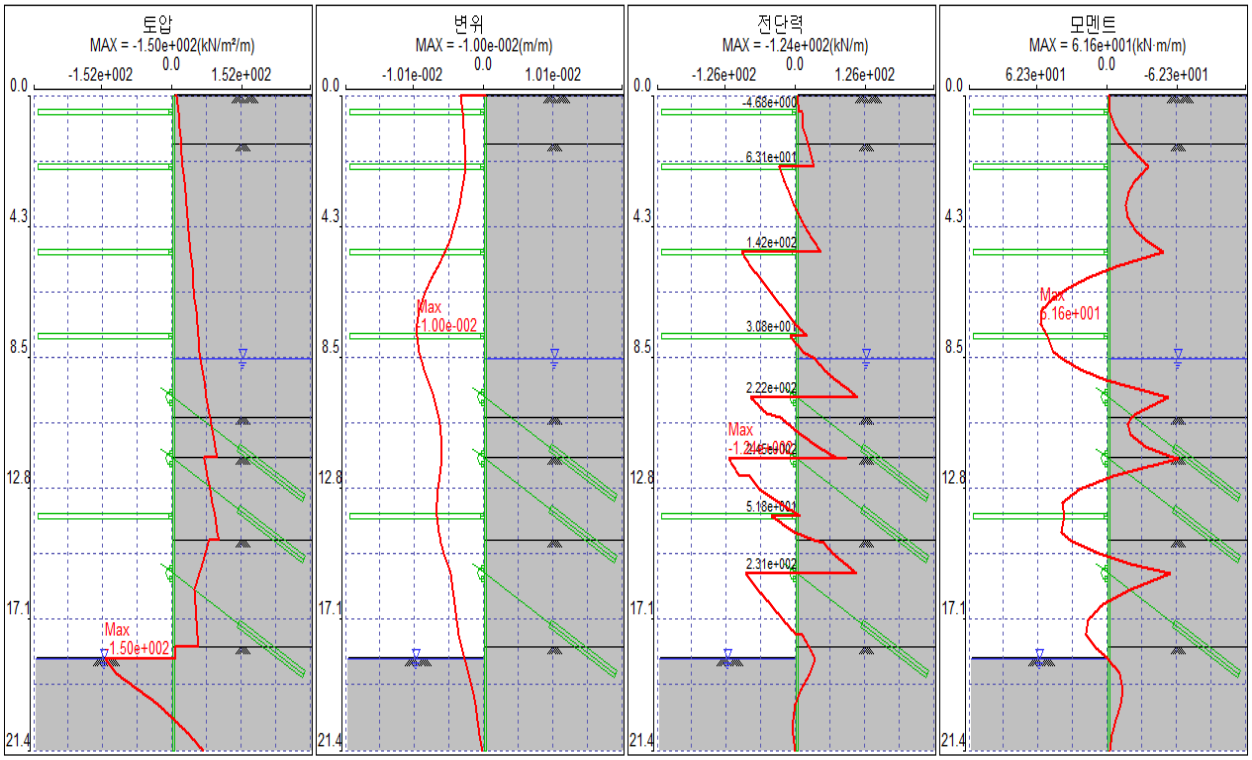
19) 시공 19 단계 [CS19 : 굴착 18.35 m]



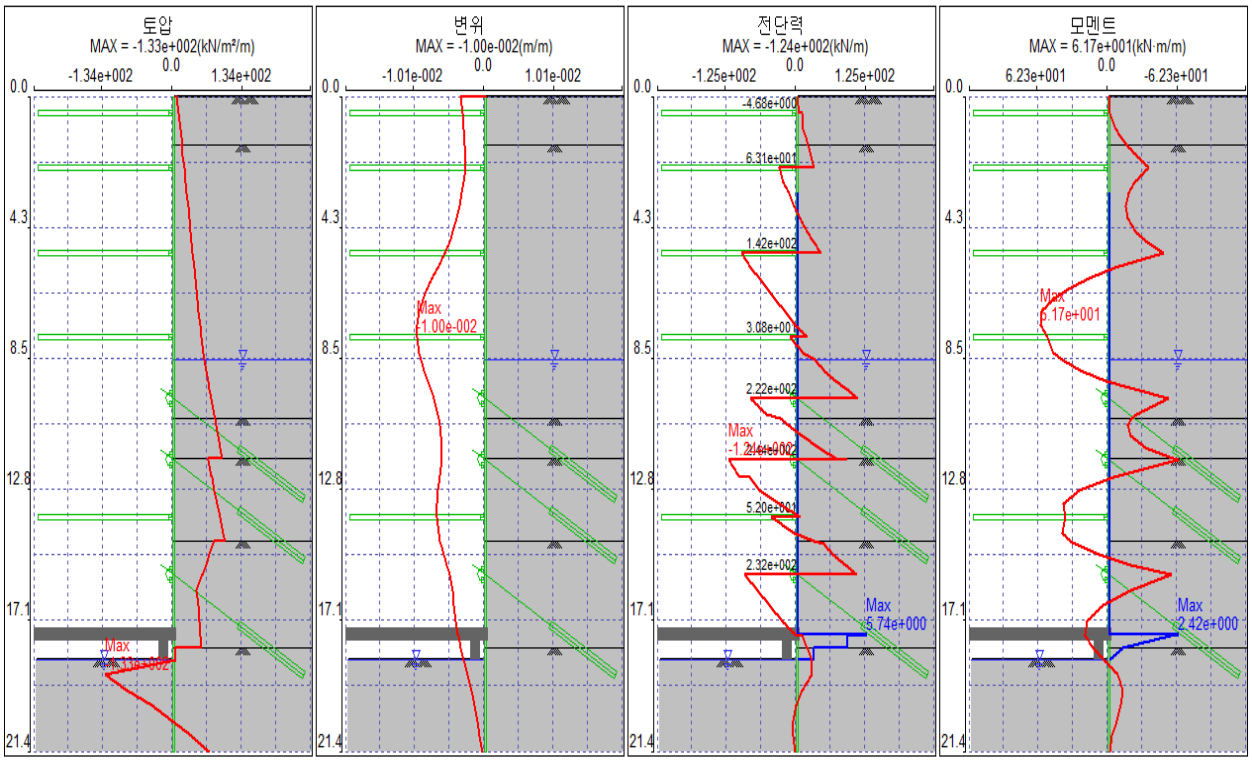
20) 시공 20 단계 [CS20 : Peck]



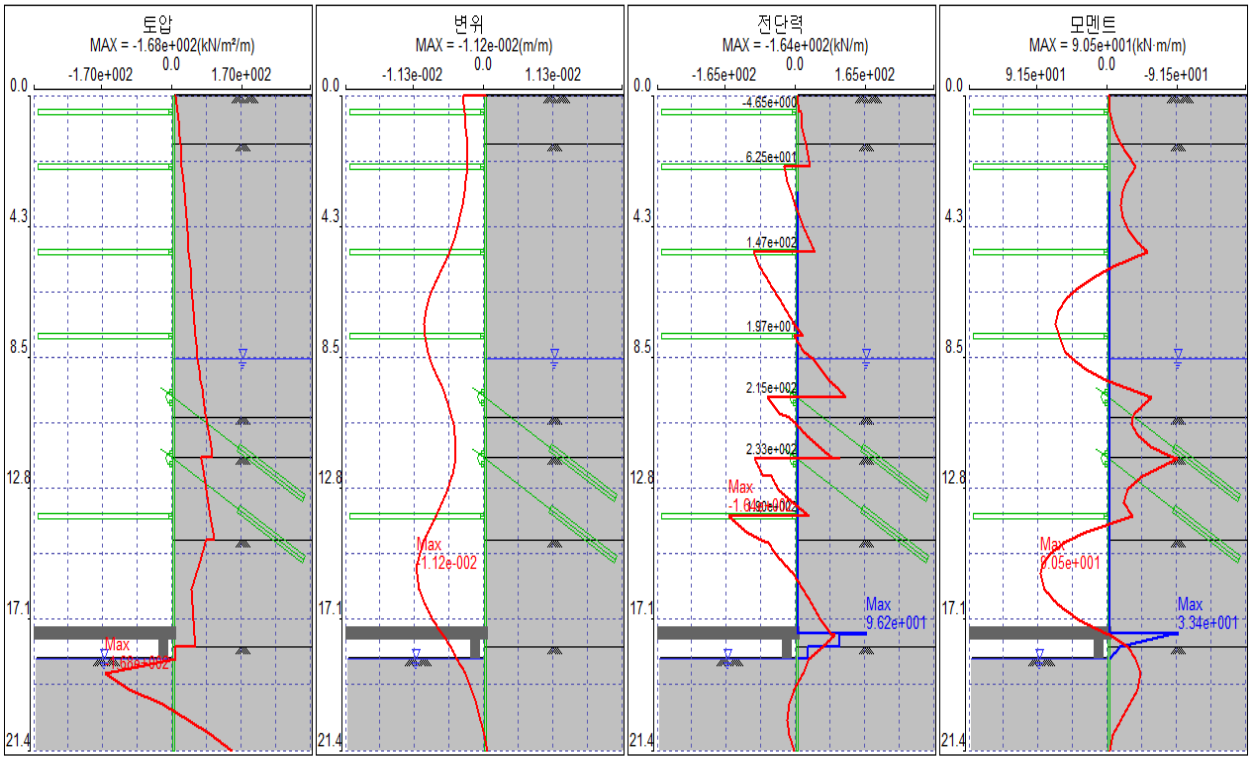
21) 시공 21 단계 [CS21 : 앵커4단 해체]



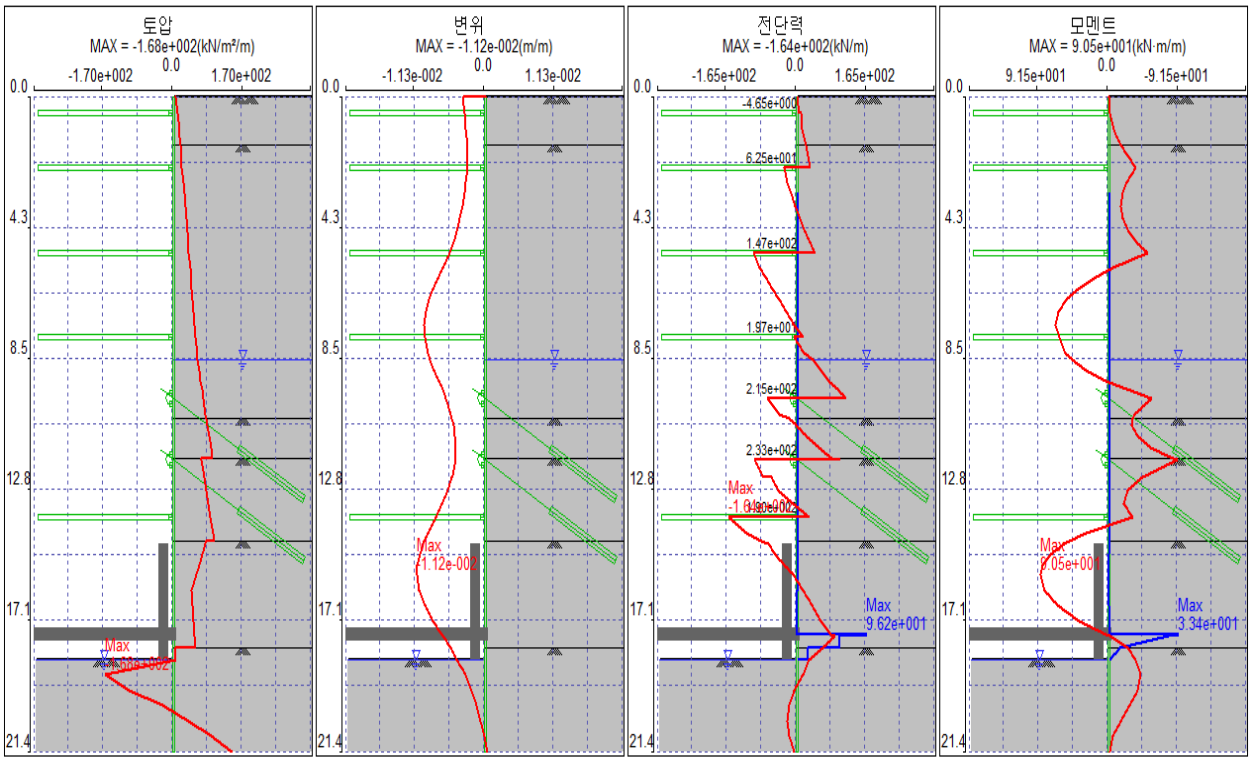
22) 시공 22 단계 [CS22 : 하단슬래브]



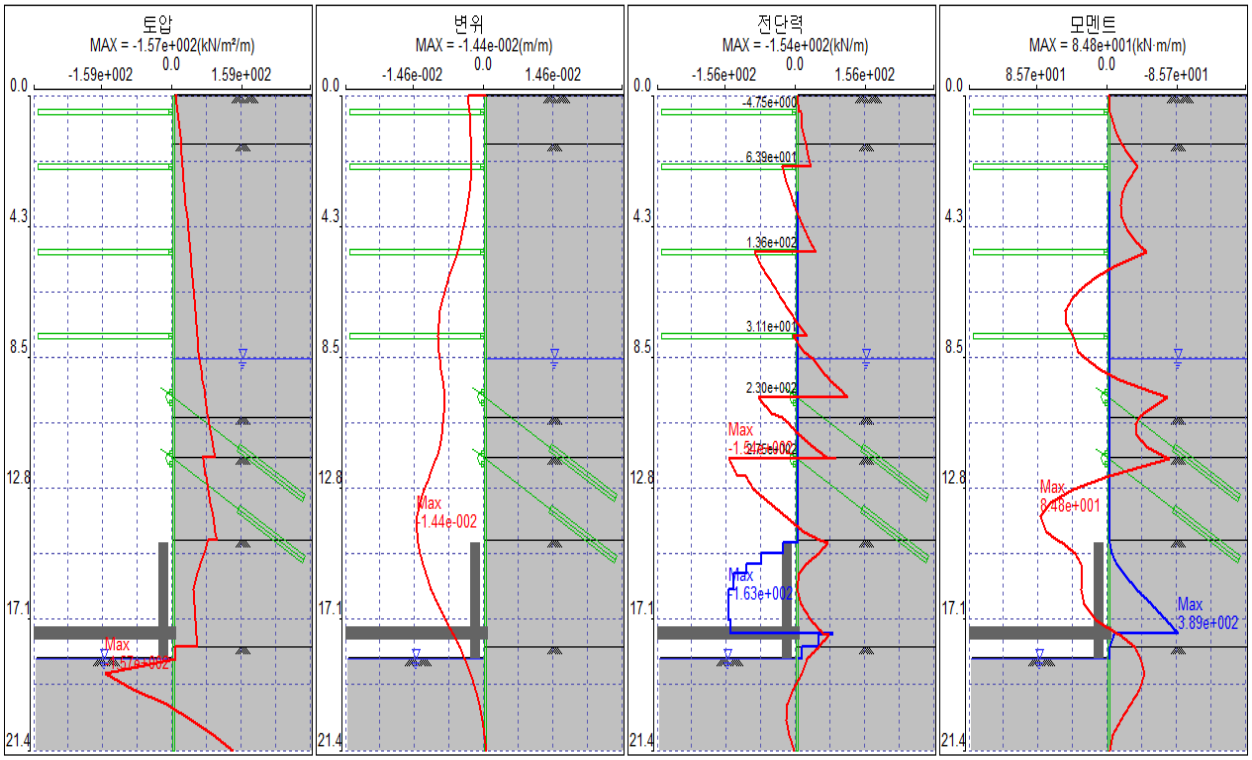
23) 시공 23 단계 [CS23 : 앵커3단 해체]



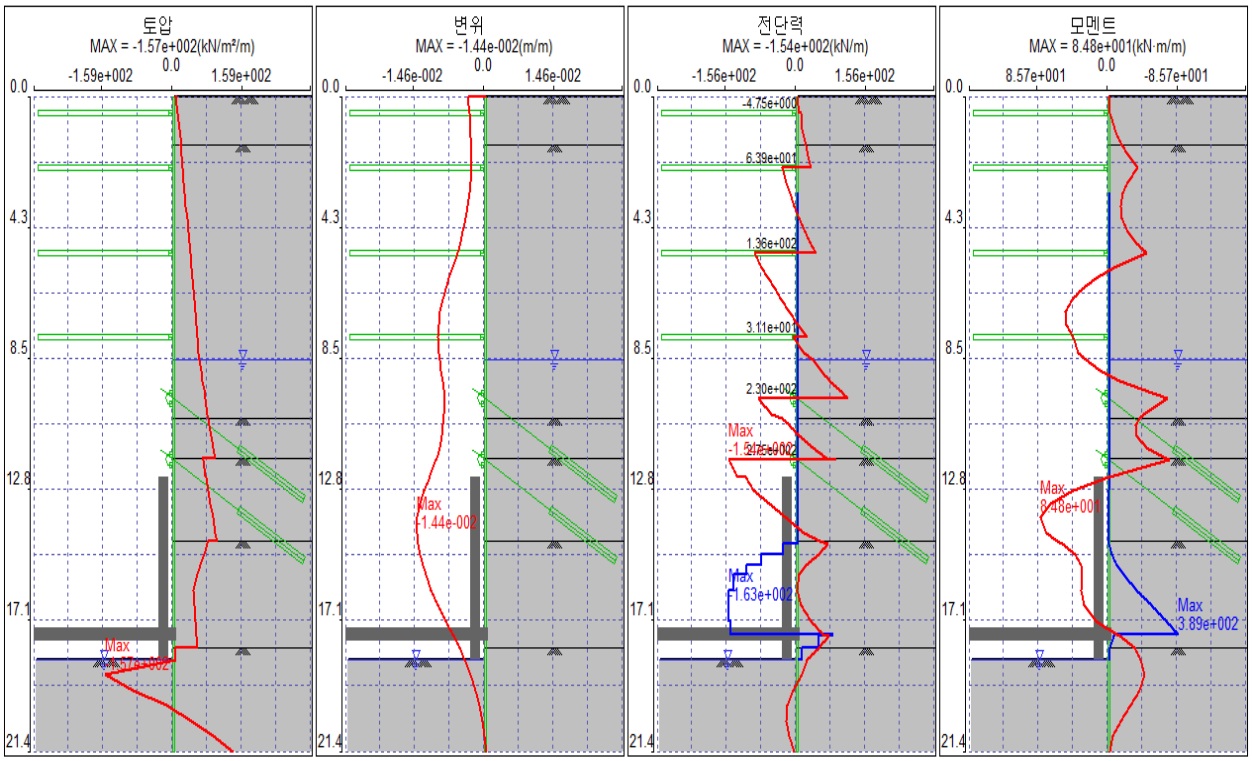
24) 시공 24 단계 [CS24 : 벽체1]



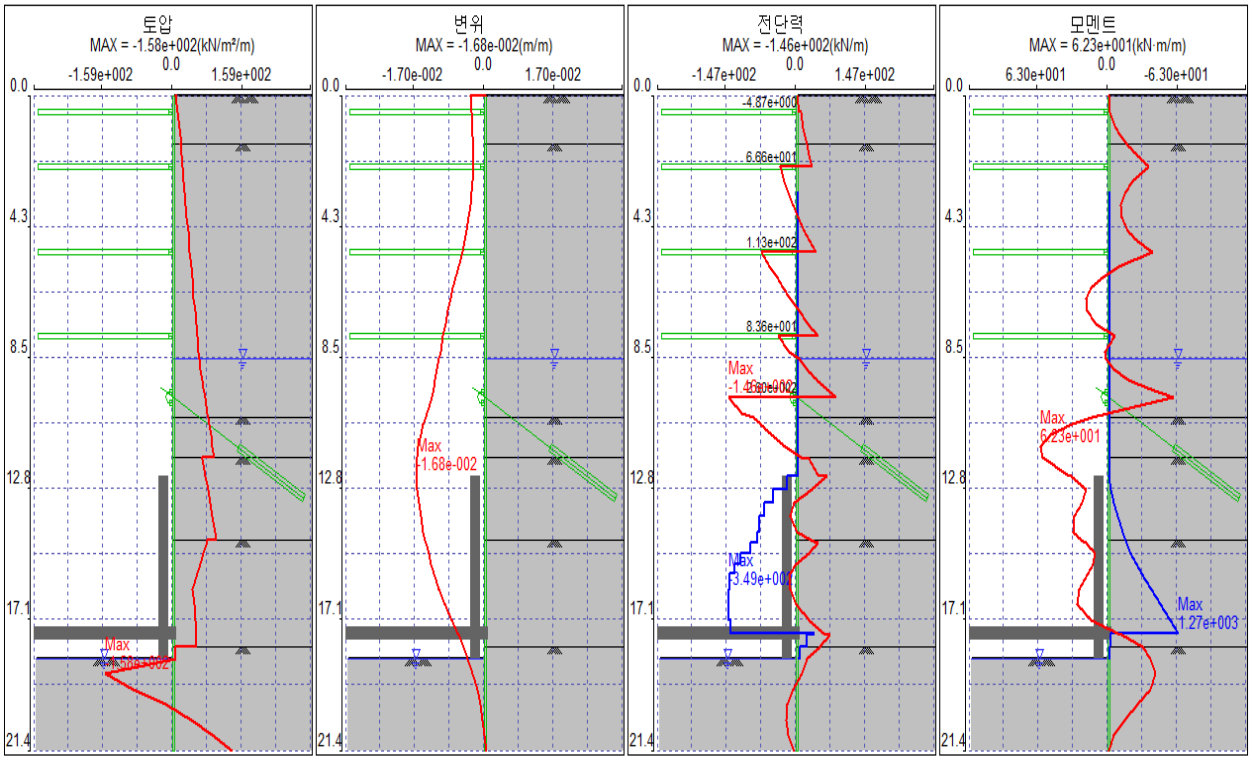
25) 시공 25 단계 [CS25 : 버팀4단 해체]



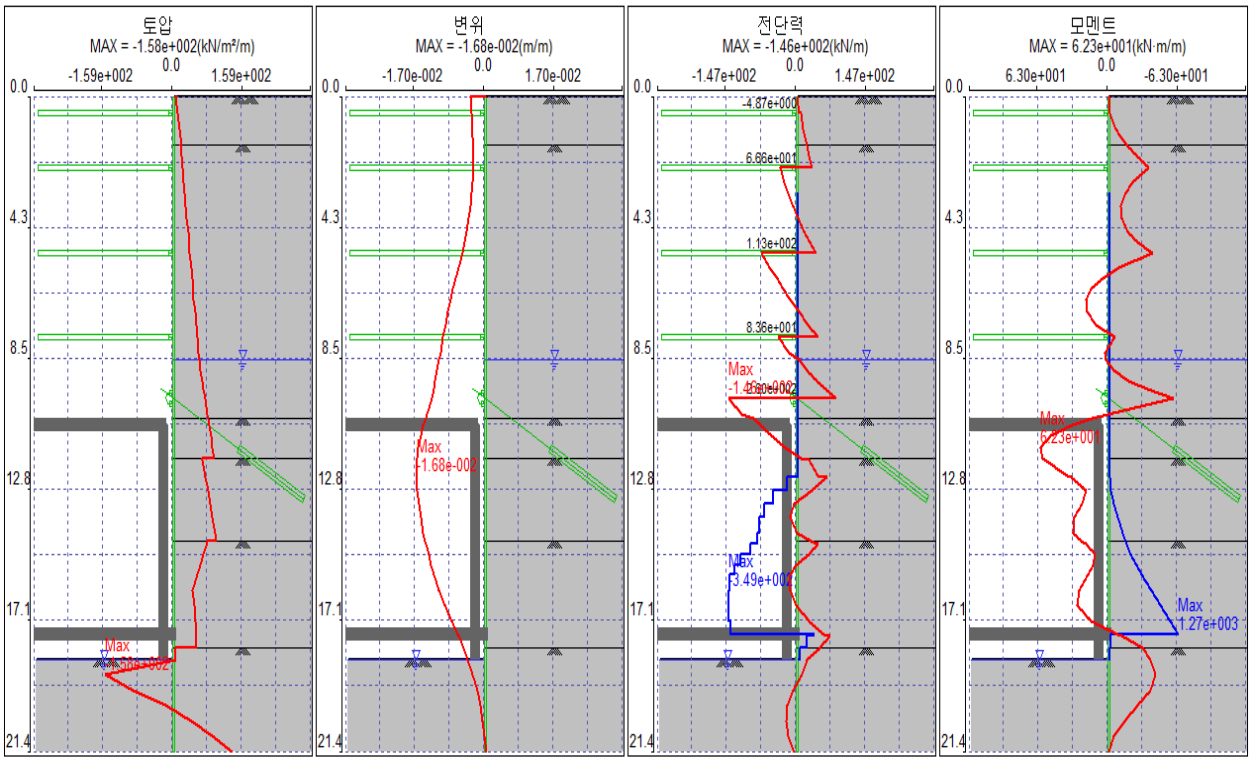
26) 시공 26 단계 [CS26 : 벽체2]



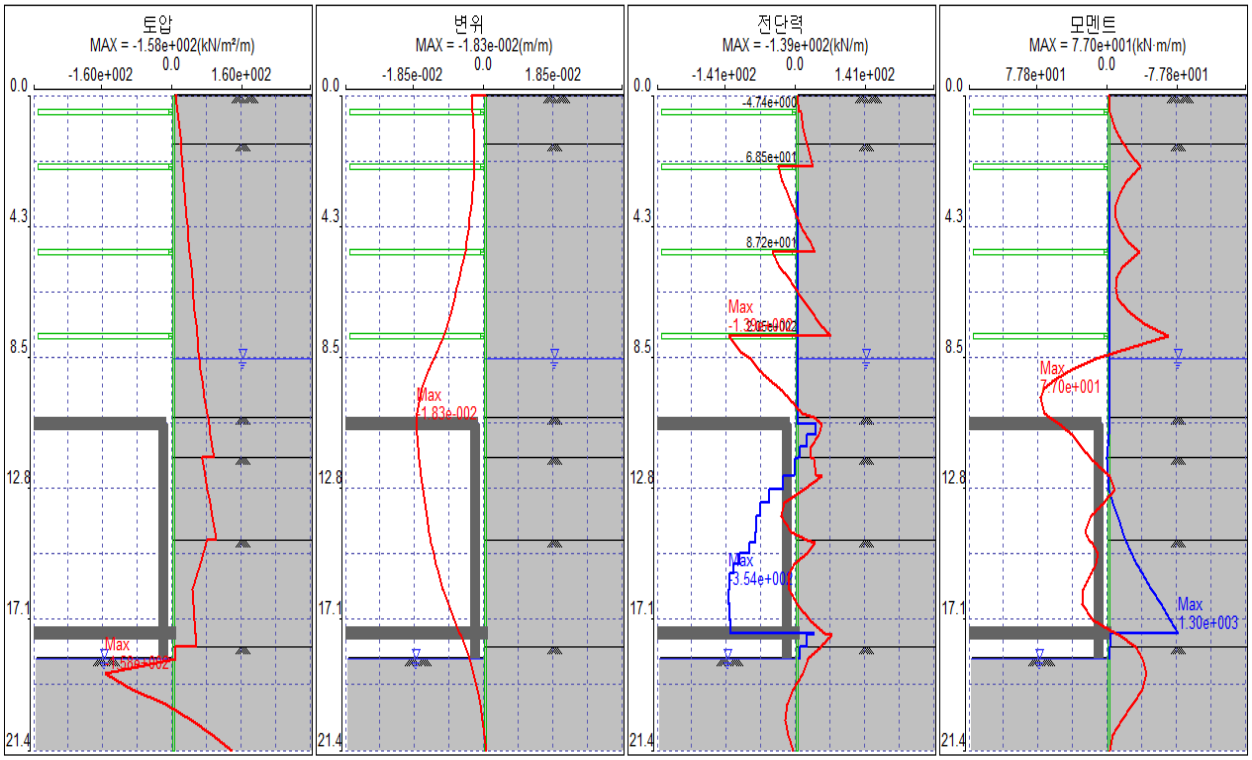
27) 시공 27 단계 [CS27 : 앵커2단 해체]



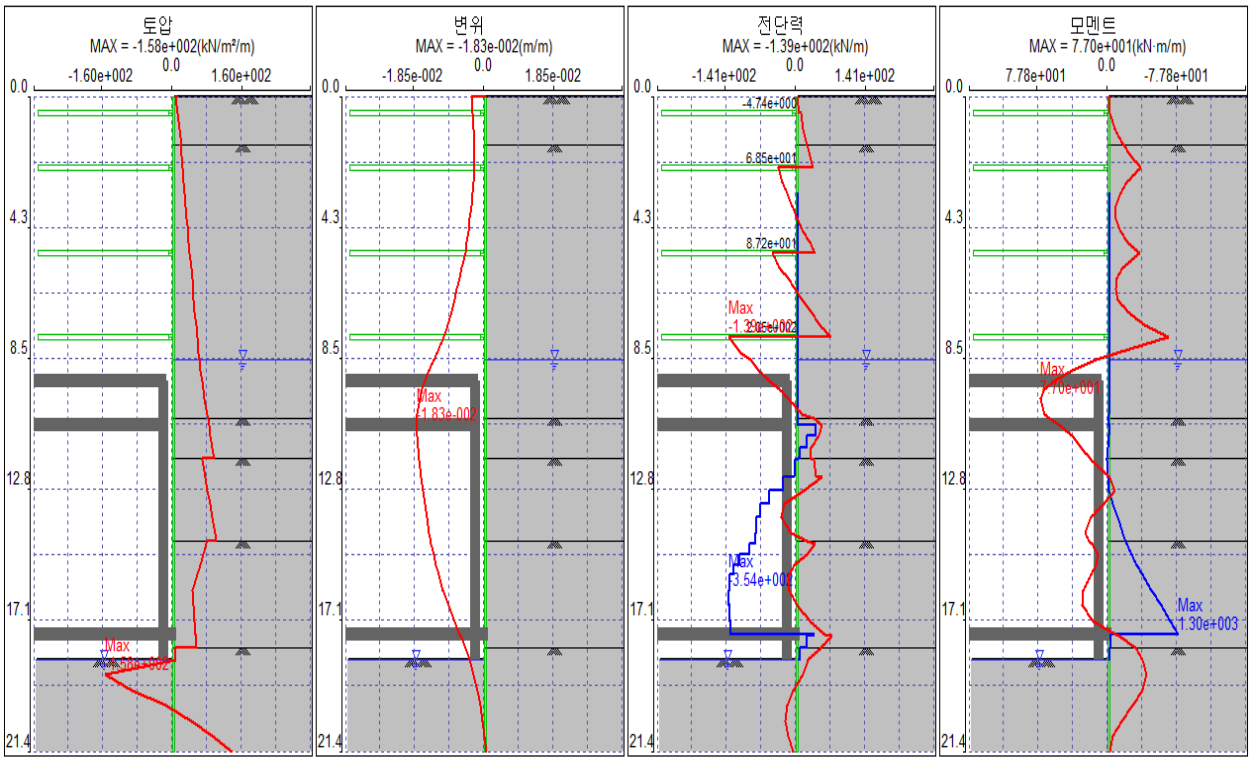
28) 시공 28 단계 [CS28 : 상단슬래브]



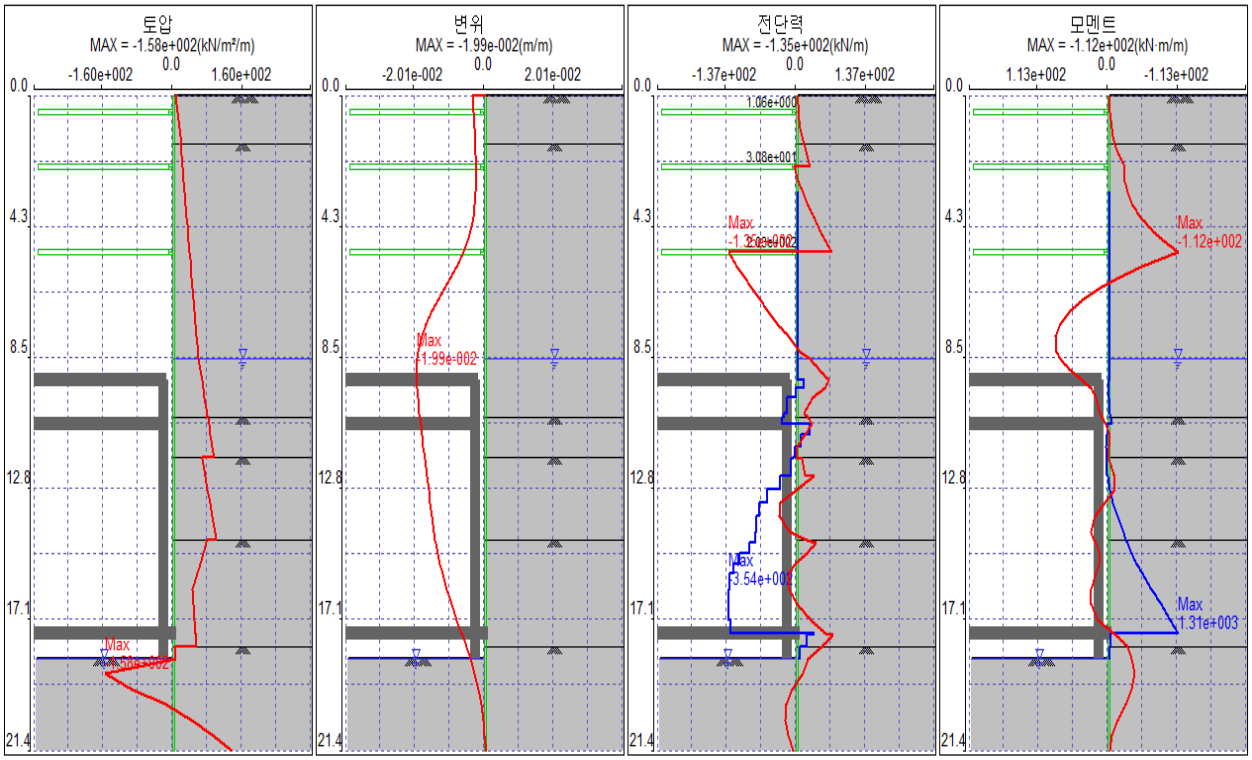
29) 시공 29 단계 [CS29 : 앵커1단 해체]



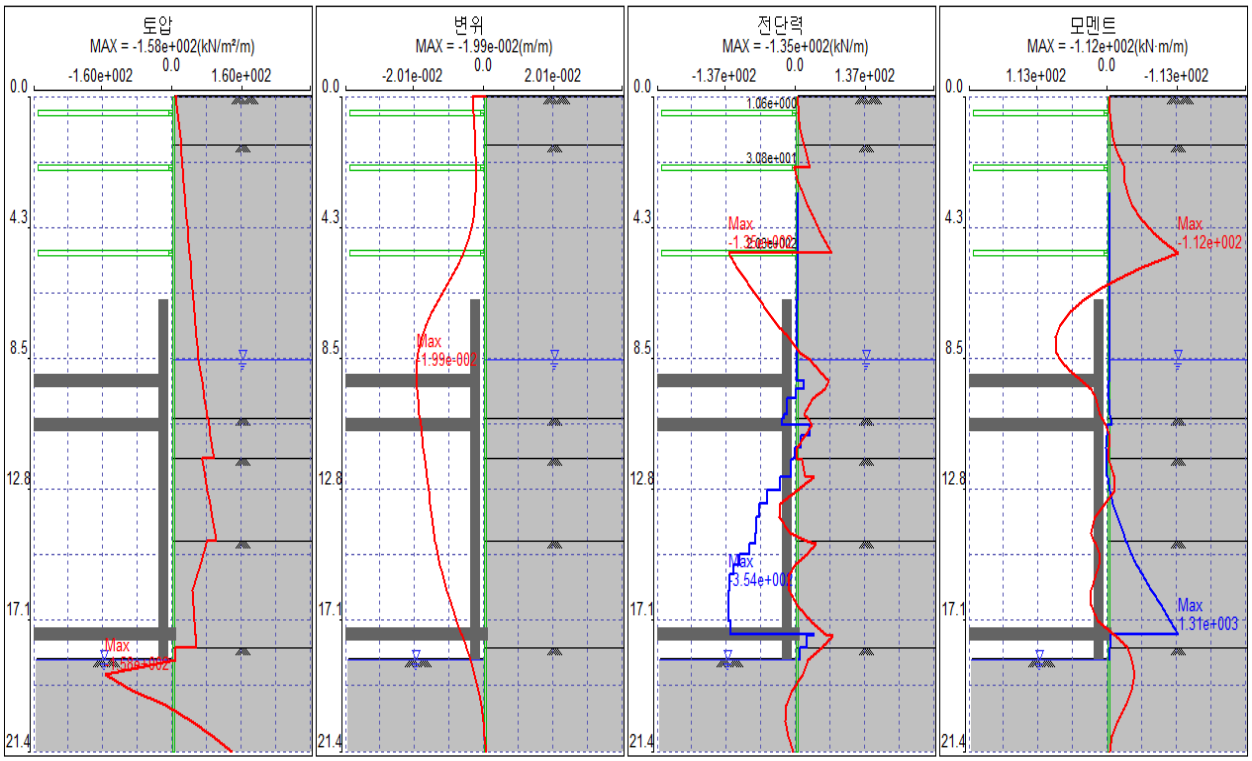
30) 시공 30 단계 [CS30 : 국회대로 기초]



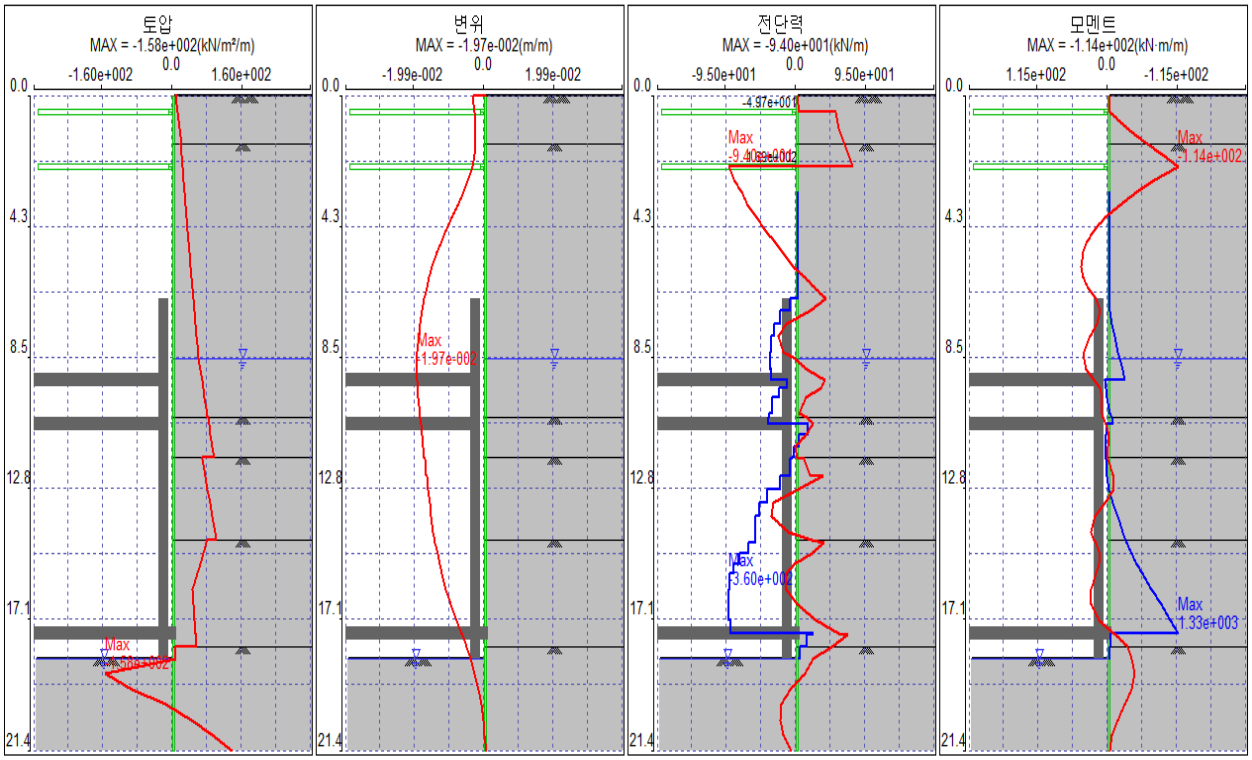
31) 시공 31 단계 [CS31 : 버팀3단 해체]



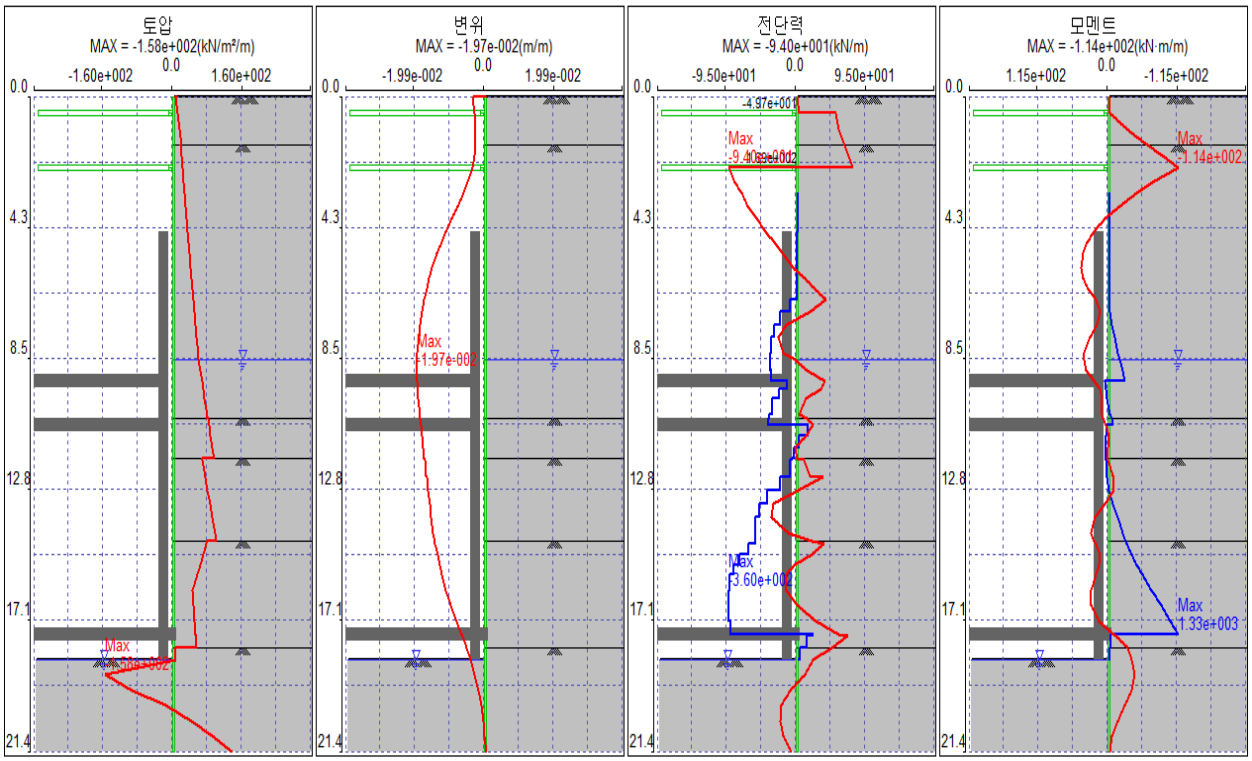
32) 시공 32 단계 [CS32 : 국회대로 벽체1]



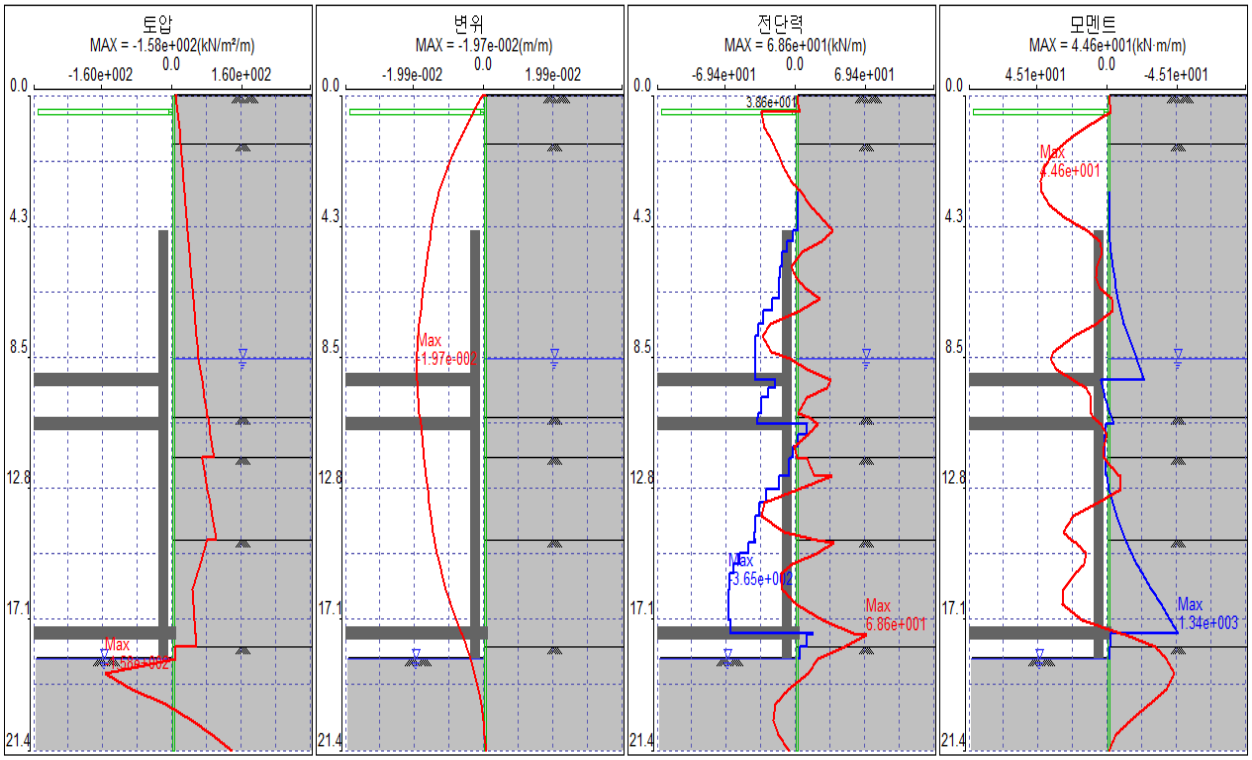
33) 시공 33 단계 [CS33 : 버팀2단 해체]



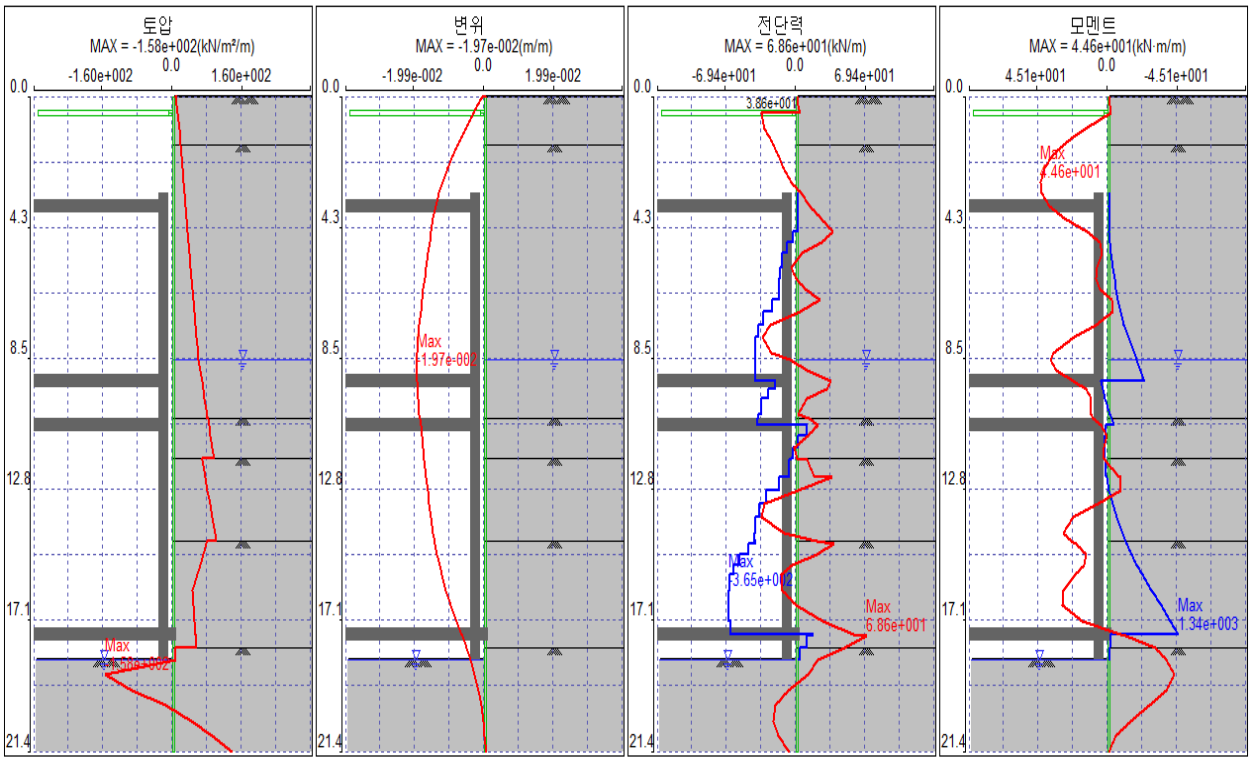
34) 시공 34 단계 [CS34 : 국회대로 벽체2]



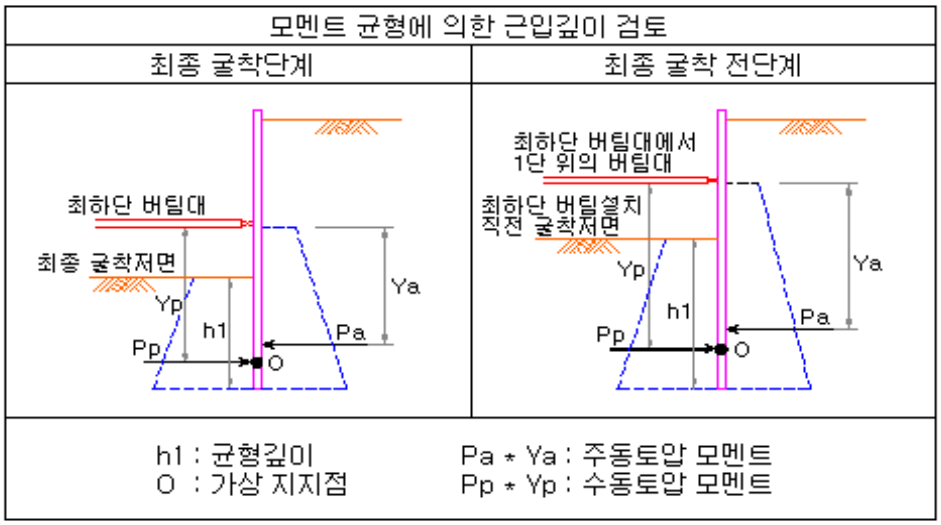
35) 시공 35 단계 [CS35 : 버팀1단 해체]



36) 시공 36 단계 [CS36 : 국회대로 상단]



13.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	0.012	3.000	34.619	12520.540	361.669	1.200	OK
최종 굴착 전단계	0.409	3.750	141.979	21203.091	149.340	1.200	OK

13.3.1 최종 굴착 단계의 경우

1) 토압의 작용폭

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1.2 m, 굴착면 하부 = 0.3 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 0.9 m

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -17.1 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 55.652 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.472 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 3.038 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 2.75 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (55.652 x 0.472) + (3.038 x 2.75) = 34.619 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 4504.438 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 2.78 m

Mp = (Pp x Yp) = (4504.438 x 2.78) = 12520.54 kN · m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 12520.54 / 34.619 = 361.669

S.F. = 361.669 > 1.2 ... OK

13.3.2. 최종 굴착 전단계의 경우

1) 토압의 작용폭

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1.2 m, 굴착면 하부 = 0.3 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 0.9 m

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -15.6 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 114.312 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.003 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 9.551 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 2.867 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (114.312 x 1.003) + (9.551 x 2.867) = 141.979 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 5177.631 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 4.095 m

Mp = (Pp x Yp) = (5177.631 x 4.095) = 21203.091 kN · m

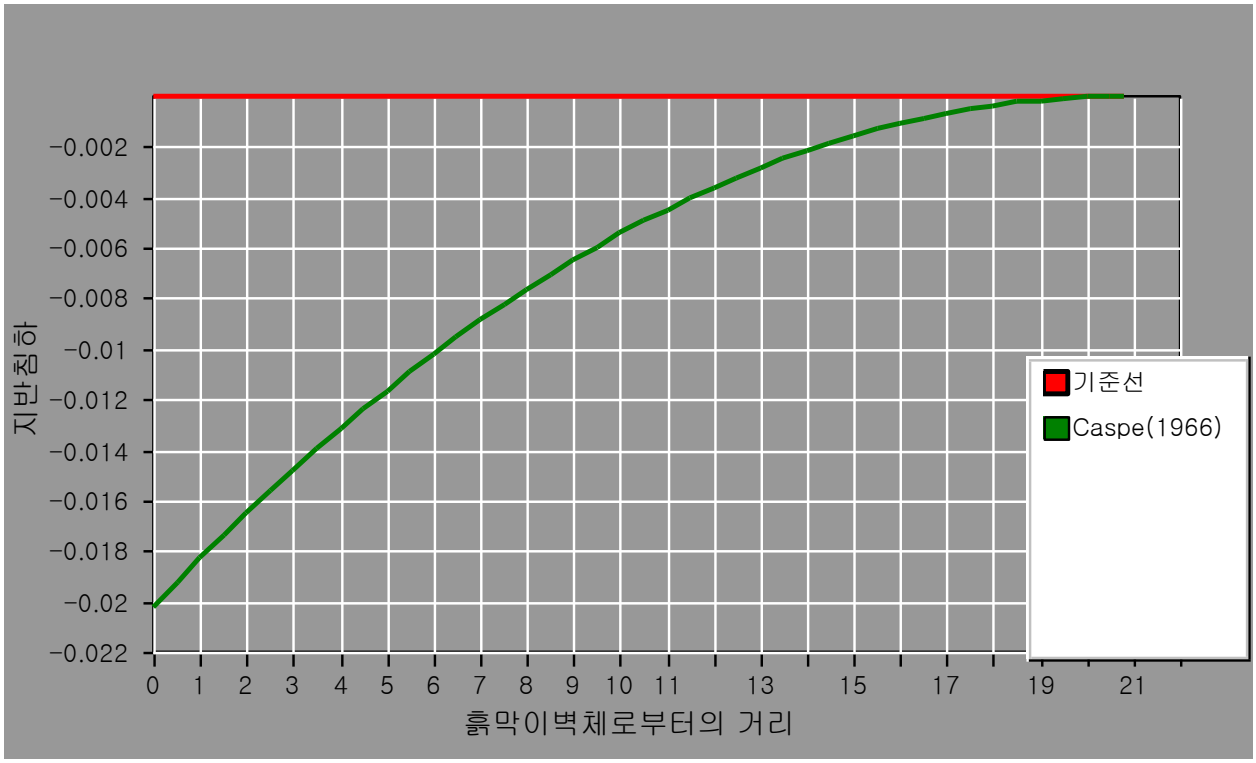
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 21203.091 / 141.979 = 149.34

S.F. = 149.34 > 1.2 ... OK

13.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



13.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.105 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 20 m, Hw = 18.35 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 29.079 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ /2)

Hp = 0.5 x 20 x tan(45 + 29.079/2) = 17.003 m

Ht = Hp + Hw = 17.003 + 18.35 = 35.353 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ /2)

D = 35.353 x tan(45-29.079/2) = 20.792 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.105 / 20.792 = -0.020 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.020 x ((20.792 - Xi) / 20.792)^2

거리 (벽면기준) (m)	지반 침하량 (mm)	절점간 침하량 (mm)	각변위 (x0.001)
0.00	-20.200	-0.960	-1.920
0.50	-19.240	-0.936	-1.873
1.00	-18.304	-0.913	-1.826
1.50	-17.391	-0.890	-1.780
2.00	-16.501	-0.866	-1.733
2.50	-15.634	-0.843	-1.686
3.00	-14.791	-0.820	-1.639

3.50	−13.972	−0.796	−1.593
4.00	−13.175	−0.773	−1.546
4.50	−12.402	−0.750	−1.499
5.00	−11.653	−0.726	−1.452
5.50	−10.927	−0.703	−1.406
6.00	−10.224	−0.679	−1.359
6.50	−9.544	−0.656	−1.312
7.00	−8.888	−0.633	−1.266
7.50	−8.255	−0.609	−1.219
8.00	−7.646	−0.586	−1.172
8.50	−7.060	−0.563	−1.125
9.00	−6.497	−0.539	−1.079
9.50	−5.958	−0.516	−1.032
10.00	−5.442	−0.493	−0.985
10.50	−4.949	−0.469	−0.938
11.00	−4.480	−0.446	−0.892
11.50	−4.034	−0.422	−0.845
12.00	−3.612	−0.399	−0.798
12.50	−3.213	−0.376	−0.752
13.00	−2.837	−0.352	−0.705
13.50	−2.485	−0.329	−0.658
14.00	−2.156	−0.306	−0.611
14.50	−1.850	−0.282	−0.565
15.00	−1.568	−0.259	−0.518
15.50	−1.309	−0.236	−0.471
16.00	−1.073	−0.212	−0.424
16.50	−0.861	−0.189	−0.378
17.00	−0.672	−0.166	−0.331
17.50	−0.506	−0.142	−0.284
18.00	−0.364	−0.119	−0.238
18.50	−0.245	−0.095	−0.191
19.00	−0.150	−0.072	−0.144
19.50	−0.078	−0.049	−0.097
20.00	−0.029	−0.025	−0.051
20.50	−0.004	−0.004	−0.014
20.79	0.000	0.000	0.000
Max	−20.200	−0.960	−1.920

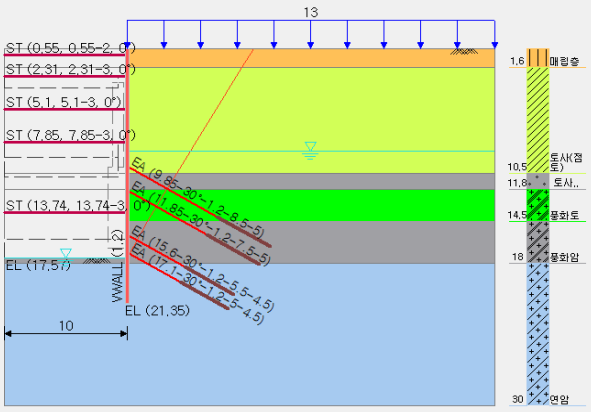
GeoX 구조계산서

TYPE 15-1 해체단계 검토 Rev. 02

목 차

1.표준단면
2.설계요약
3.설계조건
3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재
3.2 재료의 허용응력
3.3 적용 프로그램
4.복공판 설계
5.주형보 설계
6.주형 지지보 설계
6.1 주형지지보(중앙)
6.2 주형지지보(측벽)
7.지보재 설계
7.1 Strut 설계 (Strut-1)
7.2 Strut 설계 (Strut-2)
7.3 Strut 설계 (Strut-3)
7.4 Strut 설계 (Strut-4)
7.5 Strut 설계 (Strut-7)
7.6 Earth Anchor 설계 (Strut-5, Strut-6, Strut-8, Strut-9)
8.띠장 설계
8.1 Strut-1 띠장 설계
8.2 Strut-2 띠장 설계
8.3 Strut-3 띠장 설계
8.4 Strut-4 띠장 설계
8.5 Strut-5 띠장 설계
8.6 Strut-6 띠장 설계
8.7 Strut-7 띠장 설계
8.8 Strut-8 띠장 설계
8.9 Strut-9 띠장 설계
9.측면말뚝 설계
9.1 흙막이벽(우)
10.중간말뚝 설계
11. 흙막이 벽체 설계
11.1 흙막이벽(우) 설계 (0.00m ~ 17.57m)
12.전산 입력 정보
13.해석결과

1.표준단면


13
ST (0.55, 0.55-2, 0°)
ST (2.31, 2.31-3, 0°)
ST (5.1, 5.1-3, 0°)
ST (7.85, 7.85-3, 0°)
ST (13.74, 13.74-3, 0°)
EL (17.57)
VWALL (1.2)
EL (21.35)
10
EA (9.85-30°-1.2-6.5-5)
EA (11.65-30°-1.2-7.5-5)
EA (15.6-30°-1.2-5.5-4.5)
EA (17.1-30°-1.2-5-4.5)
1.6
매립층
10.5
풍사(점토)
11.8
토사..
14.5
풍화토
18
풍화암
30
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-D:1000x1990x200	-	휨응력	157.726	175.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	10.429	100.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	114.004	147.042	O.K	처짐	O.K
		전단응력	42.144	90.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	105.596	142.373	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	86.224	90.000	O.K		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	74.548	157.500	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	88.354	90.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
Strut-1 H 700x300x13/24	0.55	휨응력	6.104	100.355	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	11.155	71.290	O.K		
		전단응력	2.212	90.000	O.K		
Strut-2 P 406.4x12	2.31	휨응력	24.688	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	34.367	125.062	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.521	89.387	O.K		
Strut-3 P 406.4x12	5.10	휨응력	24.688	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	50.328	125.062	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.521	89.387	O.K		
Strut-4 P 406.4x12	7.85	휨응력	24.688	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	60.173	125.062	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.521	89.387	O.K		
Strut-7 P 406.4x12	13.74	휨응력	24.688	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	35.878	125.062	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.521	89.387	O.K		

부 재	위 치 (m)	Strand 소요개수산정	자유장 산정	정착장 산정
Strut-5 Strand12.7x4EA	9.85	O.K	O.K	O.K
Strut-6 Strand12.7x4EA	11.85	O.K	O.K	O.K
Strut-8 Strand12.7x4EA	15.60	O.K	O.K	O.K
Strut-9 Strand12.7x4EA	17.10	O.K	O.K	O.K

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
Strut-1 H 300x305x15/15	0.55	휨응력	22.869	152.017	O.K	
		전단응력	16.262	90.000	O.K	
Strut-2 H 440x300x11/18	2.31	휨응력	53.075	142.373	O.K	
		전단응력	40.606	90.000	O.K	
Strut-3 H 440x300x11/18	5.10	휨응력	85.289	142.373	O.K	
		전단응력	65.253	90.000	O.K	
Strut-4 H 440x300x11/18	7.85	휨응력	105.161	142.373	O.K	
		전단응력	80.456	90.000	O.K	
Strut-5 2H 250x250x9/14	9.85	휨응력	35.048	156.940	O.K	
		전단응력	50.695	90.000	O.K	
Strut-6 2H 250x250x9/14	11.85	휨응력	35.834	156.940	O.K	
		전단응력	51.833	90.000	O.K	
Strut-7 H 440x300x11/18	13.74	휨응력	56.125	142.373	O.K	
		전단응력	42.940	90.000	O.K	
Strut-8 2H 250x250x9/14	15.60	휨응력	33.316	156.940	O.K	
		전단응력	48.189	90.000	O.K	
Strut-9 2H 250x250x9/14	17.10	휨응력	31.414	156.940	O.K	
		전단응력	45.438	90.000	O.K	

2.6 측면말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우) H 300x305x15/15	-	휨응력	105.169	190.963	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	77.396	204.720	O.K	수평변위	O.K
		전단응력	52.520	123.750	O.K	지지력	O.K

2.7 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	74.063	166.445	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	17.547	147.016	O.K	지지력	O.K

2.8 흙막이벽체설계

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우)	0.00 ~ 17.57	휨응력	131.948	303.750	O.K		
		압축응력	128.256	292.872	O.K		
		전단응력	62.603	174.375	O.K		

2.9 흙막이벽체 수평변위

부 재	시공단계	최대수평변위(mm)	허용수평변위(mm)	비 고
흙막이벽(우)	CS32 : 국회대로 벽체1	23.716	35.140	O.K

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

H Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관), Earth Anchor로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

H Pile

엄지말뚝간격 : 1.20m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
Earth Anchor	-	Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-D:1000x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 440x300x11/18(SS400)	-	
	H 300x305x15/15(SS400)	-	
H-PILE (측벽)	H 300x305x15/15(SM490)	1.20m	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SM490)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x12(SS400)	3.00m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(SS400)	-	
	H 250x250x9/14(SS400)	-	

3.2 재료의 허용응력

가. 강재

[강재의 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		SS400,SM400, SMA400	SM490	SM490Y,SM520, SMA490	SM570,SMA570
축방향 인장 (순단면)		210	285	322.5	405
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 18.6$ 210	$0 < \ell/r \le 16$ 285	$0 < \ell/r \le 15.1$ 322.5	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405
		$18.6 < \ell/r \le 92.8$ $210 - 1.23(\ell/r - 18.6)$	$16 < \ell/r \le 80.1$ $285 - 1.935(\ell/r - 16)$	$15.1 < \ell/r \le 75.5$ $322.5 - 2.33(\ell/r - 15.1)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.285(\ell/r - 13.4)$
		$92.8 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$75.5 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,400+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	210	285	322.5	405
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.6$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.8$ 322.5	$\ell/b \le 3.4$ 405
		$4.6 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.735(\ell/b - 4.6)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.865(\ell/b - 4.0)$	$3.8 < \ell/b \le 27$ $322.5 - 7.035(\ell/b - 3.8)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$
전단응력 (총단면)		120	165	188	233
지압응력		315	428	488	608
용접 강도	공 장	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%
	현 장	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%

종 류		HSB500	HSB600	HSB800	비고
축방향 인장 (순단면)		345	405	570	230x1.5=345 270x1.5=405 380x1.5=570
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 14.6$ 345	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405	$0 < \ell/r \le 18.0$ 570	
		$14.6 < \ell/r \le 73.0$ $345 - 2.58(\ell/r - 14.6)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.29(\ell/r - 13.4)$	$18.0 < \ell/r \le 54.2$ $570 - 6.27(\ell/r - 18)$	
		$73 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,100+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$	$54.2 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{2,300+(\ell/r)^2}$	
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	345	405	570	
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 3.6$ 345	$\ell/b \le 3.4$ 405	$\ell/b \le 5.4$ 570	
		$3.6 < \ell/b \le 27$ $345 - 7.79(\ell/b - 3.6)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$	$5.4 < \ell/b \le 19$ $570 - 18.9(\ell/b - 5.4)$	
전단응력 (총단면)		203	233	330	135x1.5=203 155x1.5=233 220x1.5=330

종 류	축방향 인장 (순단면)	축방향 압축 (총단면)	휨압축응력	지압응력
비 고	140x1.5=210 190x1.5=285 215x1.5=322.5 270x1.5=405	ℓ(mm) : 유효좌굴장 r(mm): 단면회전 반지름	ℓ : 플랜지의 고정점간거리 b : 압축플랜지의 폭	강판과 강판
판두께	40mm이하	40mm이하	40mm이하 $A_w/A_c \leq 2$	40mm이하

나. 강널말뚝

[강널말뚝 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		강널말뚝 (SY30)
휨응력	인장응력	270
	압축응력	270
전단응력		150

다. 볼트

[볼트 허용응력] (MPa)

볼 트 종 류	응력의 종류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	4T 기준
	지 압	315	
고장력 볼트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	
고장력 볼트	전 단	190	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.7.0

나. 탄소성법

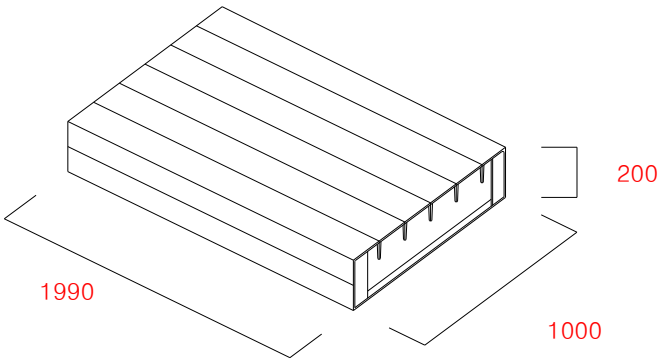
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-D:1000x1990x200

w (kN/piece)	3.550
I_x (mm^4)	83000000
A (mm^2)	17084
Z_x (mm^3)	562000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

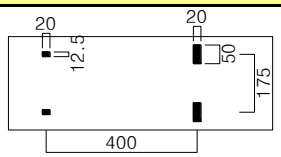
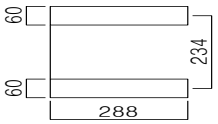
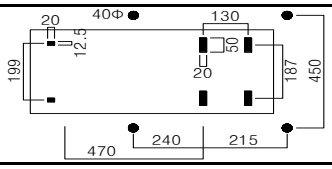
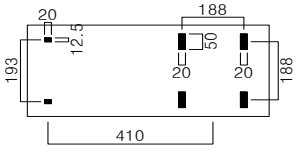
가. 고정하중

w_d = 3.550 × 1 / 1.990

= 1.784 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참고

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량(kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.784 \times 1.990^{2}}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.642 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.784 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 178.175 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.642 × 1000000.000 / 562000 = 157.726 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 178.175 × 1000.000 / 17084 = 10.429 MPa

4.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

▶ fba = 1.25 × 140
= 175.000 MPa

▶ τa = 1.25 × 80
= 100.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 175.000 MPa > f_b = 157.726 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 100.000 MPa > τ = 10.429 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.784 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 83000000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 83000000}$$

= 0.0209001 + 1.662

= 1.682 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

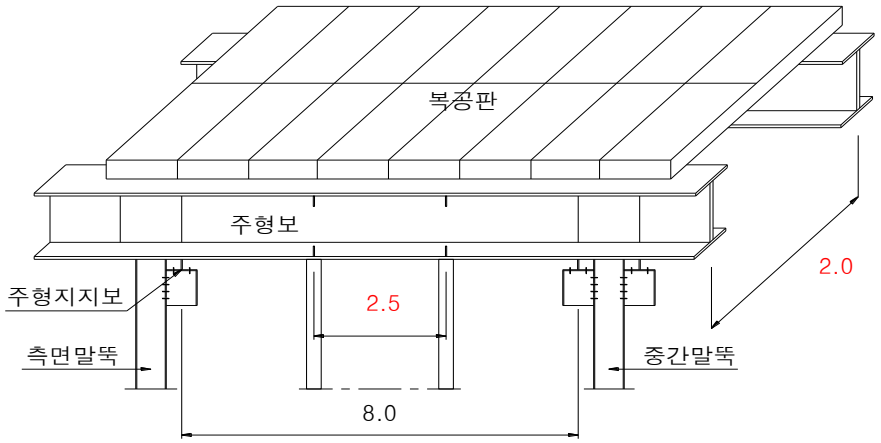
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 1.682 mm ---> O.K

5.주형보 설계

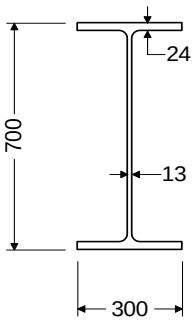
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 8.000 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1850.0
A (mm^2)	23550.0
I_x (mm^4)	2010000000.0
Z_x (mm^3)	5760000.0
A_w (mm^2)	8476.0
E (N/mm^2)	210000.0



5.2 단면력 산정

가. 고정하중

(1) 복 공 판 = 3.550 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.850 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.550 kN/m

M_d = w_d x L^2 / 8 = 5.550 x 8.000 x 8.000 / 8 = 44.400 kN·m

S_d = w_d x L / 2 = 5.550 x 8.000 / 2 = 22.200 kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 8.000)

= 0.313 > 0.3 이므로

∴ Use, i = 0.300 적용

(2) 후륜하중

① DB- 24 : P_{r1} = 96 x (1 + 0.300) = 124.800 kN

② DB- 18 : P_{r2} = 72 x (1 + 0.300) = 93.600 kN

③ DB- 13.5 : P_{r3} = 54 x (1 + 0.300) = 70.200 kN

(3) 전륜하중

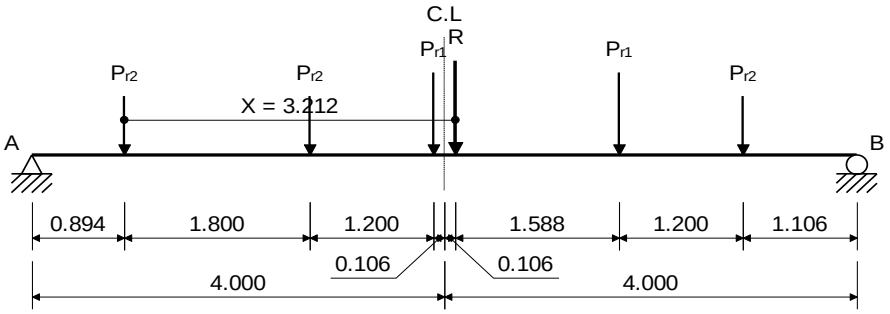
① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

② DB- 18 : P_{f2} = 18 x (1 + 0.300) = 23.400 kN

③ DB- 13.5 : P_{f3} = 13.5 x (1 + 0.300) = 17.550 kN

(4) 차선별 최대 휨모멘트 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 3 = 124.800 x 2 + 93.600 x 3

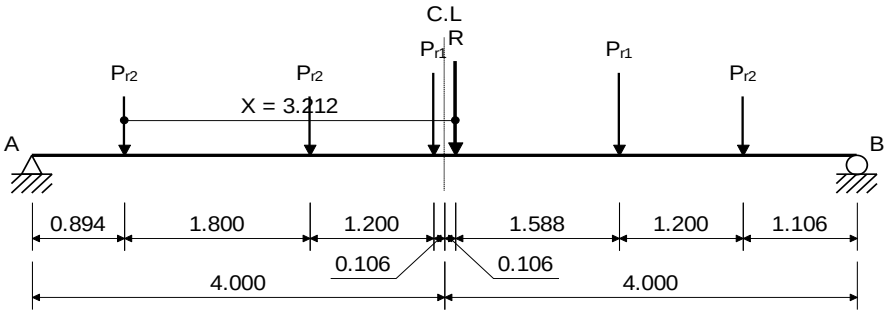
= 530.400 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800 + Pr2 x 6.000) / R

= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800 + 93.600 x 6.000) / 530.400

= 3.212 m

b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 7.106 + Pr2 x 5.306 + Pr1 x 4.106 + Pr1 x 2.306 + Pr2 x 1.106) / L

= (93.600 x 7.106 + 93.600 x 5.306 + 124.800 x 4.106 + 124.800 x 2.306 + 93.600 x 1.106) / 8.000

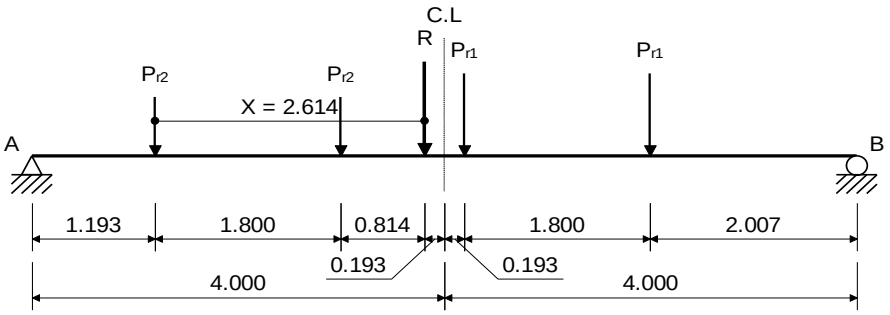
= 258.180 kN

M_l = (Ra x 3.894 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (258.180 x 3.894 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 612.263 kN·m

② 2 차선 재하시 (후륜하중)



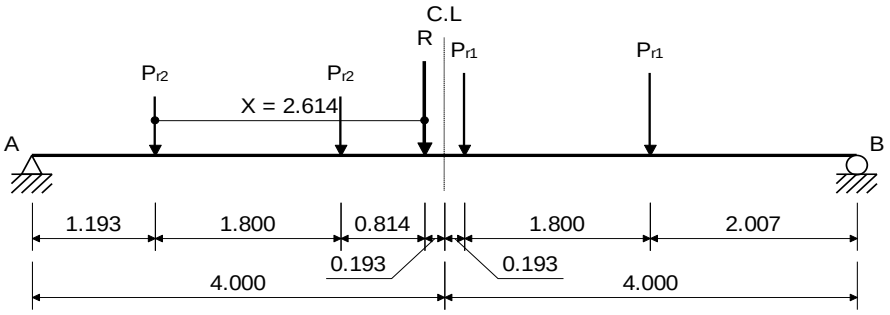
a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 2 = 124.800 x 2 + 93.600 x 2

= 436.800 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800) / R
= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800) / 436.800
= 2.614 m

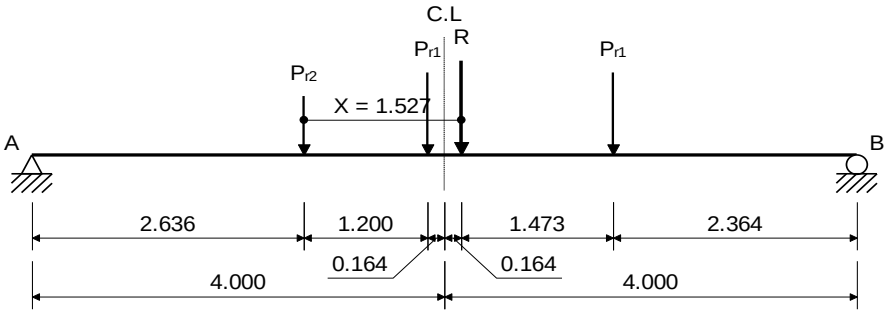
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 6.807 + Pr2 x 5.007 + Pr1 x 3.807 + Pr1 x 2.007) / L
= (93.600 x 6.807 + 93.600 x 5.007 + 124.800 x 3.807 + 124.800 x 2.007) / 8.000
= 228.930 kN

M_l = (Ra x 4.193 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (228.930 x 4.193 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 566.751 kN·m

③ 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

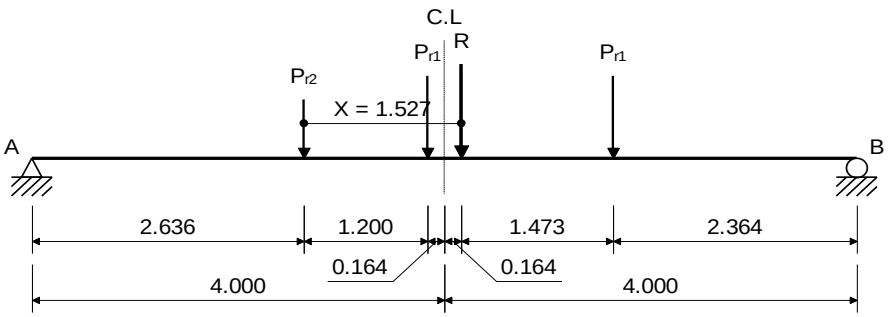


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 1 = 124.800 x 2 + 93.600 x 1
= 343.200 kN

X = (Pr1 x 1.200 + Pr1 x 3.000) / R
= (124.800 x 1.200 + 124.800 x 3.000) / 343.200
= 1.527 m

b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 5.364 + Pr1 x 4.164 + Pr1 x 2.364) / L

= (93.600 x 5.364 + 124.800 x 4.164 + 124.800 x 2.364) / 8.000

= 164.580 kN

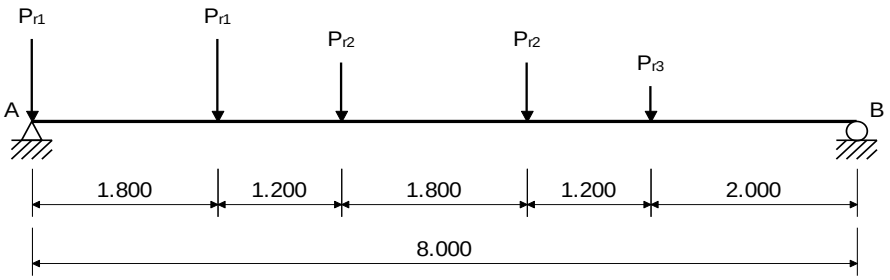
M_l = (Ra x 3.836 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (164.580 x 3.836 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 519.069 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① **2.5** 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 8.000 + Pr1 x 6.200 + Pr2 x 5.000 + Pr2 x 3.200 + Pr3 x 2.000) / L

= (124.800 x 8.000 + 124.800 x 6.200 + 93.600 x 5.000 + 93.600 x 3.200 + 70.200 x 2.000) / 8.000

= 335.010 kN

S_l = 335.010 x **1.00** = 335.010 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 44.400 + 612.263 = 656.663 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 22.200 + 335.010 = 357.210 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 656.663 \times 1000000 / 5760000.0 = 114.004$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 357.210 \times 1000 / 8476 = 42.144$ MPa

5.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (114.004 + 114.004) / 114.004

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.333 − 4.6))

= 147.042 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 147.042 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 147.042 MPa > f_b = 114.004 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 42.144 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

M = $M_{l\,max}$ / (1+i) = 612.263 / 1.300 = 470.972 kN·m

w = 8 x M / L^2 = 8 x 470.972 / (8.00 x 8.00) = 58.871 kN/m

δ_l = 5 x w x L^4 / (384 x E x I_x)

= 5 x 58.871 x 8000.0 ^{4} / (384 x 210000 x 2010000000)

= 7.439 mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (8000.0 / 400 , 25)

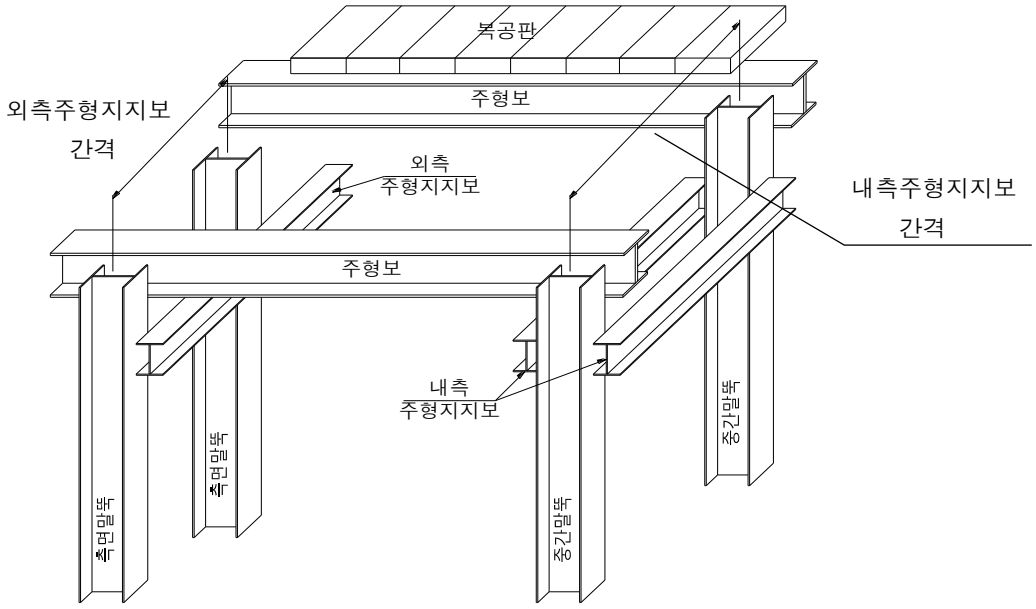
= 20.000 mm > δ_l = 7.439 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(중앙)

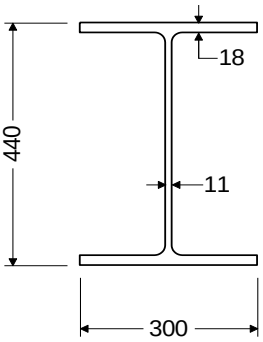
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

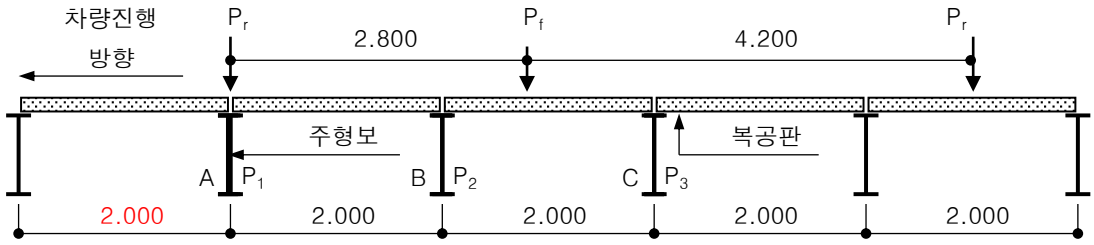


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



나. 주형보 반력 **case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하**



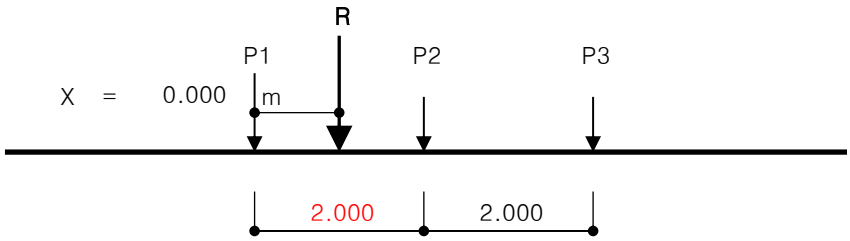
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 22.200 + 335.010 = 357.210 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000

= 22.200 + 83.753 x 1.200 / 2.000 = 72.452 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

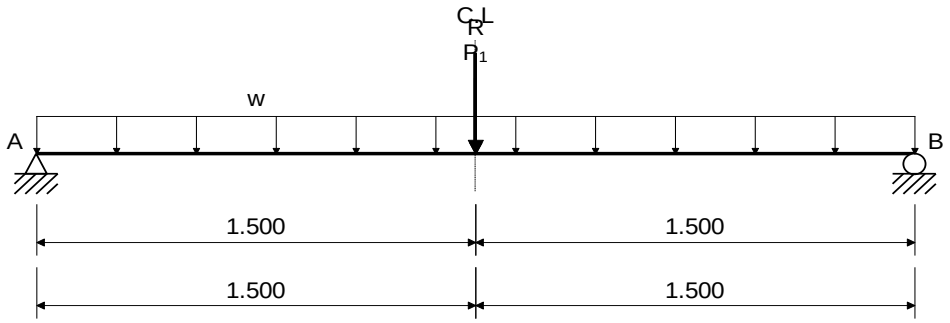


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 357.210
= 357.210 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 357.210
= 0.000 m

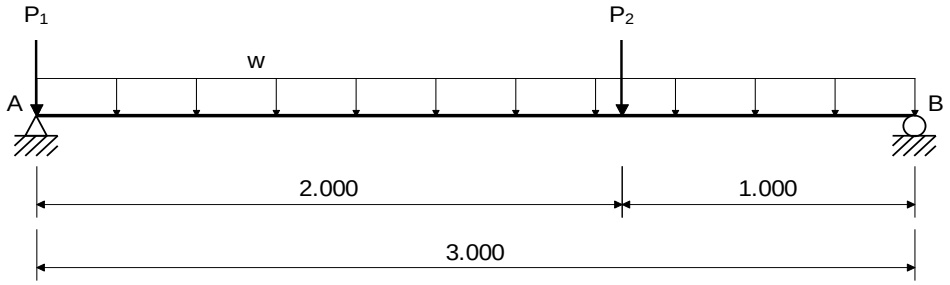
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.500) / L
= (357.210 x 1.500) / 3.000
= 178.605 kN

M_{max} = (Ra x 1.500) + w x L^2 / 8
= (178.605 x 1.500) + 1.212 x 3.00^2 / 8
= 269.271 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (357.210 x 3.000 + 72.451 x 1.000) / 3.000
= 381.361 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 381.361 + 1.212 x 3.00 / 2
= 383.178 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 269.271 x 1000000 / 2550000.0 = 105.596 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 383.178 x 1000 / 4444 = 86.224 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140
= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (105.596 + 105.596) / 105.596
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300
= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))
= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80
= 90.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 105.596 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 86.224 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.25 x 0.9 x 100 = 112.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 383178 / (112.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

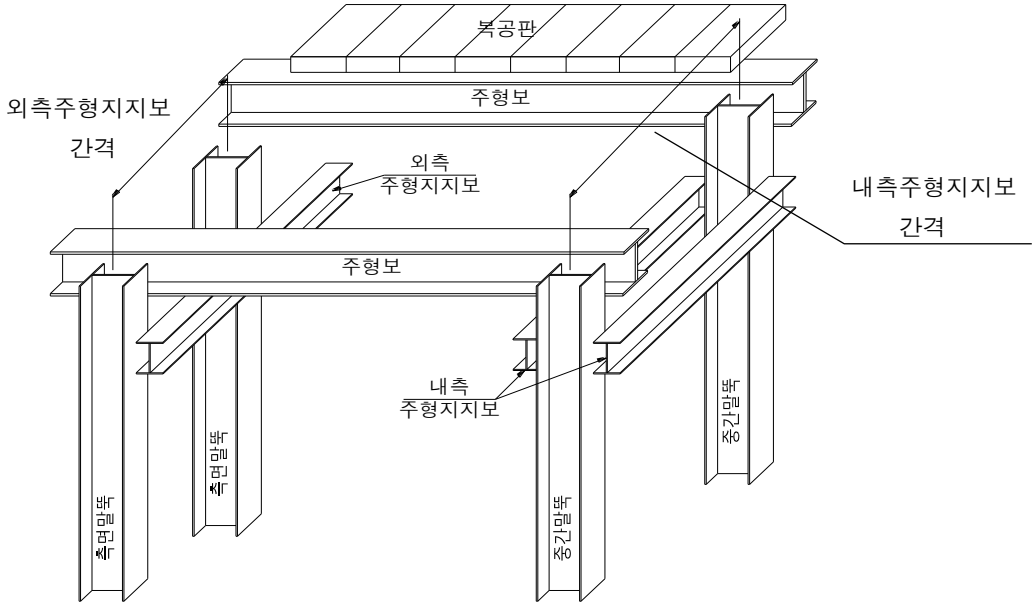
= 7.53 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 7.53 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(측벽)

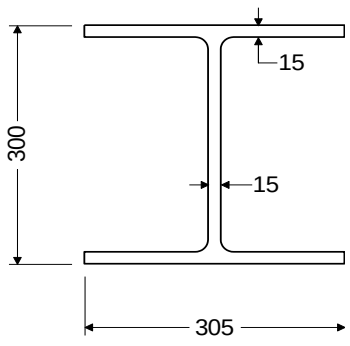
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 1.20 m

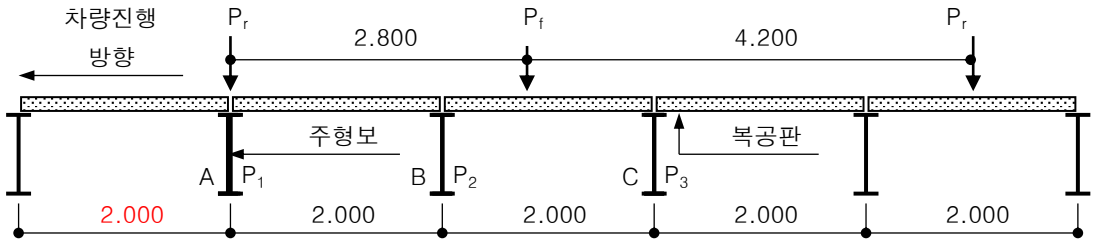


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



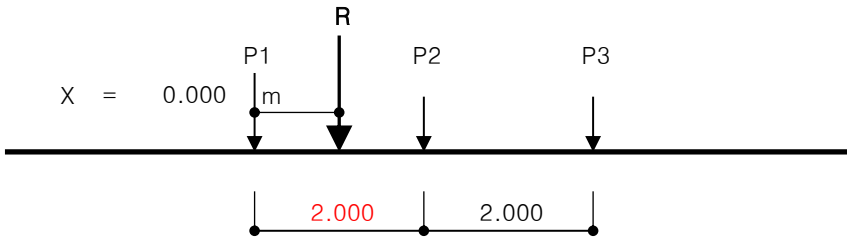
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 22.200 + 335.010 = 357.210 kN

다. 최대 휨모멘트 산정



① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1

= 357.210

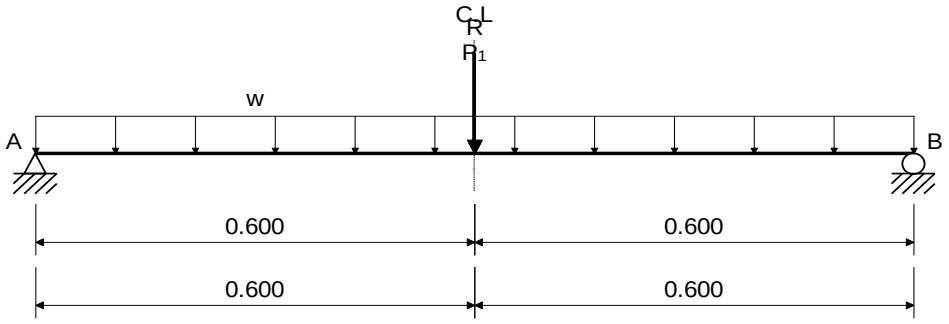
= 357.210 kN

X = (0.000) / R

= (0.000) / 357.210

= 0.000 m

② 최대 휨모멘트



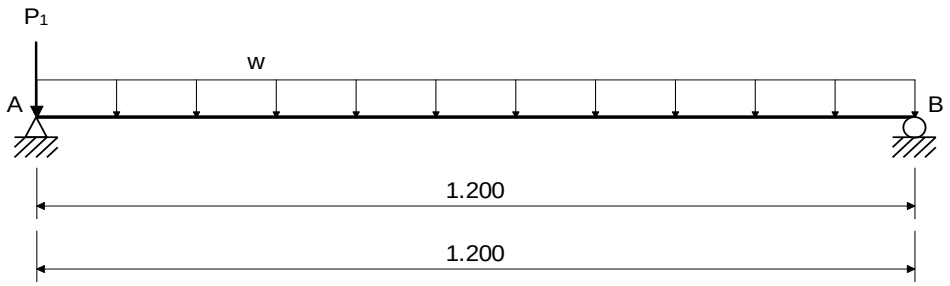
R_a = (P_1 x 0.600) / L

= (357.210 x 0.600) / 1.200

= 178.605 kN

M_{max} = (Ra x 0.600) + w x L² / 8
= (178.605 x 0.600) + 1.038 x 1.20² / 8
= 107.350 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 1.200) / L
= (357.210 x 1.200) / 1.200
= 357.210 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 357.210 + 1.038 x 1.20 / 2
= 357.833 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 107.350 x 1000000 / 1440000.0 = 74.548 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 357.833 x 1000 / 4050 = 88.354 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140
= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (74.548 + 74.548) / 74.548
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 305

= 3.934 ---> L/B ≤ 4.6 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 74.548 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 88.354 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.25 x 0.9 x 100 = 112.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 357833 / (112.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 7.03 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 7.03 ea ---> O.K

7.지보재 설계

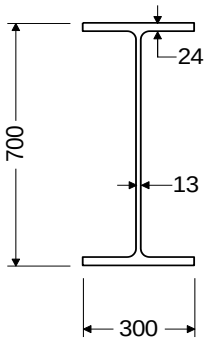
7.1 Strut 설계 (Strut-1)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1812.924
A (mm^2)	23550
I_x (mm^4)	2010000000
Z_x (mm^3)	5760000
R_x (mm)	293.0
R_y (mm)	67.8



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 71.351 kN/m ---> Strut-1 (CS20 : Peck)
= 71.351 x 2.00 / 1 단
= 142.702 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 142.702 + 120.0 = 262.702 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 35.156 x 1000000 / 5760000.0 = 6.104 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 262.702 x 1000 / 23550 = 11.155 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 18.750 x 1000 / 8476 = 2.212 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 1.417

Φ = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (17.259 − 5.052) / 17.259

= 0.707

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L_x / R_x = 7500 / 293

25.597 ---> $18.6 < Lx/Rx \le 92.8$ 이므로

f_{cagx} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (25.597 − 18.6))

= 151.045 MPa

f_{cax} = $f_{cagx} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 151.045 MPa

L_y / R_y = 7500 / 67.8

110.619 ---> $92.8 < Ly/Ry$ 이므로

f_{cagy} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / ($6700 + 110.619^2$)

= 71.290 MPa

f_{cay} = $f_{cagy} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 71.290 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 71.290 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 7500 / 300

= 25.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (25.000 − 4.6))

= 100.355 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 100.355 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (25.597)^2

= 2060.376 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 71.290 MPa > f_c = 11.155 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 100.355 MPa > f_b = 6.104 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 2.212 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{11.155}{71.290} + \frac{6.104}{100.355 \times (1 - (11.155 / 2060.376))}$$

$$= 0.218 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 11.155 + \frac{6.104}{1 - (11.155 / 2060.376)}$$

$$= 17.292 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.218 , 0.110)

= 0.218 < 1.0 ---> O.K

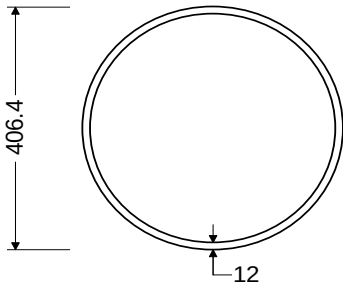
7.2 Strut 설계 (Strut-2)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 130.329 kN/m ---> Strut-2 (CS34 : 국회대로 벽체2)
= 130.329 x 3.00 / 1 단
= 390.986 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 390.986 + 120.0 = 510.986 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 35.156 x 1000000 / 1424000.0 = 24.688 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 510.986 x 1000 / 14868.5 = 34.367 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.750 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.521 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.084 x 12)

= 15.627 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.084

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (59.055 − 9.679) / 59.055

= 0.836 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7500 / 139.5

53.763 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (53.763 − 18.6))

= 125.062 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}

= 125.062 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (53.763)^2

= 467.046 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 125.062 MPa > f_c = 34.367 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 24.688 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.521 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{34.367}{125.062} + \dfrac{24.688}{157.500 \times (1 - (34.367 / 467.046))}$

= 0.444 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 34.367 + \frac{24.688}{1 - (34.367 / 467.046)}$$

$$= 61.016 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.444 , 0.387)

= 0.444 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{59.055}{125.062} + \left\{ \frac{2.521}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.473 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

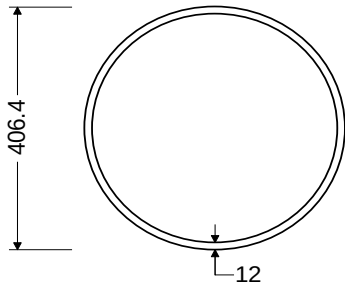
7.3 Strut 설계 (Strut-3)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 209.433 kN/m ---> Strut-3 (CS30 : 국회대로 기초)
= 209.433 x 3.00 / 1 단
= 628.298 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 628.298 + 120.0 = 748.298 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 35.156 x 1000000 / 1424000.0 = 24.688 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 748.298 x 1000 / 14868.5 = 50.328 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.750 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.521 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.066 x 12)

= 15.888 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.066

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (75.016 − 25.639) / 75.016

= 0.658 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7500 / 139.5

53.763 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (53.763 − 18.6))

= 125.062 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 125.062 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (53.763)^2

= 467.046 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 125.062 MPa > f_c = 50.328 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 24.688 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.521 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{50.328}{125.062} + \dfrac{24.688}{157.500 \times (1 - (50.328 / 467.046))}$

= 0.578 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 50.328 + \frac{24.688}{1 - (50.328 / 467.046)}$$

$$= 77.998 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.578 , 0.495)

= 0.578 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{75.016}{125.062} + \left\{ \frac{2.521}{89.387} \right\}^2$$

= 0.601 < 1.0 ---> O.K

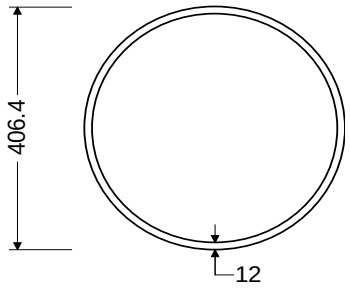
7.4 Strut 설계 (Strut-4)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 258.228 kN/m ---> Strut-4 (CS29 : 앵커1단 해체)
= 258.228 x 3.00 / 1 단
= 774.683 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 774.683 + 120.0 = 894.683 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 35.156 x 1000000 / 1424000.0 = 24.688 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 894.683 x 1000 / 14868.5 = 60.173 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.750 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.521 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.058 x 12)

= 16.002 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.058

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (84.861 − 35.485) / 84.861

= 0.582 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7500 / 139.5

53.763 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (53.763 − 18.6))

= 125.062 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 125.062 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (53.763)^2

= 467.046 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 125.062 MPa > f_c = 60.173 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 24.688 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.521 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{60.173}{125.062} + \dfrac{24.688}{157.500 \times (1 - (60.173 / 467.046))}$

= 0.661 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 60.173 + \frac{24.688}{1 - (60.173 / 467.046)}$$

$$= 88.513 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.661 , 0.562)

= 0.661 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{84.861}{125.062} + \left\{ \frac{2.521}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.679 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

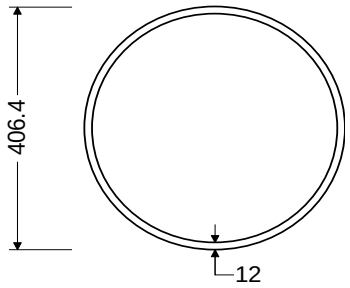
7.5 Strut 설계 (Strut-7)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 137.819 kN/m ---> Strut-7 (CS15 : 굴착 16.1 m)
= 137.819 x 3.00 / 1 단
= 413.457 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 413.457 + 120.0 = 533.457 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 35.156 x 1000000 / 1424000.0 = 24.688 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 533.457 x 1000 / 14868.5 = 35.878 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.750 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.521 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.082 x 12)

= 15.657 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.082

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (60.567 − 11.190) / 60.567

= 0.815 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7500 / 139.5

53.763 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (53.763 − 18.6))

= 125.062 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 125.062 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (53.763)^2

= 467.046 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 125.062 MPa > f_c = 35.878 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 24.688 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.521 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{35.878}{125.062} + \dfrac{24.688}{157.500 \times (1 - (35.878 / 467.046))}$

= 0.457 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 35.878 + \frac{24.688}{1 - (35.878 / 467.046)}$$

$$= 62.621 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.457 , 0.398)

= 0.457 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{60.567}{125.062} + \left\{ \frac{2.521}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.485 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

7.6 Earth Anchor 설계 (Strut-5, Strut-6, Strut-8, Strut-9)

가. 설계제원

(1) 사용앵커 : P.C strand ϕ12.7mm 4-wire (SWPC7B) : 4 ea

A_p (mm^2)	394.84	f_{py} (N/mm^2)	1570.0
D_s (mm)	12.70	f_{pu} (N/mm^2)	1860.0
천공경, D (mm)	100.0	E_p (N/mm^2)	200000

(2) ANCHOR의 허용인장력

구 분		사용기간	인장재 극한하중 (f_{pu})에 대하여	인장재 항복하중 (f_{py})에 대하여	적용
일 시 앵 커		2년 미만	0.65 f_{pu}	0.80 f_{py}	×
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	0.60 f_{pu}	0.75 f_{py}	O
	지진시	2년 이상	0.75 f_{pu}	0.90 f_{py}	×

(3) 허용인장강도 : P_a = Min. (0.60 x f_{pu} x A_p , 0.75 x f_{py} x A_p)

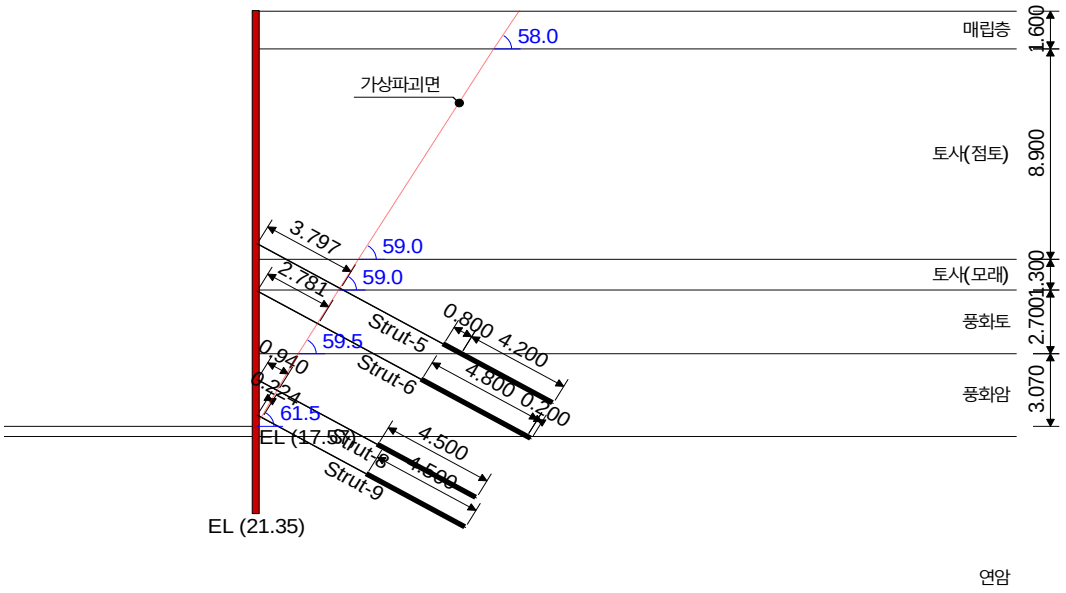
= Min. (0.60 x 1860.0 x 394.84 ,

0.75 x 1570.0 x 394.84)

= Min. (440641.4 , 464924.1) N

= 440.641 kN

나. EARTH ANCHOR 자유장 산정



▶ 적용자유장(L_f) 산정

구분	설치위치 (GL.-m)	필요 자유장 L_{freq} (m)	안전거리 L_u (m)	적용 자유장 L_f (m)	판 정
Strut-5	9.850	3.797	2.636	8.500	O.K
Strut-6	11.850	2.781	2.636	7.500	O.K
Strut-8	15.600	0.940	2.636	5.500	O.K
Strut-9	17.100	0.224	2.636	5.000	O.K

다. 강선의 초기 긴장력 산정

(1) 소요설계축력 ($T_{req} = R_{max}$ x Anchor 수평간격)

구 분	설치위치 (GL.-m)	최대축력 R_{max} (kN/m,ea)	Anchor 수평간격(m)	설치각 (°)	소요설계축력 T_{req} (kN/ea)
Strut-5	9.850	252.938	1.200	30	303.526
Strut-6	11.850	256.828	1.200	30	308.193
Strut-8	15.600	227.362	1.200	30	272.834
Strut-9	17.100	208.333	1.200	30	250.000

(2) 긴장력의 감소량 산정

① 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Pp = \Delta fps \times A_p \times N = E_p \times \Delta L \times A_p \times N / L$

여기서, ΔPp = 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfps = P.C 강선의 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

L = 자유장 + 0.5 m

ΔL = 정착장치의 P.C 강선의 활동량 (mm)

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	Ep (N/mm^2)	ΔL (mm)	A_p (mm^2)	N (ea)	L (m)	ΔP_p (N)
9.850	200000	3.0	98.71	4	9.0	26322.667
11.850	200000	3.0	98.71	4	8.0	29613.000
15.600	200000	3.0	98.71	4	6.0	39484.000
17.100	200000	3.0	98.71	4	5.5	43073.455

② RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Ppr = \Delta fpr \times A_p \times N = r \times fpt \times A_p \times N$

여기서, ΔPpr = RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfpr = P.C 강선의 RELAXATION에 의한 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

fpt = 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (N/mm^2)

= 0.80 x f_{py}

= 0.80 x 1570.0

= 1256.0 N/mm^2

r = P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (%)

설치위치 (GL.-m)	r (%)	f_{pt} (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	ΔP_{pr} (N)
9.850	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
11.850	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
15.600	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
17.100	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952

③ 손실을 감안한 초기긴장력(JACKING FORCE)

JFreq = Treq + Δ Pp + Δ Ppr

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	ΔP_p (kN)	ΔP_{pr} (kN)	JF_{req} (kN)
9.850	303.526	26.323	24.796	354.644
11.850	308.193	29.613	24.796	362.602
15.600	272.834	39.484	24.796	337.114
17.100	250.000	43.073	24.796	317.869

④ strand 소요갯수 산정

$n_{req} = JF_{req} / P_a$

설치위치 (GL.-m)	손실을 감안한 초기 긴장력(JF_{req},kN/ea)	허용인장강도 P_a (kN)	N (ea)	N_{req} (ea)	비 고
9.850	354.644	110.160	4	3.219	O.K
11.850	362.602	110.160	4	3.292	O.K
15.600	337.114	110.160	4	3.060	O.K
17.100	317.869	110.160	4	2.886	O.K

라. EARTH ANCHOR 정착장 산정

▶ 앵커 내력의 안전률 (Fs)

구 분		사용기간	극한 인발력(fug)에 대한 안전률
일 시 앵 커		2년 미만	1.5
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	2.5
	지진시	2년 이상	1.5 ~ 2.0

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τ_a)

지 반 종 류	장기허용부착응력 (kN/m^2)	단기허용부착응력 (kN/m^2)
토 사	500	700
암 반	700	1000

▶ 마찰저항장(L_{a1})과 부착저항장(L_{a2}) 중 큰 값 적용하며, 진행파괴성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정식

$$La1 = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$$

▶ 부착저항장(L_{a2}) 산정식

$$La2 = \frac{T}{\pi \times N \times D_s \times \tau_a}$$

여기서, T = 설계축력 (kN)
Fs = 안전률
D = 앵커체 지름 (mm)
τ_u = 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (kN/m^2)
N = strand 사용갯수 (ea)
D_s = strand 지름 (mm)
τ_a = 인장재의 허용부착응력 (kN/m^2)

▶ 마찰저항장(L_{a1})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_{a1} (m)
9.850	303.526	2.5	100.0	600.0	4.026
11.850	308.193	2.5	100.0	600.0	4.088
15.600	272.834	2.5	100.0	600.0	3.619
17.100	250.000	2.5	100.0	600.0	3.316

▶ 부착저항장(L_{a2})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	N (ea)	D_s (mm)	τ_a (kN/m^2)	L_{a2} (m)
9.850	303.526	4.0	12.70	500.0	3.804
11.850	308.193	4.0	12.70	500.0	3.862
15.600	272.834	4.0	12.70	500.0	3.419
17.100	250.000	4.0	12.70	500.0	3.133

▶ 적용정착장(L_a) 산정

설치위치 (GL.-m)	마찰저항장(L_{a1})	부착저항장(L_{a2})	적용정착장(L_a)	판 정
9.850	4.026	3.804	5.0	O.K
11.850	4.088	3.862	5.0	O.K
15.600	3.619	3.419	4.5	O.K
17.100	3.316	3.133	4.5	O.K

▶ 총 소요장 산정 (L)

설치위치 (GL.-m)	적용자유장 L_f (m)	여유장 L_e (m)	적용정착장 L_a (m)	총 소요장 L (m)
9.850	8.500	1.500	5.000	15.000
11.850	7.500	1.500	5.000	14.000
15.600	5.500	1.500	4.500	11.500
17.100	5.000	1.500	4.500	11.000

마. ELONGATION 산정

$L_{el} = JF_{req} \times L / E_p \times A_p \times N$

여기서, L_{el} = 신장량 (mm)

JFreq = JACKING FORCE (kN)

L = 자유장 + 0.5 m

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	JF_{req} (kN)	L (m)	E_p (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	L_{el} (mm)
9.850	354.644	9.0	200000	98.71	4	40.419
11.850	362.602	8.0	200000	98.71	4	36.734
15.600	337.114	6.0	200000	98.71	4	25.614
17.100	317.869	5.5	200000	98.71	4	22.139

바. EARTH ANCHOR 제원표

설치위치 (GL.-m)	수평간격 (m)	설치각 (°)	적용자유장 (m)	여유장 (m)	적용정착장 (m)	JF_{req} (kN)
9.850	1.20	30.0	8.500	1.500	5.000	354.644
11.850	1.20	30.0	7.500	1.500	5.000	362.602
15.600	1.20	30.0	5.500	1.500	4.500	337.114
17.100	1.20	30.0	5.000	1.500	4.500	317.869

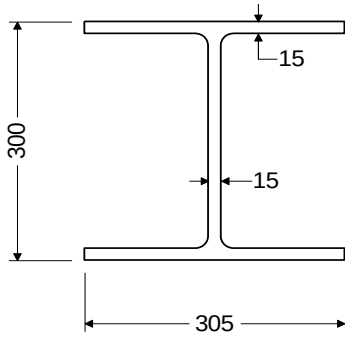
8.띠장 설계

8.1 Strut-1 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

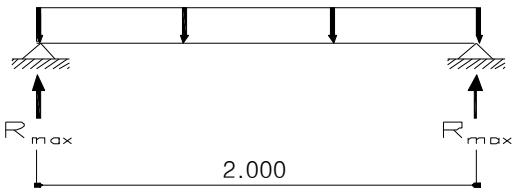
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 71.351 kN/m ---> Strut-1 (CS20 : Peck)

P = 71.351 × 2.00 m / 1 ea = 142.702 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 142.702 / (13 × 2.000)
= 65.862 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 65.862 × 2.000^2 / 8
= 32.931 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 65.862 × 2.000 / 2
= 65.862 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 32.931 x 1000000 / 1440000.0 = 22.869 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 65.862 x 1000 / 4050 = 16.262 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (22.869 + 22.869) / 22.869

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.557 − 4.6))

= 152.017 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.017 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.017 MPa > f_b = 22.869 MPa ---> O.K

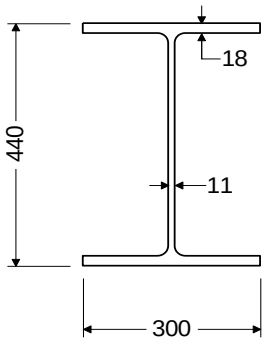
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 16.262 MPa ---> O.K

8.2 Strut-2 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

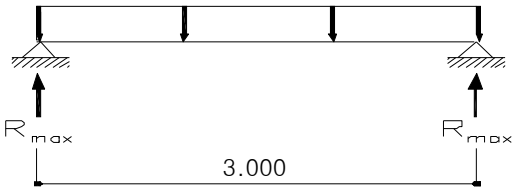
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 130.329 kN/m ---> Strut-2 (CS34 : 국회대로 벽체2)

P = 130.329 × 3.00 m / 1 ea = 390.986 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 390.986 / (13 × 3.000)
= 120.303 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 120.303 × 3.000^2 / 8
= 135.341 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 120.303 × 3.000 / 2
= 180.455 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 135.341 x 1000000 / 2550000.0 = 53.075 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 180.455 x 1000 / 4444 = 40.606 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (53.075 + 53.075) / 53.075$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 53.075 MPa ---> O.K

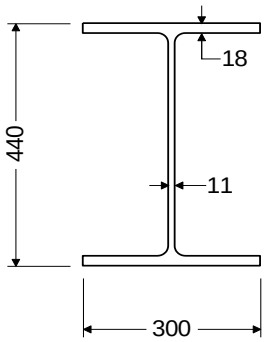
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 40.606 MPa ---> O.K

8.3 Strut-3 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

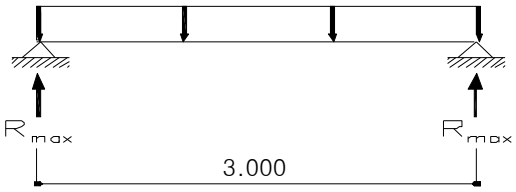
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 209.433 kN/m ---> Strut-3 (CS30 : 국회대로 기초)

P = 209.433 × 3.00 m / 1 ea = 628.298 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 628.298 / (13 × 3.000)
= 193.322 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 193.322 × 3.000 ^{2} / 8
= 217.488 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 193.322 × 3.000 / 2
= 289.984 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 217.488 x 1000000 / 2550000.0 = 85.289 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 289.984 x 1000 / 4444 = 65.253 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (85.289 + 85.289) / 85.289

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 85.289 MPa ---> O.K

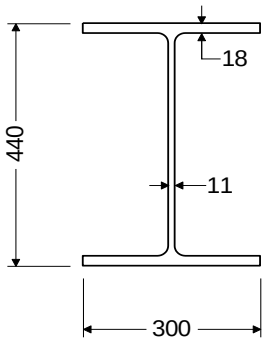
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 65.253 MPa ---> O.K

8.4 Strut-4 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

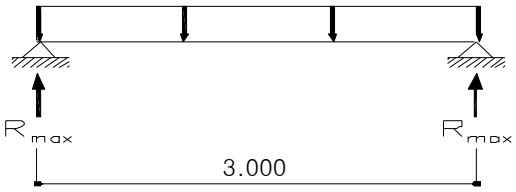
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 258.228 kN/m ---> Strut-4 (CS29 : 앵커1단 해체)

P = 258.228 × 3.00 m / 1 ea = 774.683 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 774.683 / (13 × 3.000)
= 238.364 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 238.364 × 3.000 ^{2} / 8
= 268.159 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 238.364 × 3.000 / 2
= 357.546 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 268.159 x 1000000 / 2550000.0 = 105.161 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 357.546 x 1000 / 4444 = 80.456 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (105.161 + 105.161) / 105.161

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 105.161 MPa ---> O.K

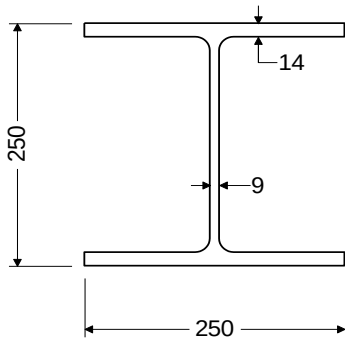
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 80.456 MPa ---> O.K

8.5 Strut-5 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

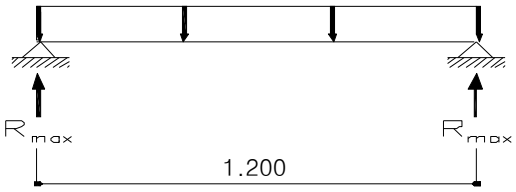
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



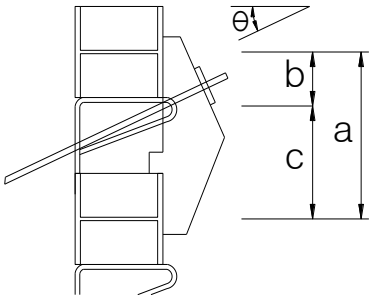
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 354.644 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 354.644 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 219.459$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 219.459 / (13 \times 1.200)$
$= 168.815$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 168.815 \times 1.200^2 / 8$
$= 30.387$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 168.815 \times 1.200 / 2$
$= 101.289$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 30.387 x 1000000 / 867000.0 = 35.048 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 101.289 x 1000 / 1998 = 50.695 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (35.048 + 35.048) / 35.048

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 156.940 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 156.940 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 156.940 MPa > f_b = 35.048 MPa ---> O.K

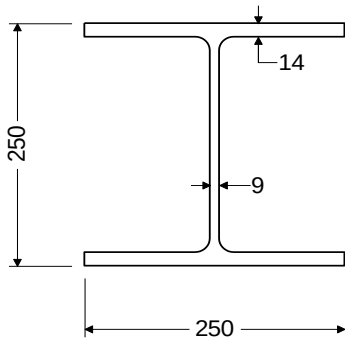
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 50.695 MPa ---> O.K

8.6 Strut-6 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

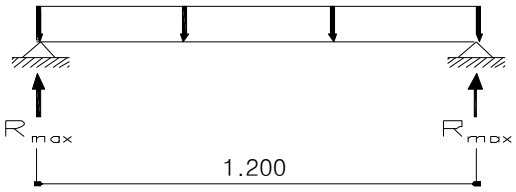
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



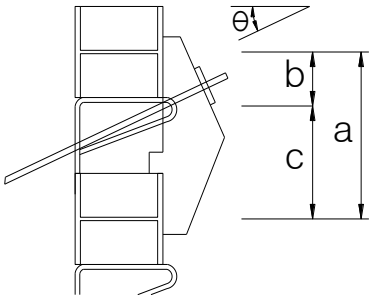
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 362.602 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 362.602 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 224.383$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 224.383 / (13 \times 1.200)$
$= 172.603$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 172.603 \times 1.200^2 / 8$
$= 31.068$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 172.603 \times 1.200 / 2$
$= 103.562$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 31.068 x 1000000 / 867000.0 = 35.834 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 103.562 x 1000 / 1998 = 51.833 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (35.834 + 35.834) / 35.834

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 156.940 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 156.940 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 156.940 MPa > f_b = 35.834 MPa ---> O.K

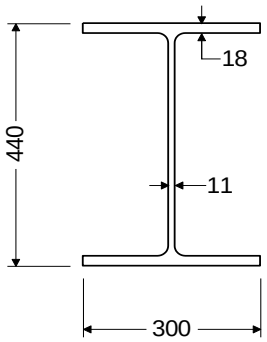
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 51.833 MPa ---> O.K

8.7 Strut-7 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

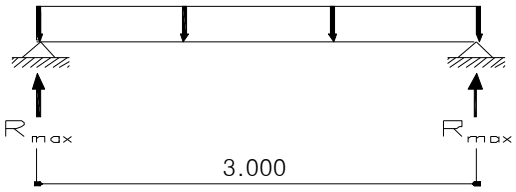
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 137.819 kN/m ---> Strut-7 (CS15 : 굴착 16.1 m)

P = 137.819 × 3.00 m / 1 ea = 413.457 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 413.457 / (13 × 3.000)
= 127.218 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 127.218 × 3.000^2 / 8
= 143.120 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 127.218 × 3.000 / 2
= 190.826 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 143.120 x 1000000 / 2550000.0 = 56.125 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 190.826 x 1000 / 4444 = 42.940 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (56.125 + 56.125) / 56.125$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 56.125 MPa ---> O.K

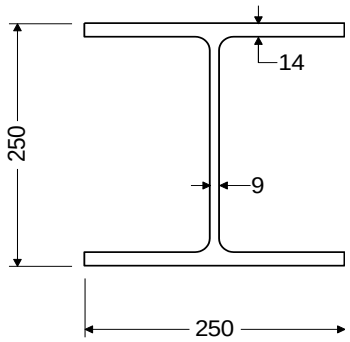
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 42.940 MPa ---> O.K

8.8 Strut-8 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

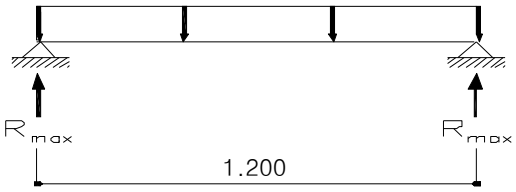
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



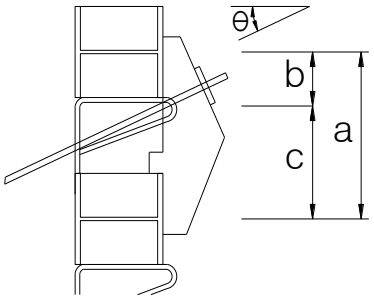
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 337.114 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 337.114 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 208.611$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 208.611 / (13 \times 1.200)$
$= 160.470$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 160.470 \times 1.200^2 / 8$
$= 28.885$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 160.470 \times 1.200 / 2$
$= 96.282$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 28.885 x 1000000 / 867000.0 = 33.316 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 96.282 x 1000 / 1998 = 48.189 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (33.316 + 33.316) / 33.316

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 156.940 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 156.940 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 156.940 MPa > f_b = 33.316 MPa ---> O.K

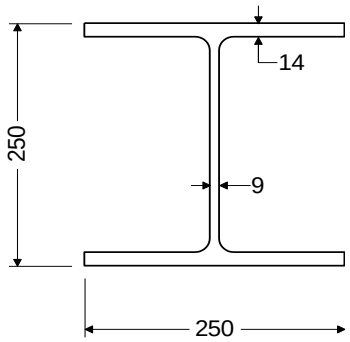
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 48.189 MPa ---> O.K

8.9 Strut-9 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

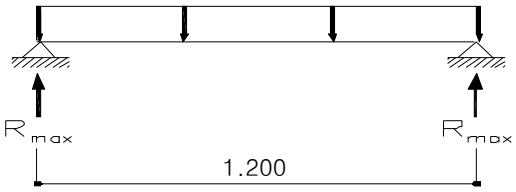
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



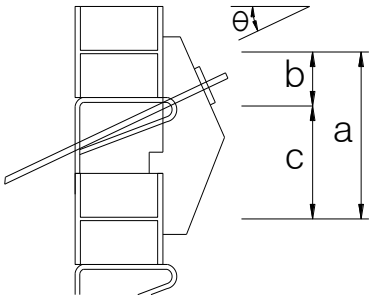
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 317.869 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 317.869 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 196.702$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 196.702 / (13 \times 1.200)$
$= 151.309$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 151.309 \times 1.200^{2} / 8$
$= 27.236$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 151.309 \times 1.200 / 2$
$= 90.786$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 27.236 x 1000000 / 867000.0 = 31.414 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 90.786 x 1000 / 1998 = 45.438 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (31.414 + 31.414) / 31.414

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 156.940 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 156.940 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 156.940 MPa > f_b = 31.414 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 45.438 MPa ---> O.K

9.측면말뚝 설계

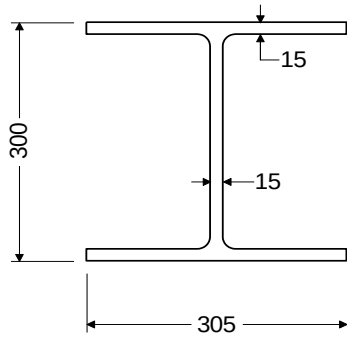
9.1 흙막이벽(우)

가. 설계제원

(1) 측면말뚝의 설치간격 : 1.200 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
A_w (mm^2)	4050
R_x (mm)	126



나. 단면력 산정

가. 주형보 반력	=	357.210	kN			
나. 주형 지지보의 자중	=	1.300	kN			
다. 측면말뚝 자중	=	22.600	kN			
라. 버팀보 자중	=	32.100	kN			
마. 띠장 자중	=	11.200	kN			
바. 지보재 수직분력	=	474.072	×	1.200	=	568.886 kN
사. 지장물 자중	=	50.000	kN			
∑ P_s	=	1043.296	kN			

최대모멘트, M_{max} = 126.202 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS29 : 앵커1단 해체)

최대전단력, S_{max} = 177.255 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS29 : 앵커1단 해체)

▶ Pmax = 1043.296 kN

▶ Mmax = 126.202 × 1.200 = 151.443 kN·m

▶ Smax = 177.255 × 1.200 = 212.706 kN

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 151.443 x 1000000 / 1440000.0 = 105.169 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1043.296 x 1000 / 13480 = 77.396 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 212.706 x 1000 / 4050 = 52.520 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190

= 213.750 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 2.013

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (182.565 − −27.773) / 182.565

= 1.152

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 190.000

= 213.750 MPa

L / R = 2800 / 126

22.222 ---> 16 < Lx/Rx ≤ 80.1 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (22.222 − 16))

= 204.720 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 204.720 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2800 / 305

= 9.180 ---> 4 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 3.91 x (9.180 − 4))

= 190.963 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 190.963 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (22.222)^2

= 2733.750 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 110

= 123.750 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 204.720 MPa > f_c = 77.396 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 190.963 MPa > f_b = 105.169 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 123.750 MPa > τ = 52.520 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{77.396}{204.720} + \frac{105.169}{190.963 \times (1 - (77.396 / 2733.750))}$

= 0.945 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 77.396 + \frac{105.169}{1 - (77.396 / 2733.750)}$$

$$= 185.629 < f_{cal} = 213.750 \quad ---> \quad O.K$$

∴ 안전율 = Max.(0.945 , 0.868)
= 0.945 < 1.0 ---> O.K

바. 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 = 23.7 mm ---> 흙막이벽(우) (CS32 : 국회대로 벽체1)

▶ 허용수평변위 = 최종 굴착깊이의 0.2 %
= 17.570 x 1000 x 0.002 = 35.140 mm

∴ 최대 수평변위 < 허용 수평변위 ---> O.K

사. 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 1043.30 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 140 \cdot q_u^{(1/2)} \cdot A_t^{(2/5)} \cdot A_i^{(1/3)}$

여기서, q_u(암석의 일축압축강도) = 1019.716 $tonf/m^2$

A_t(말뚝선단부 순단면적) = 0.01350 m^2

A_i(말뚝선단부 선단 심부면적) = 0.07800 m^2

$= 140 \times 1019.716^{1/2} \times 0.01350^{2/5} \times 0.07800^{1/3}$

= 341.350 tonf

= 3347.50 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 3347.50 / 2.0
= 1673.748 kN

∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

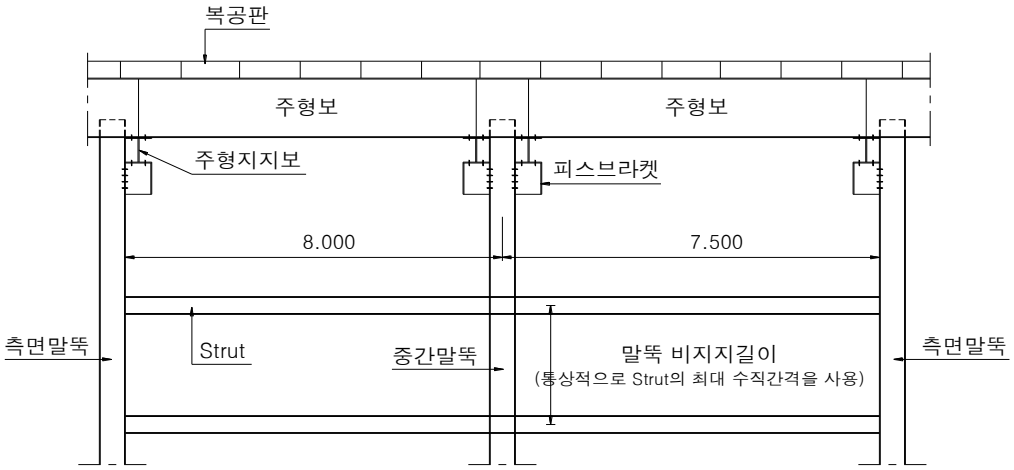
10.중간말뚝 설계

10.1 설계제원

가. 계산지간 : 8.000 + 7.500 = 15.500 m

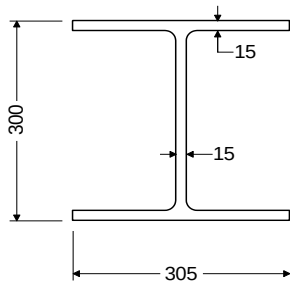
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



10.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 22.600 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 7.440 kN

(3) 버팀보 자중 = 24.100 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.100 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 4.820 kN

$\sum P_s$ = 60.060 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.550 x 8.000) / 2 = 22.200 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.550 x 7.500) / 2 = 20.813 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 7.500)

= 0.316 > 0.3 이므로

∴ Use, i = 0.300 적용

라. 전륜,후륜하중에 의한 활하중

(1) 후륜하중

① DB- 24 : P_{r1} = 96 x (1 + 0.300) = 124.800 kN

② DB- 18 : P_{r2} = 72 x (1 + 0.300) = 93.600 kN

③ DB- 13.5 : P_{r3} = 54 x (1 + 0.300) = 70.200 kN

(2) 전륜하중

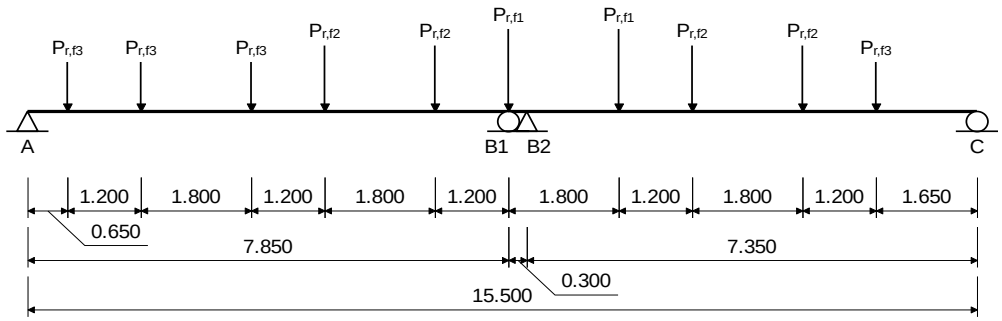
① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

② DB- 18 : P_{f2} = 18 x (1 + 0.300) = 23.400 kN

③ DB- 13.5 : P_{f3} = 13.5 x (1 + 0.300) = 17.550 kN

마. 활하중 산정 **(차량진행방향에 직각)**

① **2.5** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 7.850 + 93.600 x 6.650 + 93.600 x 4.850 + 70.200 x 3.650 + 70.200 x 1.850 + 70.200 x 0.650) / 7.850

= 316.918 kN

R_{B2} = (124.800 x 5.850 + 93.600 x 4.650 + 93.600 x 2.850 + 70.200 x 1.650) / 7.350

= 210.600 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 316.918 x 1.00 = 316.918 kN

P_{r2} = 210.600 x 1.00 = 210.600 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 7.850 + 23.400 x 6.650 + 23.400 x 4.850 + 17.550 x 3.650 + 17.550 x 1.850 + 17.550 x 0.650) / 7.850

= 79.230 kN

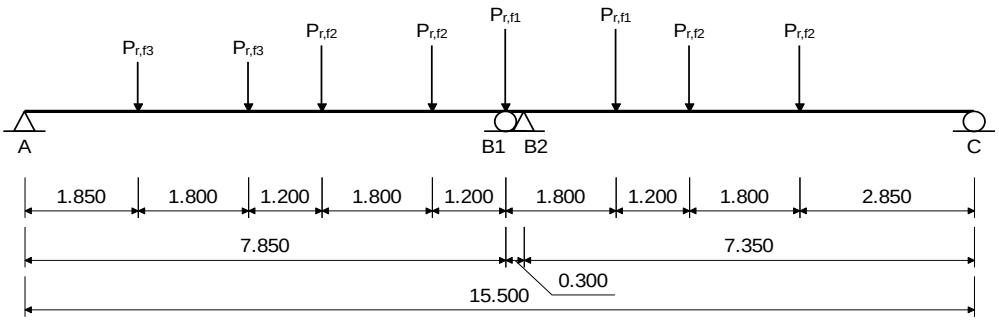
R_{B2} = (31.200 x 5.850 + 23.400 x 4.650 + 23.400 x 2.850 + 17.550 x 1.650) / 7.350

= 52.650 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 79.230 x 1.00 = 79.230 kN

P_{f2} = 52.650 x 1.00 = 52.650 kN

② **2.0** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 7.850 + 93.600 x 6.650 + 93.600 x 4.850 + 70.200 x 3.650 + 70.200 x 1.850) / 7.850

= 311.106 kN

R_{B2} = (124.800 x 5.850 + 93.600 x 4.650 + 93.600 x 2.850) / 7.350

= 194.841 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 311.106 x 1.00 = 311.106 kN

P_{r2} = 194.841 x 1.00 = 194.841 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 7.850 + 23.400 x 6.650 + 23.400 x 4.850 + 17.550 x 3.650 + 17.550 x 1.850) / 7.850

= 77.776 kN

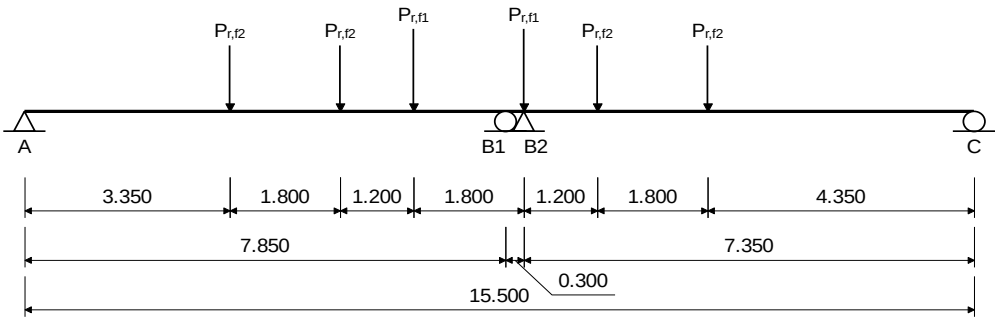
R_{B2} = (31.200 x 5.850 + 23.400 x 4.650 + 23.400 x 2.850) / 7.350

= 48.710 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 77.776 x 1.00 = 77.776 kN

P_{f2} = 48.710 x 1.00 = 48.710 kN

③ **1.5** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 6.350 + 93.600 x 5.150 + 93.600 x 3.350) / 7.850

= 202.303 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.350 + 93.600 x 6.150 + 93.600 x 4.350) / 7.350

= 258.514 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 202.303 x 1.00 = 202.303 kN

P_{r2} = 258.514 x 1.00 = 258.514 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 6.350 + 23.400 x 5.150 + 23.400 x 3.350) / 7.850

= 50.576 kN

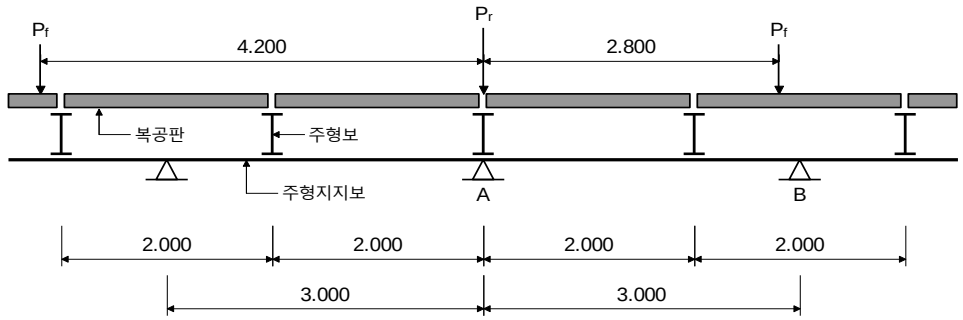
R_{B2} = (31.200 x 7.350 + 23.400 x 6.150 + 23.400 x 4.350) / 7.350

= 64.629 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 50.576 x 1.00 = 50.576 kN

P_{f2} = 64.629 x 1.00 = 64.629 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (316.918 x 3.000 + 79.230 x 0.200) / 3.000

= 322.200 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} x 3.00 / 2.00

= 322.200 + 22.200 x 3.00 / 2.00 = 355.500 kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

R_2 = (258.514 x 3.000 + 64.629 x 0.200) / 3.000

= 262.823 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} x 3.00 / 2.00

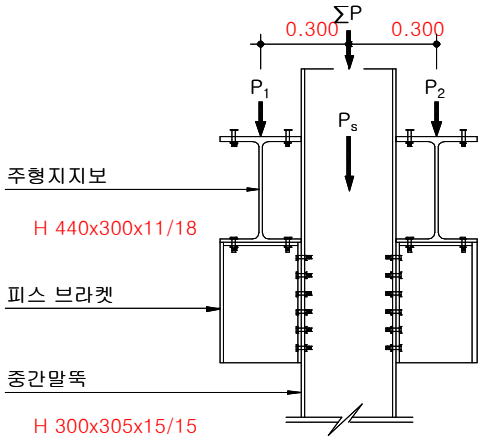
= 262.823 + 20.813 x 3.00 / 2.00 = 294.042 kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P$ = P_1 + P_2 + P_s

= 355.500 + 294.042 + 60.060 = 709.602 kN

10.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , f_c = ∑P / A = 236.534 x 1000 / 13480 = 17.547 MPa

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 106.650 x 1000000 / 1440000 = 74.063 MPa

여기서, M_{max} = P_1 x e = 355.500 x 0.300 = 106.650 kN·m

나. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190

= 213.750 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 2.910

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (91.610 − −56.516) / 91.610

= 1.617

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 190.000

= 213.750 MPa

L_x / R_x = 4500 / 126

35.714 ---> 16 < Lx/Rx ≤ 80.1 이므로

f_{cagx} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (35.714 − 16))

= 185.140 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 185.140 MPa

L_y / R_y = 4500 / 72.6

61.983 ---> 16 < Ly/Ry ≤ 80.1 이므로

f_{cagy} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (61.983 − 16))

= 147.016 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 147.016 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 147.016 MPa

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 4500 / 305$

$= 14.754$ ---> $4 < L/B \leq 30$ 이므로

$f_{bag} = 1.25 \times 0.9 \times (190 - 3.91 \times (14.754 - 4))$

$= 166.445$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$

$= 166.445$ MPa

$f_{eax} = 1.25 \times 0.9 \times 1200000 / (35.714)^2$

$= 1058.400$ MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 147.016$ MPa > $f_c = 17.547$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 166.445$ MPa > $f_b = 74.063$ MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{17.547}{147.016} + \frac{74.063}{166.445 \times (1 - (17.547 / 1058.400))}$

$= 0.572 < 1.0$ ---> O.K

$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$= 17.547 + \frac{74.063}{1 - (17.547 / 1058.400)}$

$= 92.858 < f_{cal} = 213.750$ ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.572 , 0.434)

= 0.572 < 1.0 ---> O.K

10.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , $P_{max} = 236.53$ kN (중앙말뚝 간격 4.0M 미만시 반력의 1/3 적용)

▶ 안전율 , $Fs = 2.0$

▶ 극한지지력 , $Q_u = 140 \cdot q_u^{(1/2)} \cdot A_t^{(2/5)} \cdot A_i^{(1/3)}$

여기서, q_u(암석의 일축압축강도) = 1019.716 tonf/m^2

A_t(말뚝선단부 순단면적) = 0.01350 m^2

A_i(말뚝선단부 선단 심부면적) = 0.07800 m^2

$= 140 \times 1019.716^{1/2} \times 0.01350^{2/5} \times 0.07800^{1/3}$

$= 341.350$ tonf

$= 3347.50$ kN

▶ 허용지지력 , $Q_{ua} = 3347.50 / 2.0$

$= 1673.748$ kN

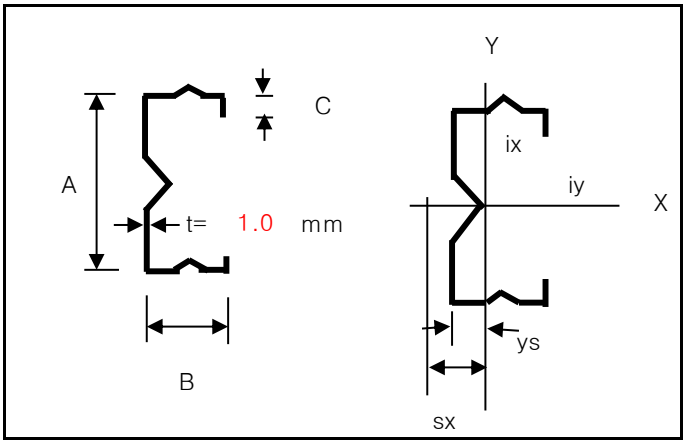
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

11. 흙막이 벽체 설계

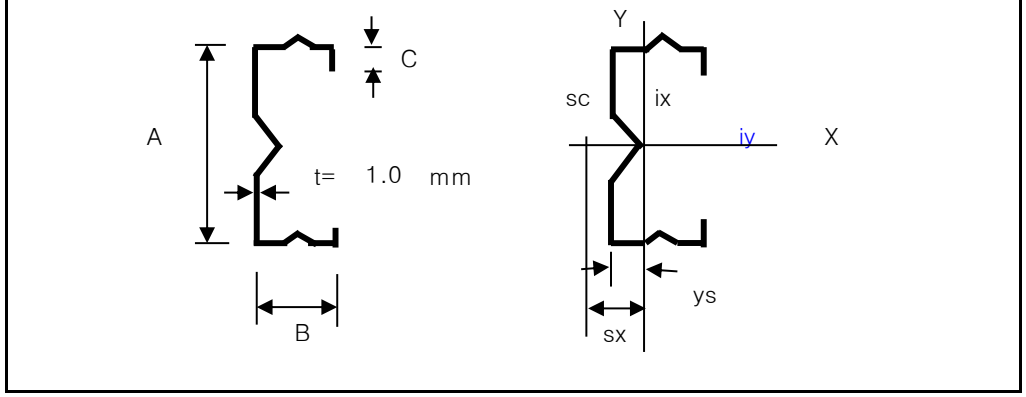
11.1 흙막이벽(우) 설계 (0.00m ~ 17.57m)

가. 설계제원

폭 (B, mm)	200.0
두께 (t, mm)	1.0
H-Pile 수평간격(mm)	1200.0
H-Pile 폭(mm)	305.0
강재 재질	SGC570
강재의 허용 휨압축응력(MPa)	292.9
강재의 허용 전단응력(MPa)	174.4



종 류	단면계수 Zyi(mm^3)		WEB 단면적 Aw(mm^2)
	인장측	압축측	
200×100×50×1.0t	22580	23230	196.00



나. 설계지간

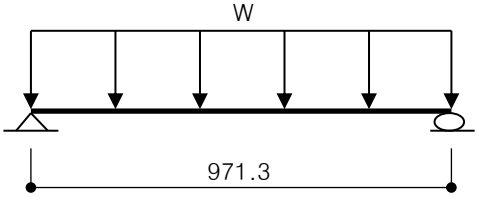
설계지간 (L) = 1200.0 - 3 x 305.0 / 4 = 971.3 mm

다. 단면력 산정

p_{max} = 0.1263 MPa ---> (CS19 : 굴착 17.57 m:최대토압)

W_{max} = 토류판에 작용하는 등분포하중(토압) x 토류판 높이(H)

= 126.3 kN/m^2 x 0.2000 m = 25.3 kN/m



M_{max} = W_{max} x L^2 / 8 = 25.3 x 0.97^2 / 8 = 3.0 kN·m

S_{max} = W_{max} x L / 2 = 25.3 x 0.97 / 2 = 12.3 kN

라. 강재토류판에 작용하는 응력 산정

휨응력 (f_{b1}) = M_{max} / Z_{yi} = 2979377 / 22,580 = 131.95 MPa (인장연)

휨응력 (f_{b2}) = M_{max} / Z_{yi} = 2979377 / 23,230 = 128.26 MPa (압축연)

전단응력(τ) = S_{max} / A_w = 12270 / 196 = 62.60 MPa

마. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 허용 휨 압축응력

f_{ba1} = 1.25 × 0.90 × 270 = 303.750 MPa

f_{ba2} = 보정계수 × 저감계수 × { fa − 6.64 (ℓ / b − 3.4) }

= 1.25 × 0.90 × { 270 − 6.6 × (971 / 200 − 3.4) }

= 292.872 MPa

여기서, ℓ = 971 mm [설계지간]

b = 200 mm [압축플랜지폭]

ℓ/b = 4.856 이므로,

∴ f_{ba} = 292.872 MPa

▶ 허용 휨 인장응력

f_{ba} = 303.750 MPa

▶ 허용 전단 응력

τ_a = 1.25 × 0.90 × 155 = 174.375 MPa

바. 응력검토

- 휨 인장응력 f_b = 131.95 MPa < f_{ba} = 303.75 MPa ····· O.K
- 휨 압축응력 f_b = 128.26 MPa < f_{ba} = 292.87 MPa ····· O.K
- 전단응력 τ = 62.60 MPa < τ_a = 174.38 MPa ····· O.K

12. 탄소성 입력 데이터

12.1 해석종류 : 탄소성보법

12.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

12.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 30 m, 굴착폭 = 10 m, 최대굴착깊이 = 17.57 m, 전모델높이 = 30 m

12.4 지층조건

번호	이름	깊이 (m)	γt (kN/m³)	γsat (kN/m³)	C (kN/m²)	ϕ ([deg])	N값	지반탄성계수 (kN/m²)	수평지반 반력계수 (kN/m³)
1	매립층	1.60	18.00	19.00	0.00	26.00	4	-	12000.00
2	토사(점토)	10.50	17.00	18.00	0.00	28.00	6	-	20000.00
3	토사(모래)	11.80	18.00	19.00	0.00	28.00	13	-	20000.00
4	풍화토	14.50	20.00	21.00	21.00	29.00	27	-	31000.00
5	풍화암	18.00	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	30.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
7	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	30	37311.00	27500.00

12.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	H-Pile	H 300x305x15/15	SM490	21.35	1.2

12.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	Strut-1	H 700x300x13/24	SS400	0.55	2	7.5	0	1
2	Strut-2	P 406.4x12	SS400	2.31	3	7.5	50	1
3	Strut-3	P 406.4x12	SS400	5.1	3	7.5	50	1
4	Strut-4	P 406.4x12	SS400	7.85	3	7.5	50	1
5	Strut-7	P 406.4x12	SS400	13.74	3	7.5	50	1

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	설치각도 [(deg)]	자유장 (강축길이) (m)	초기작용력 (kN)
1	Strut-5	Strand12.7x4EA	SWPC7B	9.85	1.2	30	8.5	250
2	Strut-6	Strand12.7x4EA	SWPC7B	11.85	1.2	30	7.5	250
3	Strut-8	Strand12.7x4EA	SWPC7B	15.6	1.2	30	5.5	250
4	Strut-9	Strand12.7x4EA	SWPC7B	17.1	1.2	30	5	250

12.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브4	2.822	0	9.3	C27	0.9	-
2	슬래브3	8.5	0	9.3	C27	1.3	-
3	슬래브2	9.95	0	9.3	C27	1.6	-
4	벽체2	9.3	2.822	9.95	C27	0.9	뒤채움
5	벽체1	9.3	9.95	16.77	C27	1.7	뒤채움
6	슬래브1	16.77	0	10	C27	1.6	-

12.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	과재하중	배면(우측)	상시하중

12.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 7 kN/m³, 초기 지하수위 = 8.6 m, 수위차 = 18.35 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	1.05	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	Strut-1		-	-	-	-	X	X
3	2.81	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	Strut-2		-	-	-	-	X	X
5	5.60	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	Strut-3		-	-	-	-	X	X
7	8.35	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	Strut-4		-	-	-	-	X	X
9	10.35	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	Strut-5		-	-	-	-	X	X
11	12.35	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	Strut-6		-	-	-	-	X	X
13	14.24	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	Strut-7		-	-	-	-	X	X
15	16.10	-	-	-	-	-	-	O	X
16	-	Strut-8		-	-	-	-	X	X
17	17.57	-	-	-	-	-	-	X	X
18	-	Strut-9		-	-	-	-	X	X
19	17.57	-	-	-	-	-	-	X	X
20	17.57	-	-	-	-	-	경험토압	X	X
21	-		Strut-9	-	-	-	-	O	X
22	-		Strut-8	-	-	-	-	O	X
23	-	-	-	16.77	-	-	-	O	X
24	-	-	-	14.97	-	-	-	O	X
25	-		Strut-7	-	-	-	-	O	X
26	-	-	-	12.77	-	-	-	O	X

27	–		Strut-6	–	–	–	–	O	X
28	–		Strut-5	–	–	–	–	O	X
29	–	–	–	9.15	–	–	–	O	X
30	–		Strut-4	–	–	–	–	O	X
31	–	–	–	8.5	–	–	–	X	X
32	–	–	–	5.85	–	–	–	X	X
33	–		Strut-3	–	–	–	–	X	X
34	–	–	–	3.629	–	–	–	X	X
35	–		Strut-2	–	–	–	–	X	X
36	–	–	–	2.822	–	–	–	X	X

13. 해석 결과
13.1 전산 해석결과 집계

13.1.1 흙막이벽체 부재력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.

시공단계	굴착 깊이	전단력 (kN)				모멘트 (kN·m)			
		Max	깊이	Min	깊이	Max	깊이	Min	깊이
	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)
CS1 : 굴착 1.05 m	1.05	9.28	1.3	-3.88	4.6	0.93	10.4	-12.29	2.8
CS2 : 생성 Strut-1	1.05	9.31	1.3	-3.77	5.1	0.95	10.4	-12.24	2.8
CS3 : 굴착 2.81 m	2.81	15.50	3.2	-22.09	0.6	17.06	2.0	-7.53	5.6
CS4 : 생성 Strut-2	2.81	9.14	2.3	-13.67	0.6	6.32	1.6	-5.93	5.1
CS5 : 굴착 5.6 m	5.60	40.92	2.3	-72.25	2.3	42.40	5.1	-53.97	2.3
CS6 : 생성 Strut-3	5.60	35.12	2.3	-63.59	2.3	32.23	4.6	-43.76	2.3
CS7 : 굴착 8.35 m	8.35	44.83	8.9	-115.51	5.1	78.90	7.4	-59.27	5.1
CS8 : 생성 Strut-4	8.35	38.74	5.1	-105.92	5.1	68.22	7.4	-48.26	5.1
CS9 : 굴착 10.35 m	10.35	56.53	11.4	-121.13	7.9	85.31	9.5	-40.32	5.1
CS10 : 생성 Strut-5	10.35	115.61	9.9	-111.84	5.1	79.13	7.4	-51.42	9.9
CS11 : 굴착 12.35 m	12.35	75.31	9.9	-138.02	9.9	70.01	11.4	-42.03	5.1
CS12 : 생성 Strut-6	12.35	106.87	9.9	-110.38	5.1	76.05	7.4	-69.95	11.9
CS13 : 굴착 14.24 m	14.24	104.76	9.9	-132.60	11.9	60.05	13.7	-56.80	11.9
CS14 : 생성 Strut-7	14.24	104.76	9.9	-126.51	11.9	61.48	7.4	-57.39	11.9
CS15 : 굴착 16.1 m	16.10	108.90	9.9	-125.40	13.7	67.24	15.0	-74.36	11.9
CS16 : 생성 Strut-8	16.10	123.44	15.6	-131.66	11.9	62.10	13.7	-63.55	15.6
CS17 : 굴착 17.57 m	17.57	110.22	15.6	-126.79	11.9	61.46	7.4	-58.32	11.9
CS18 : 생성 Strut-9	17.57	121.51	15.6	-132.79	11.9	65.32	13.7	-66.71	17.1
CS19 : 굴착 17.57 m	17.57	121.51	15.6	-132.79	11.9	65.32	13.7	-66.71	17.1
CS20 : Peck	17.57	97.87	15.6	-106.63	11.9	34.50	14.2	-50.27	9.9
CS21 : 앵커4단 해체	17.57	112.88	9.9	-124.46	11.9	71.90	7.4	-73.90	11.9
CS22 : 앵커3단 해체	17.57	120.94	9.9	-138.42	13.7	103.66	16.1	-107.38	11.9
CS23 : 하단슬래브	17.57	120.94	9.9	-138.42	13.7	103.66	16.1	-107.38	11.9
CS24 : 벽체1	17.57	120.94	9.9	-138.42	13.7	103.66	16.1	-107.38	11.9
CS25 : 버팀4단 해체	17.57	119.32	9.9	-141.00	11.9	79.45	14.2	-96.84	11.9
CS26 : 벽체2	17.57	119.32	9.9	-141.00	11.9	79.45	14.2	-96.84	11.9
CS27 : 앵커2단 해체	17.57	84.51	9.9	-134.54	9.9	54.44	16.4	-62.55	9.9
CS29 : 앵커1단 해체	17.57	126.72	12.8	-177.25	7.9	126.20	10.5	-107.76	7.9
CS28 : 상단슬래브	17.57	126.72	12.8	-177.25	7.9	126.20	10.5	-107.76	7.9
CS31 : 버팀3단 해체	17.57	110.06	12.8	-139.40	5.1	80.84	7.9	-123.22	5.1
CS30 : 국회대로 기초	17.57	110.05	12.8	-139.40	5.1	80.83	7.9	-123.23	5.1
CS32 : 국회대로 벽체1	17.57	110.05	12.8	-139.40	5.1	80.83	7.9	-123.23	5.1
CS33 : 버팀2단 해체	17.57	110.94	12.8	-70.43	2.3	70.54	10.9	-87.35	2.3
CS34 : 국회대로 벽체2	17.57	110.95	12.8	-70.43	2.3	70.54	10.9	-87.35	2.3
CS35 : 버팀1단 해체	17.57	111.08	12.8	-58.03	14.2	70.82	10.9	-62.73	13.3
CS36 : 국회대로 상단	17.57	111.08	12.8	-58.02	14.2	70.83	10.9	-62.72	13.3
TOTAL		126.72	12.8	-177.25	7.9	126.20	10.5	-123.23	5.1

13.1.2 지보재 반력 집계

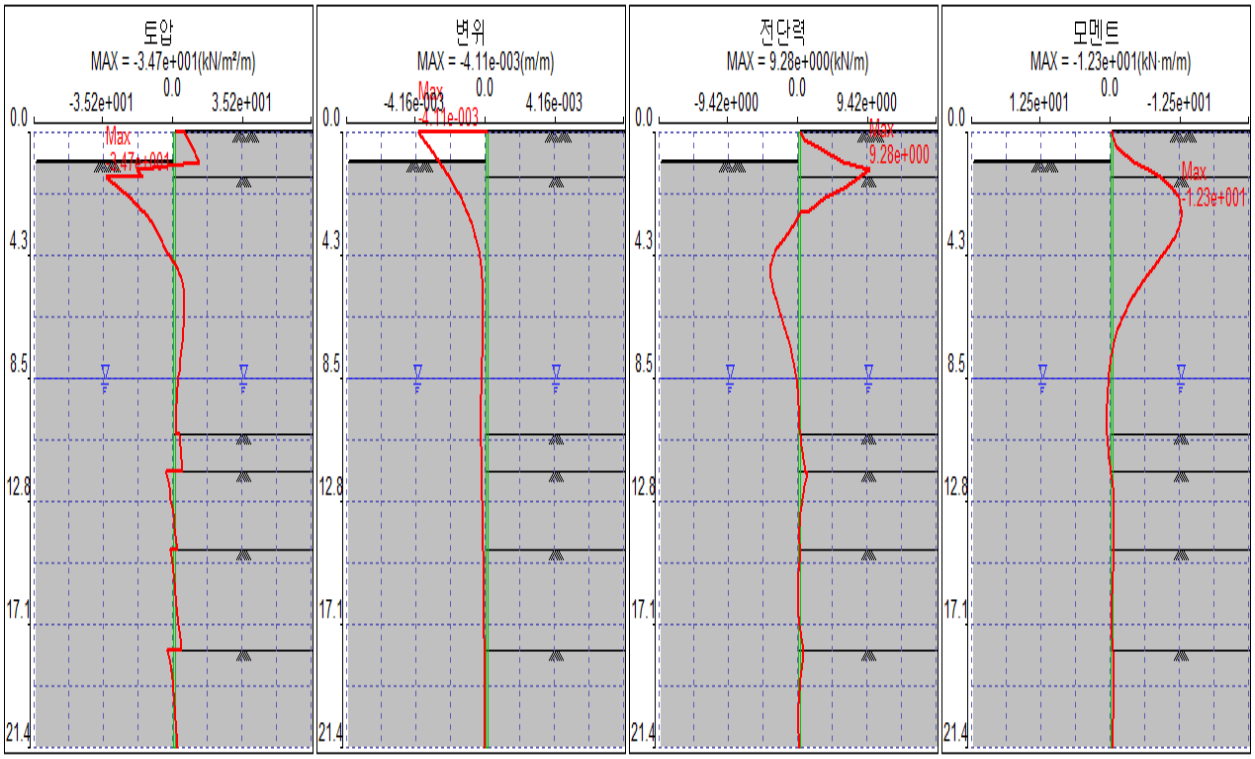
* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

시공단계	굴착 깊이	Strut-1	Strut-2	Strut-3	Strut-4	Strut-7
		0.55 (m)	2.31 (m)	5.1 (m)	7.85 (m)	13.74 (m)
CS1 : 굴착 1.05 m	1.05	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 Strut-1	1.05	-0.03	-	-	-	-
CS3 : 굴착 2.81 m	2.81	24.58	-	-	-	-
CS4 : 생성 Strut-2	2.81	16.16	16.67	-	-	-
CS5 : 굴착 5.6 m	5.60	-15.62	113.17	-	-	-
CS6 : 생성 Strut-3	5.60	-9.82	98.72	16.67	-	-
CS7 : 굴착 8.35 m	8.35	-3.78	57.54	158.76	-	-
CS8 : 생성 Strut-4	8.35	-4.65	62.91	144.66	16.67	-
CS9 : 굴착 10.35 m	10.35	-4.54	65.56	110.23	164.27	-
CS10 : 생성 Strut-5	10.35	-4.57	61.90	151.51	12.03	-
CS11 : 굴착 12.35 m	12.35	-4.72	65.25	122.70	77.55	-
CS12 : 생성 Strut-6	12.35	-4.55	61.95	149.98	22.21	-
CS13 : 굴착 14.24 m	14.24	-4.65	63.36	139.83	33.03	-
CS14 : 생성 Strut-7	14.24	-4.64	63.20	140.99	32.04	16.67
CS15 : 굴착 16.1 m	16.10	-4.63	62.87	143.85	25.40	137.82
CS16 : 생성 Strut-8	16.10	-4.65	63.34	139.88	34.05	27.74
CS17 : 굴착 17.57 m	17.57	-4.64	63.21	140.97	31.80	45.74
CS18 : 생성 Strut-9	17.57	-4.65	63.37	139.63	34.51	28.54
CS19 : 굴착 17.57 m	17.57	-4.65	63.37	139.63	34.51	28.54
CS20 : Peck	17.57	71.35	123.75	166.11	98.72	95.58
CS21 : 앵커4단 해체	17.57	-4.62	62.55	147.01	15.91	-20.02
CS22 : 앵커3단 해체	17.57	-4.59	61.80	153.33	2.32	135.60
CS23 : 하단슬래브	17.57	-4.59	61.80	153.33	2.32	135.60
CS24 : 벽체1	17.57	-4.59	61.80	153.33	2.32	135.60
CS25 : 버팀4단 해체	17.57	-4.67	63.01	144.68	11.37	-
CS26 : 벽체2	17.57	-4.67	63.01	144.68	11.37	-
CS27 : 앵커2단 해체	17.57	-4.81	66.03	118.90	68.73	-
CS29 : 앵커1단 해체	17.57	-4.76	70.54	67.79	258.23	-
CS28 : 상단슬래브	17.57	-4.76	70.54	67.79	258.23	-
CS31 : 버팀3단 해체	17.57	2.28	24.83	209.43	-	-
CS30 : 국회대로 기초	17.57	2.28	24.83	209.43	-	-
CS32 : 국회대로 벽체1	17.57	2.28	24.83	209.43	-	-
CS33 : 버팀2단 해체	17.57	-34.58	130.33	-	-	-
CS34 : 국회대로 벽체2	17.57	-34.58	130.33	-	-	-
CS35 : 버팀1단 해체	17.57	25.13	-	-	-	-
CS36 : 국회대로 상단	17.57	25.13	-	-	-	-
TOTAL		71.35	130.33	209.43	258.23	137.82

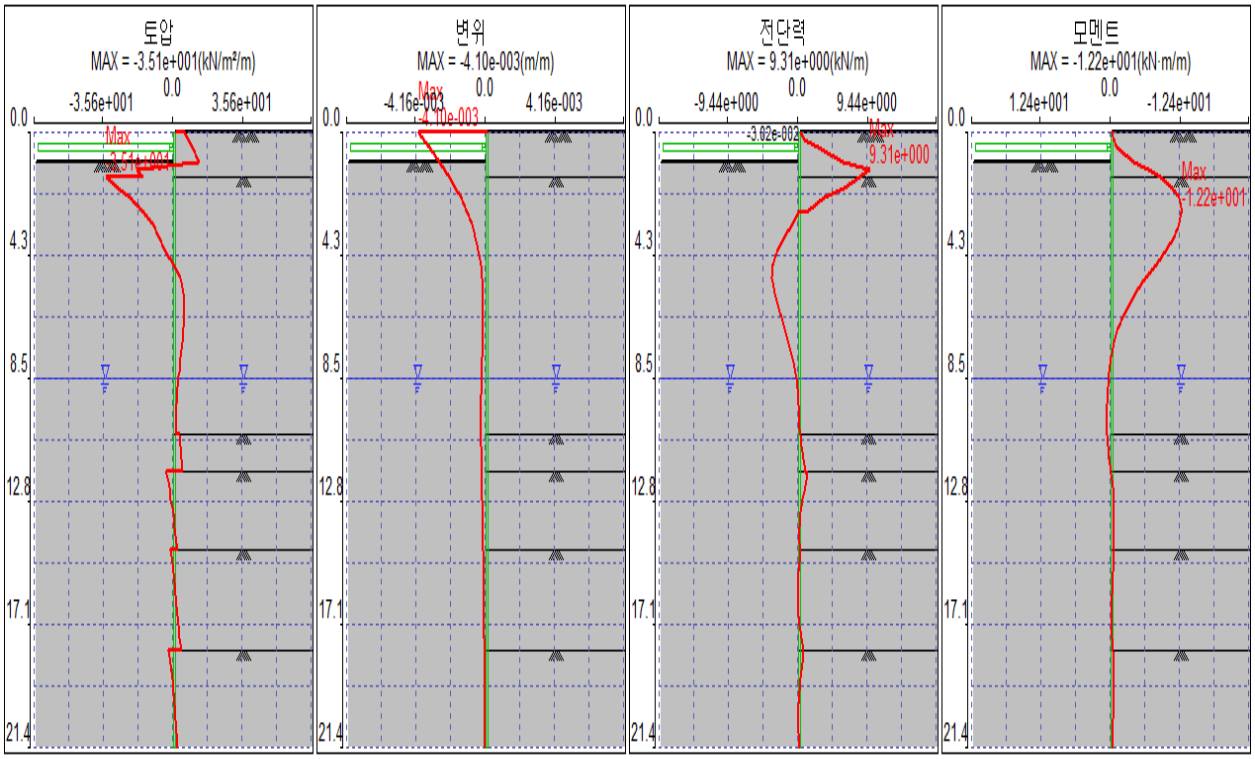
시공단계	굴착 깊이	Strut-5	Strut-6	Strut-8	Strut-9	
		9.85 (m)	11.85 (m)	15.6 (m)	17.1 (m)	
CS1 : 굴착 1.05 m	1.05	-	-	-	-	
CS2 : 생성 Strut-1	1.05	-	-	-	-	
CS3 : 굴착 2.81 m	2.81	-	-	-	-	
CS4 : 생성 Strut-2	2.81	-	-	-	-	
CS5 : 굴착 5.6 m	5.60	-	-	-	-	
CS6 : 생성 Strut-3	5.60	-	-	-	-	
CS7 : 굴착 8.35 m	8.35	-	-	-	-	
CS8 : 생성 Strut-4	8.35	-	-	-	-	
CS9 : 굴착 10.35 m	10.35	-	-	-	-	
CS10 : 생성 Strut-5	10.35	208.48	-	-	-	
CS11 : 굴착 12.35 m	12.35	246.34	-	-	-	
CS12 : 생성 Strut-6	12.35	209.88	208.33	-	-	
CS13 : 굴착 14.24 m	14.24	224.34	250.70	-	-	
CS14 : 생성 Strut-7	14.24	222.67	245.45	-	-	
CS15 : 굴착 16.1 m	16.10	218.92	239.85	-	-	
CS16 : 생성 Strut-8	16.10	224.17	248.60	208.33	-	
CS17 : 굴착 17.57 m	17.57	222.73	246.00	223.21	-	
CS18 : 생성 Strut-9	17.57	224.51	249.27	204.24	208.33	
CS19 : 굴착 17.57 m	17.57	224.51	249.27	204.24	208.33	
CS20 : Peck	17.57	202.93	205.84	199.87	192.25	
CS21 : 앵커4단 해체	17.57	214.97	234.64	227.36	-	
CS22 : 앵커3단 해체	17.57	206.59	220.38	-	-	
CS23 : 하단슬래브	17.57	206.59	220.38	-	-	
CS24 : 벽체1	17.57	206.59	220.38	-	-	
CS25 : 버팀4단 해체	17.57	218.94	256.83	-	-	
CS26 : 벽체2	17.57	218.94	256.83	-	-	
CS27 : 앵커2단 해체	17.57	252.94	-	-	-	
CS29 : 앵커1단 해체	17.57	-	-	-	-	
CS28 : 상단슬래브	17.57	-	-	-	-	
CS31 : 버팀3단 해체	17.57	-	-	-	-	
CS30 : 국회대로 기초	17.57	-	-	-	-	
CS32 : 국회대로 벽체1	17.57	-	-	-	-	
CS33 : 버팀2단 해체	17.57	-	-	-	-	
CS34 : 국회대로 벽체2	17.57	-	-	-	-	
CS35 : 버팀1단 해체	17.57	-	-	-	-	
CS36 : 국회대로 상단	17.57	-	-	-	-	
TOTAL		252.94	256.83	227.36	208.33	

13.2 시공단계별 단면력도

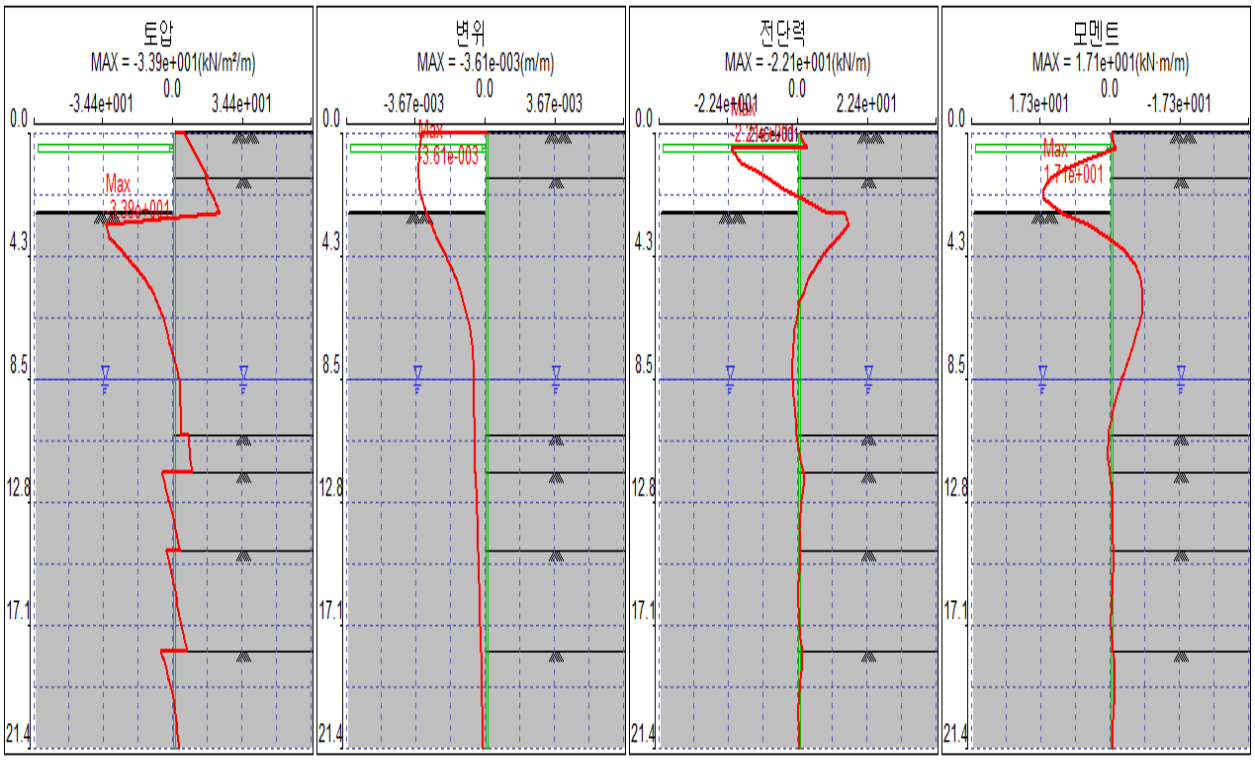
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 1.05 m]



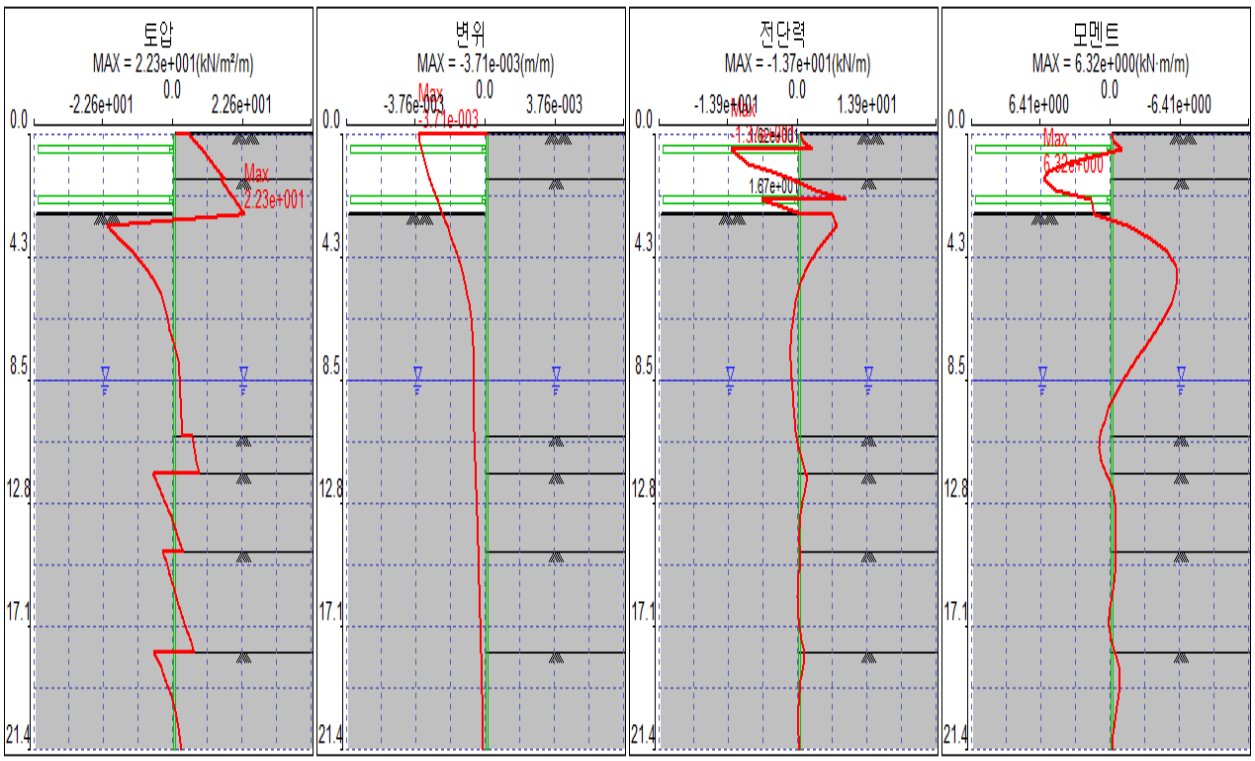
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 Strut-1]



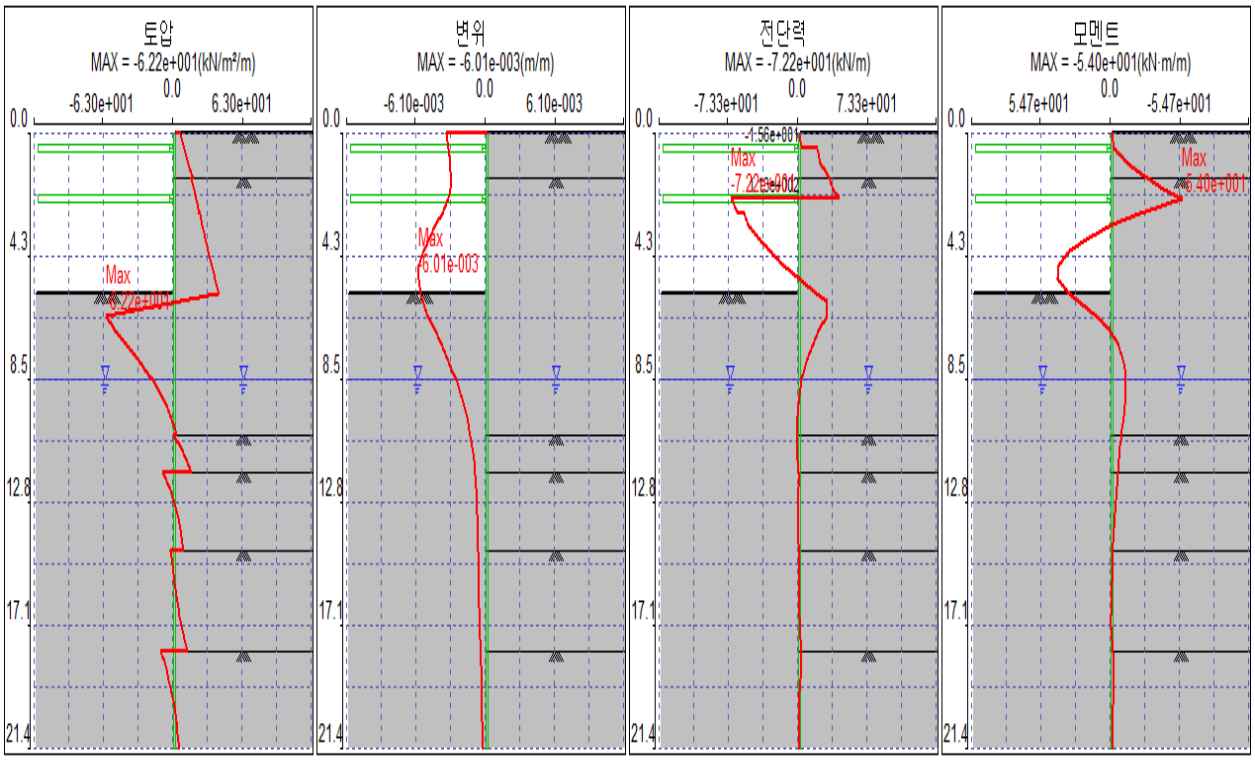
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 2.81 m]



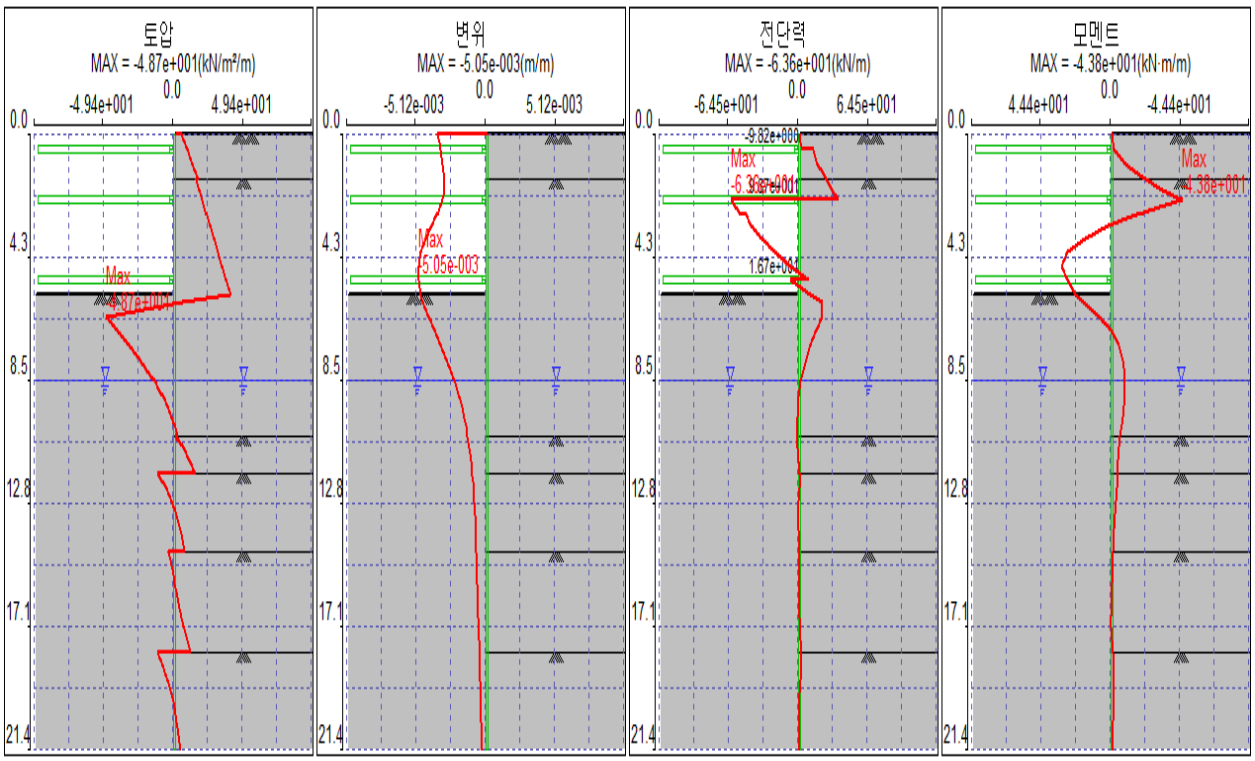
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 Strut-2]



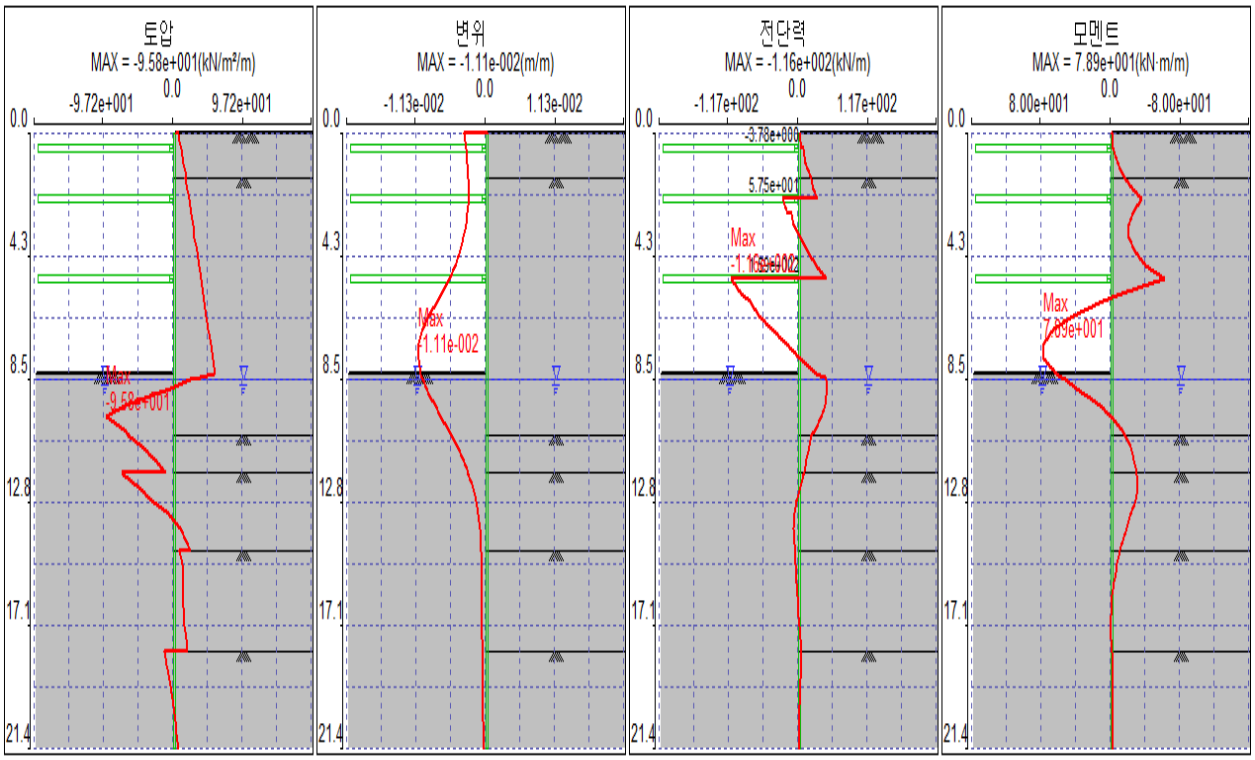
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 5.6 m]



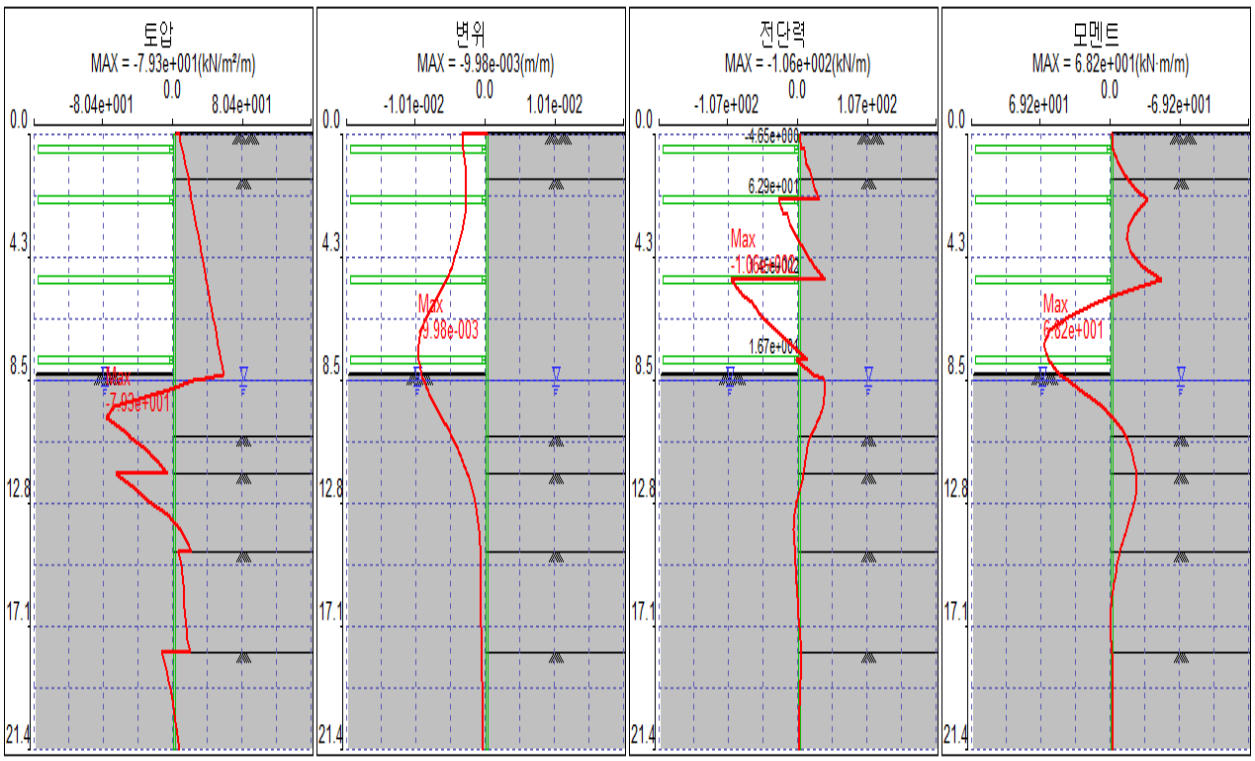
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 Strut-3]



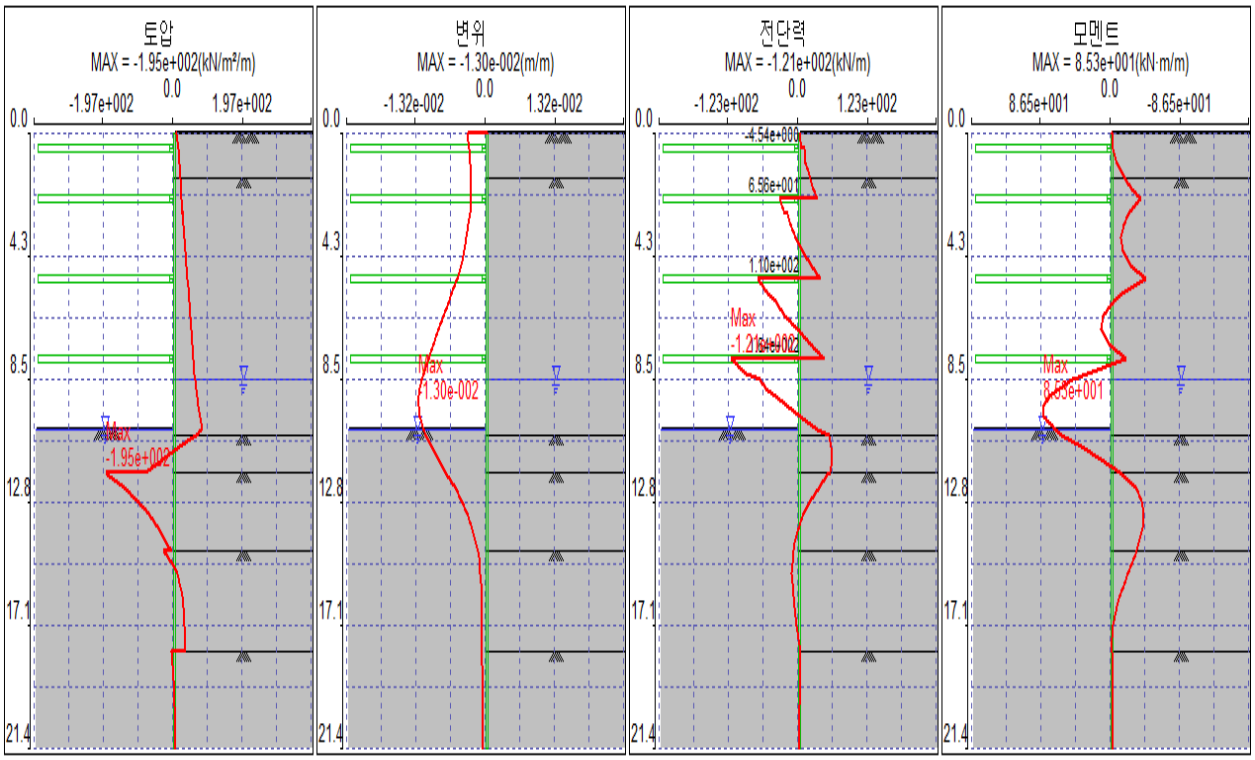
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 8.35 m]



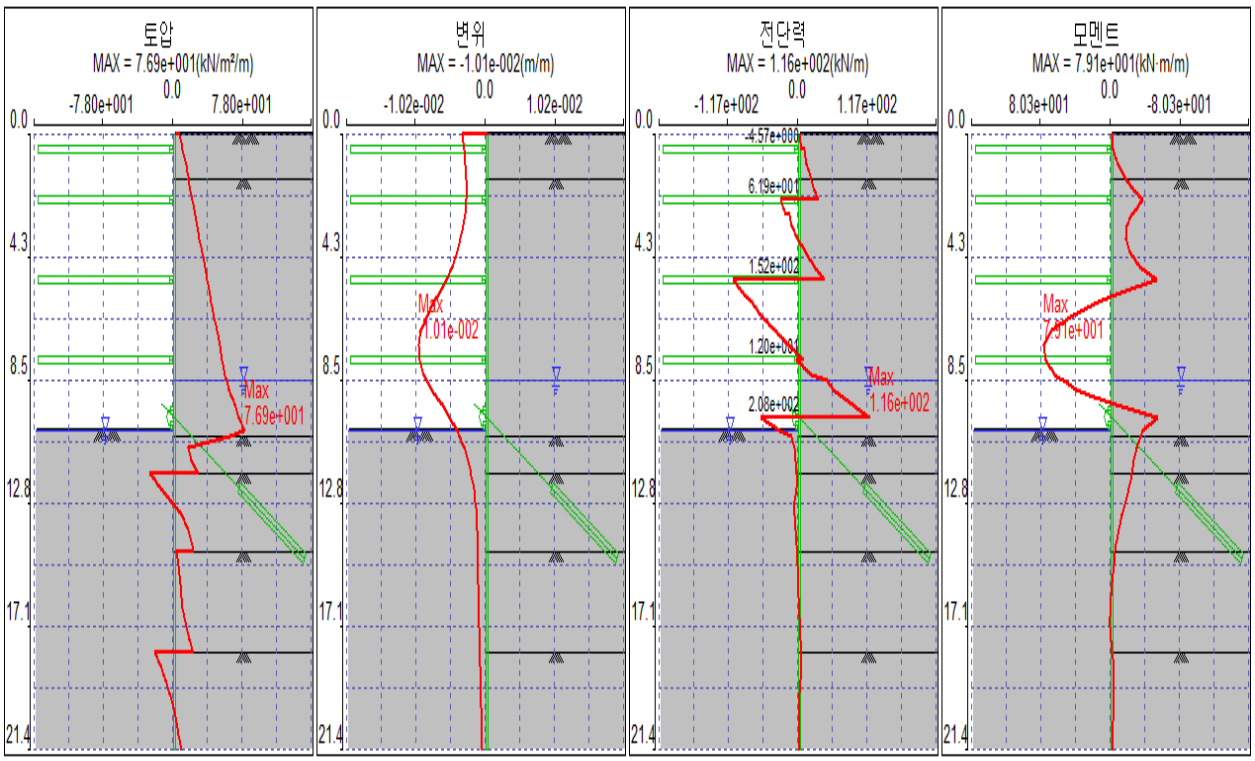
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 Strut-4]



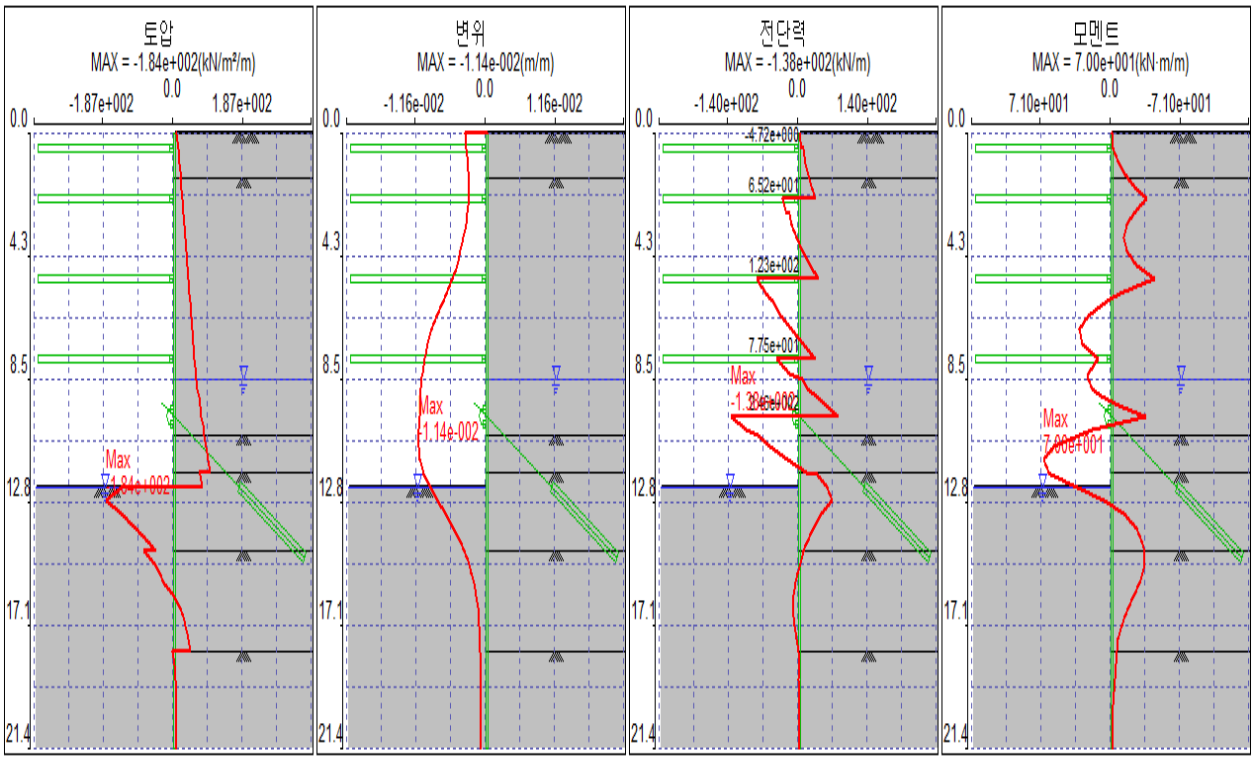
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 10.35 m]



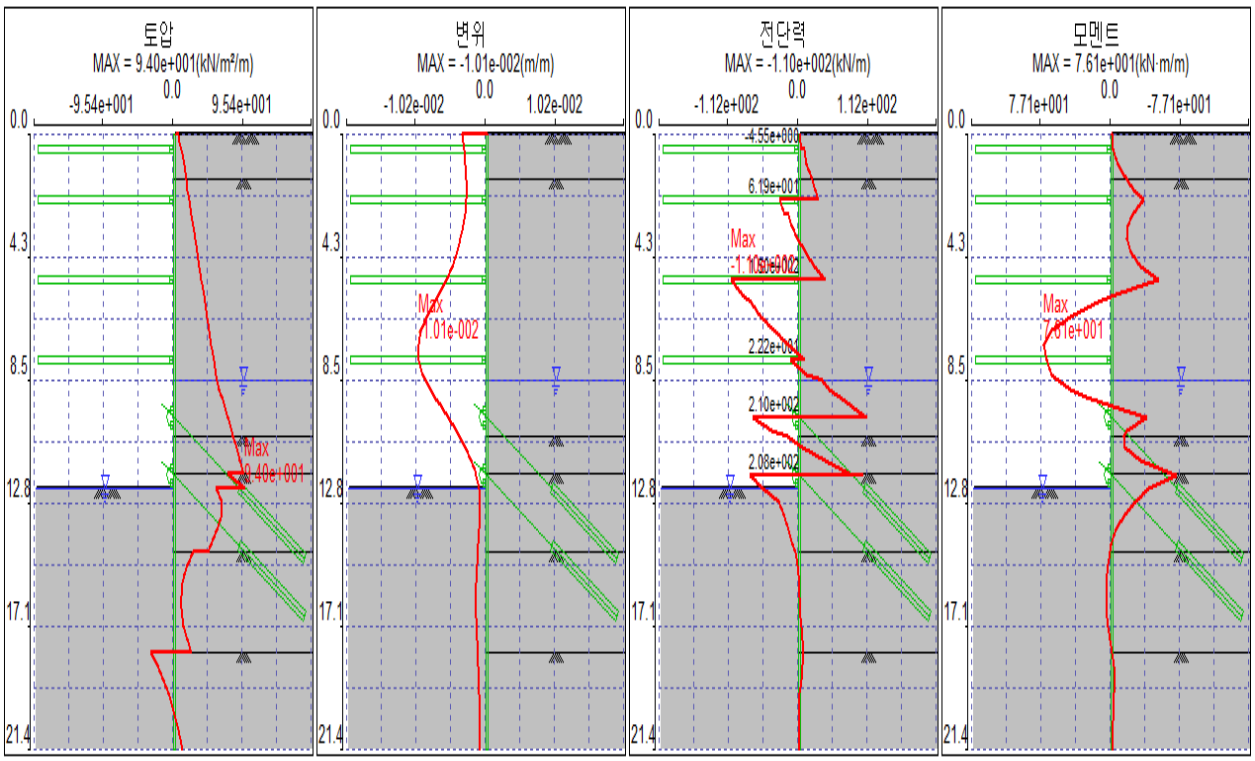
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 Strut-5]



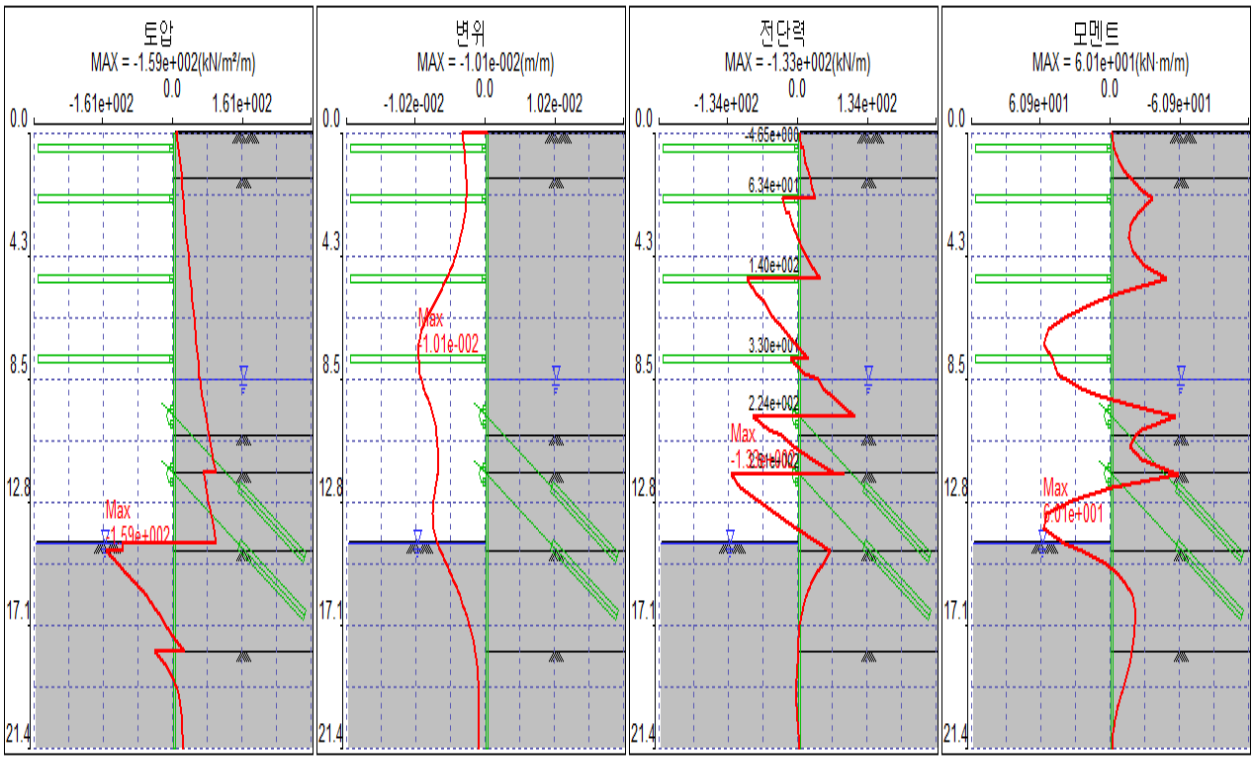
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 12.35 m]



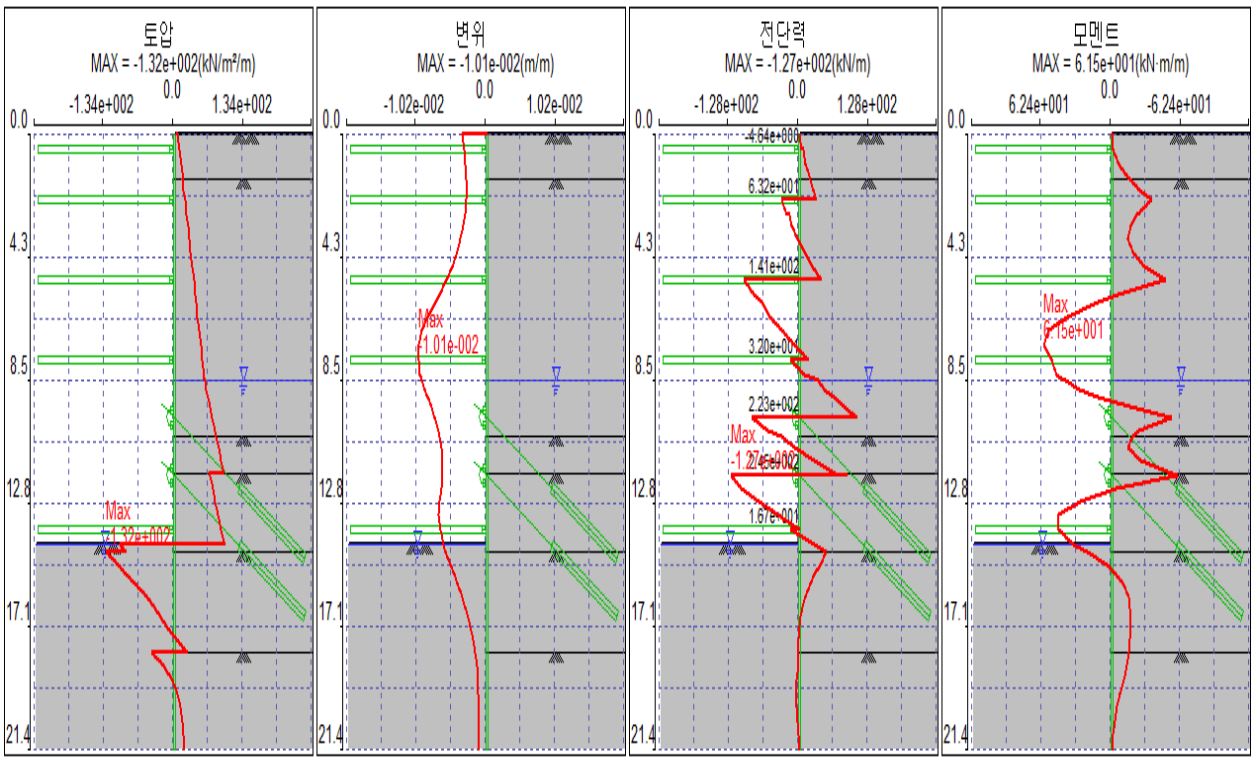
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 Strut-6]



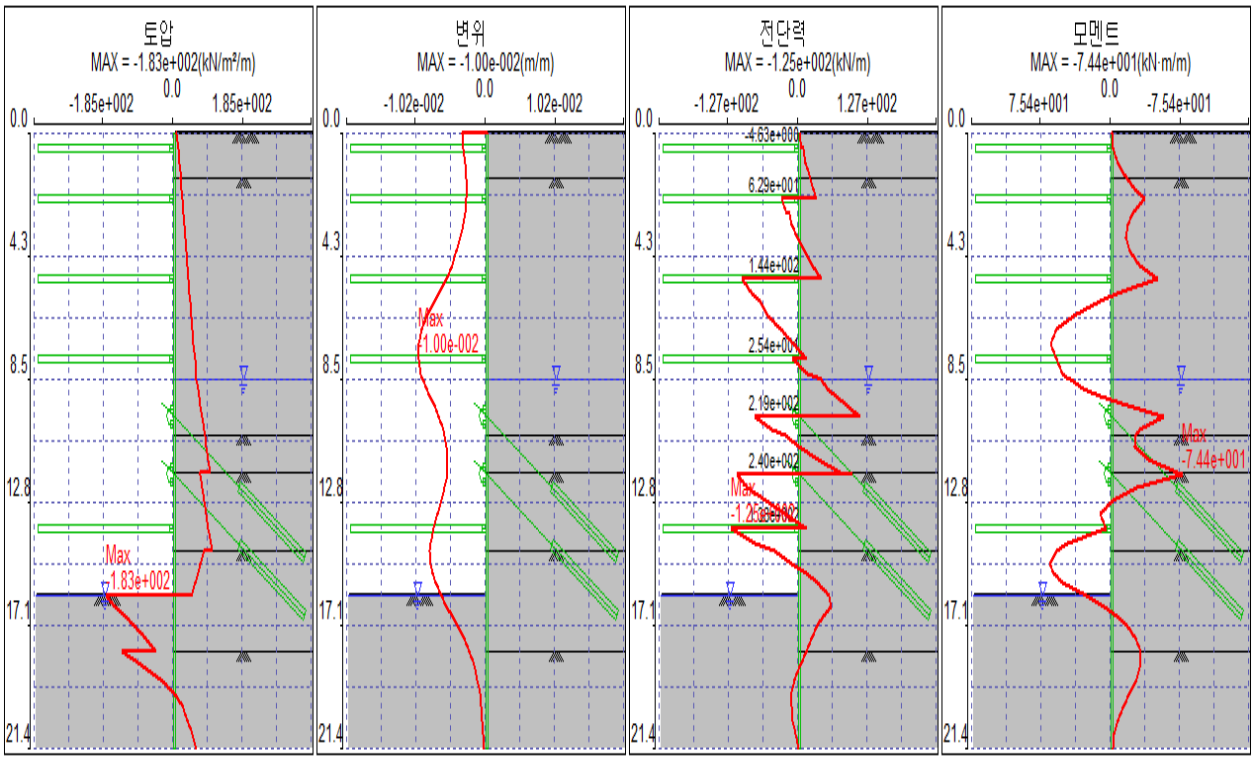
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 14.24 m]



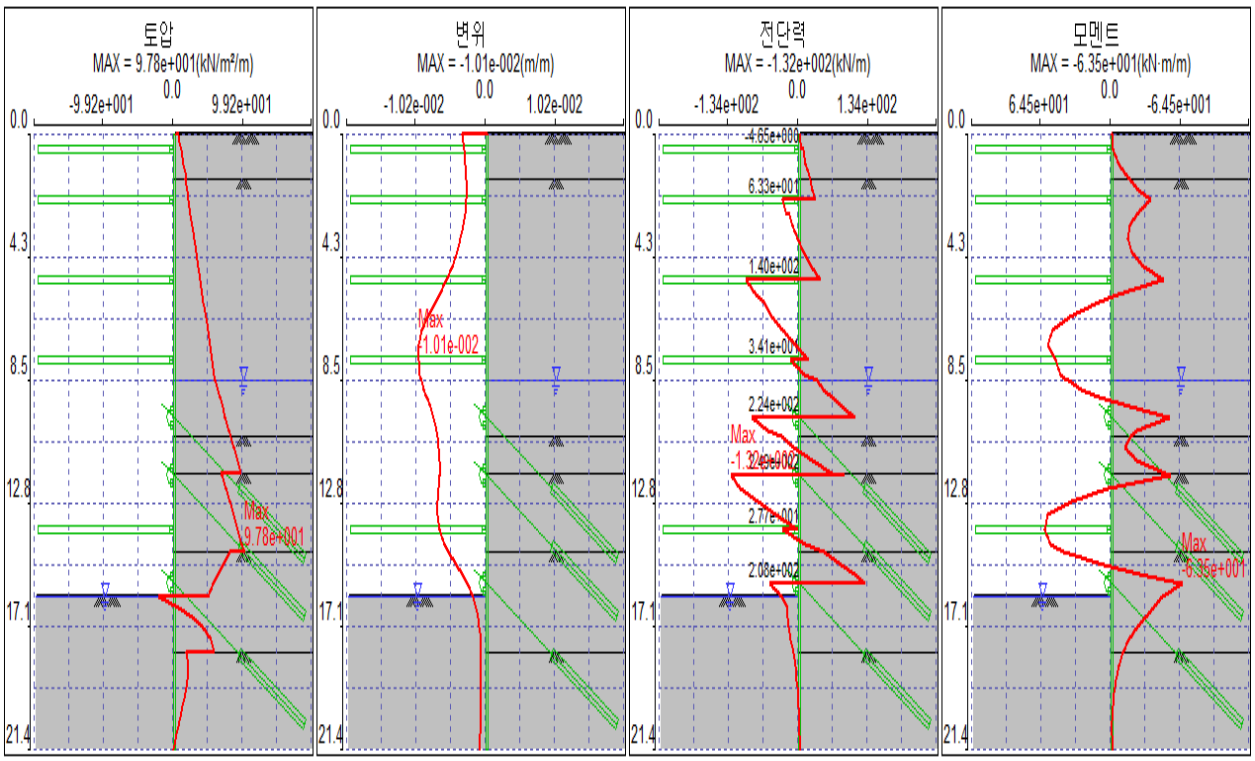
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 Strut-7]



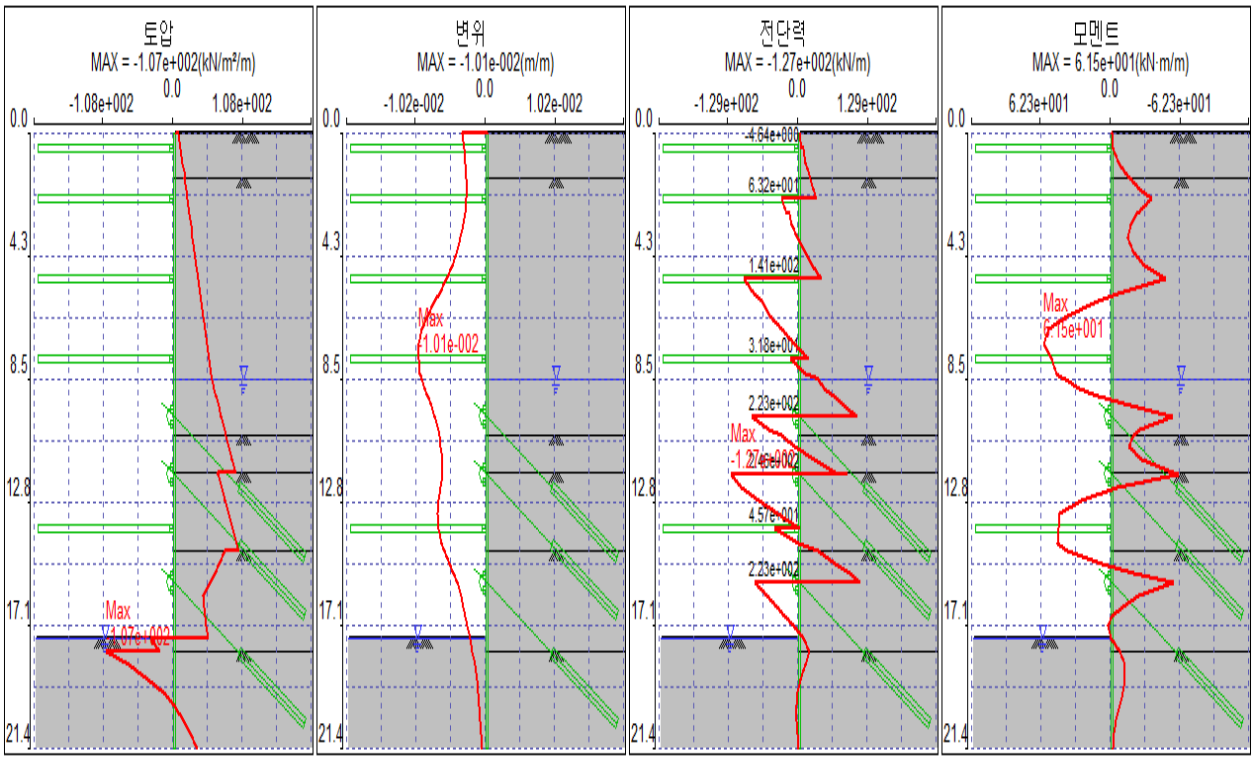
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 16.1 m]



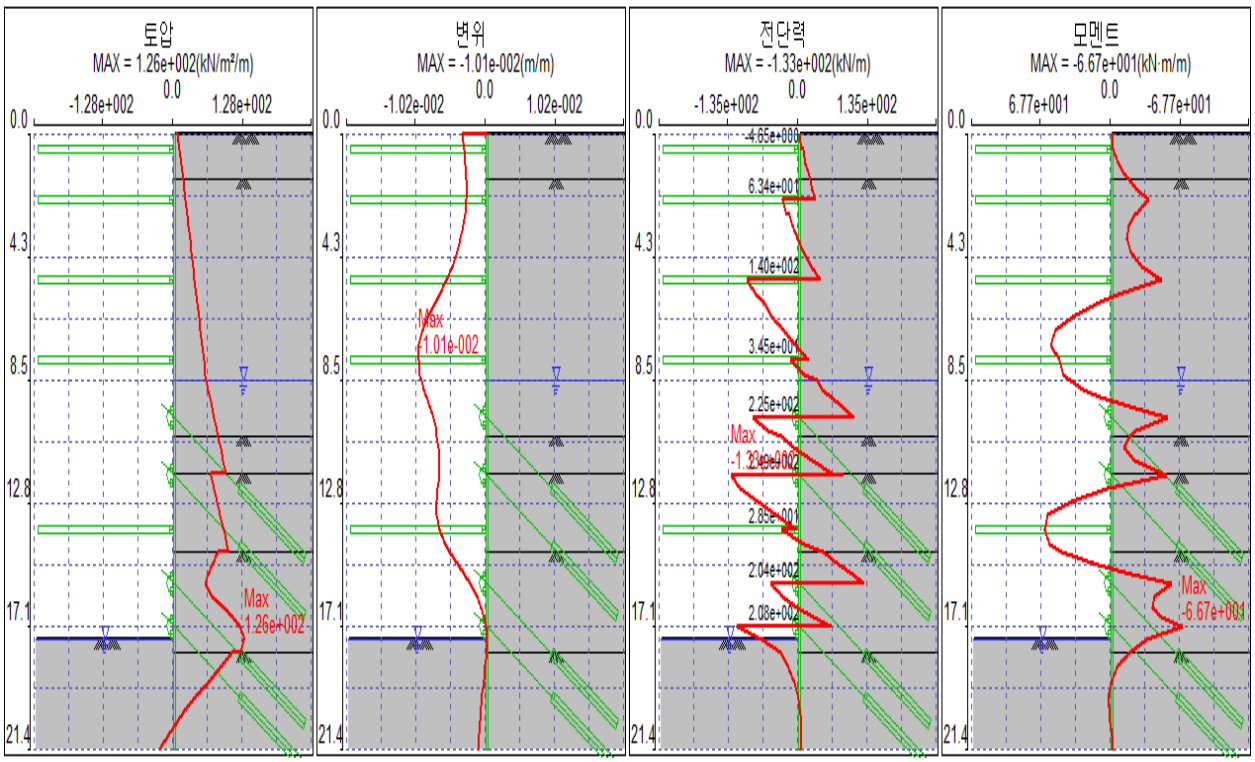
16) 시공 16 단계 [CS16 : 생성 Strut-8]



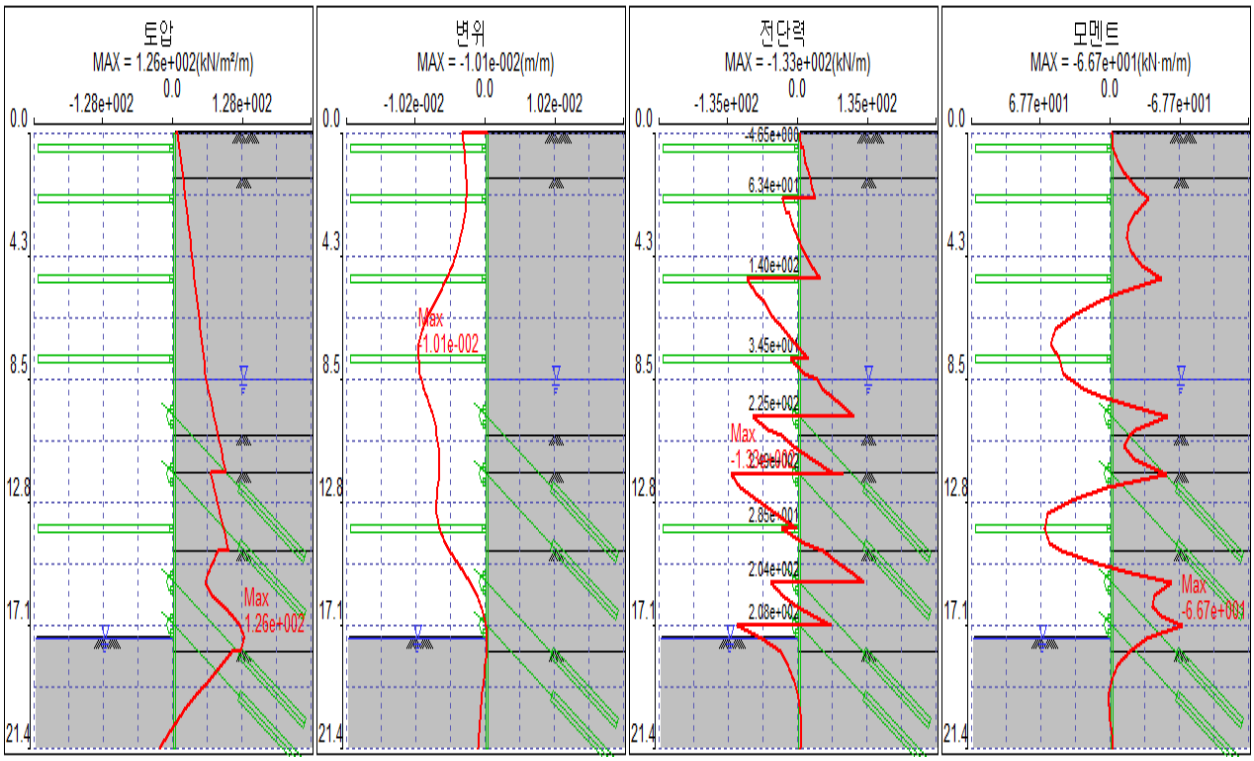
17) 시공 17 단계 [CS17 : 굴착 17.57 m]



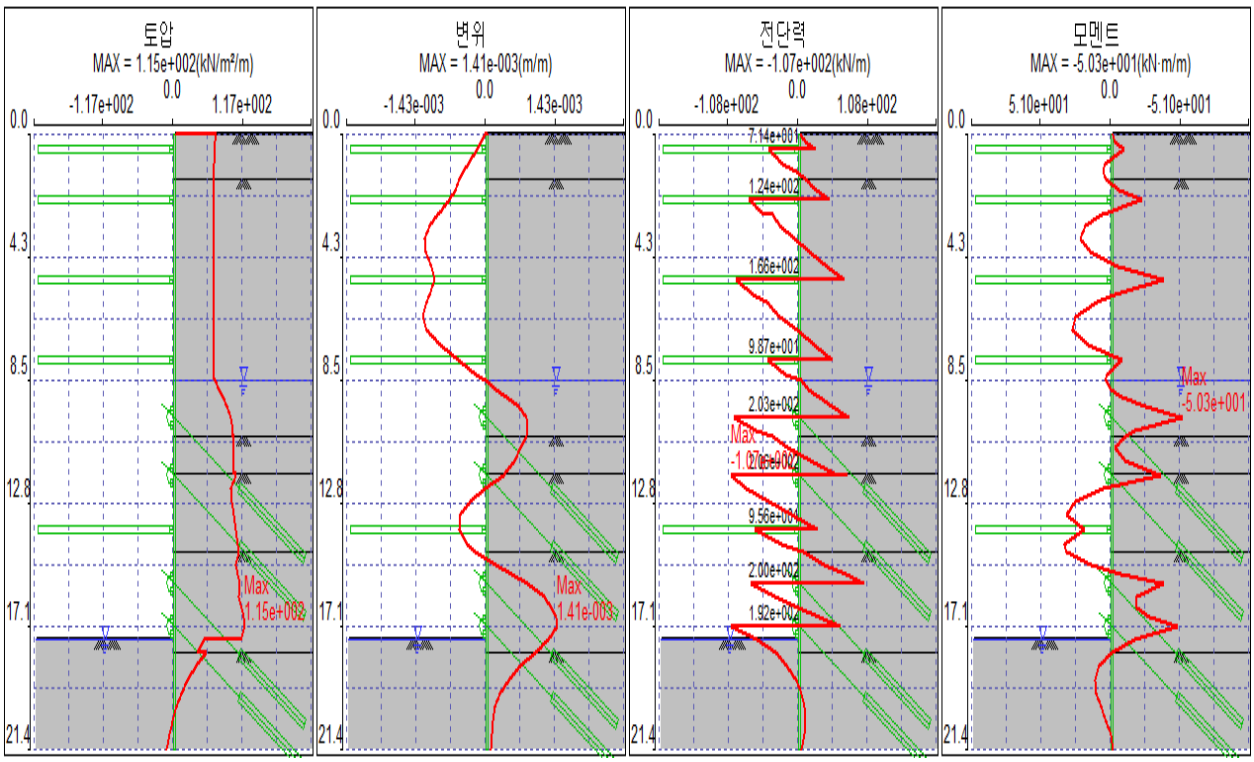
18) 시공 18 단계 [CS18 : 생성 Strut-9]



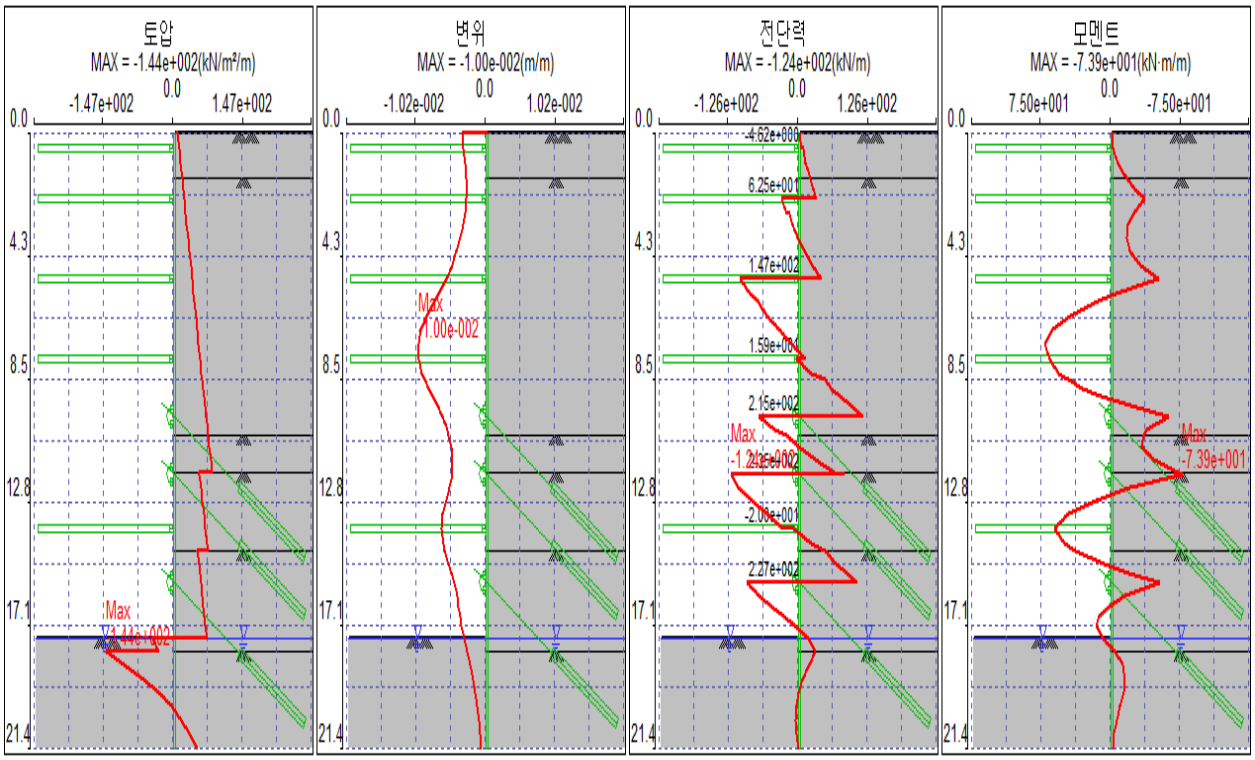
19) 시공 19 단계 [CS19 : 굴착 17.57 m]



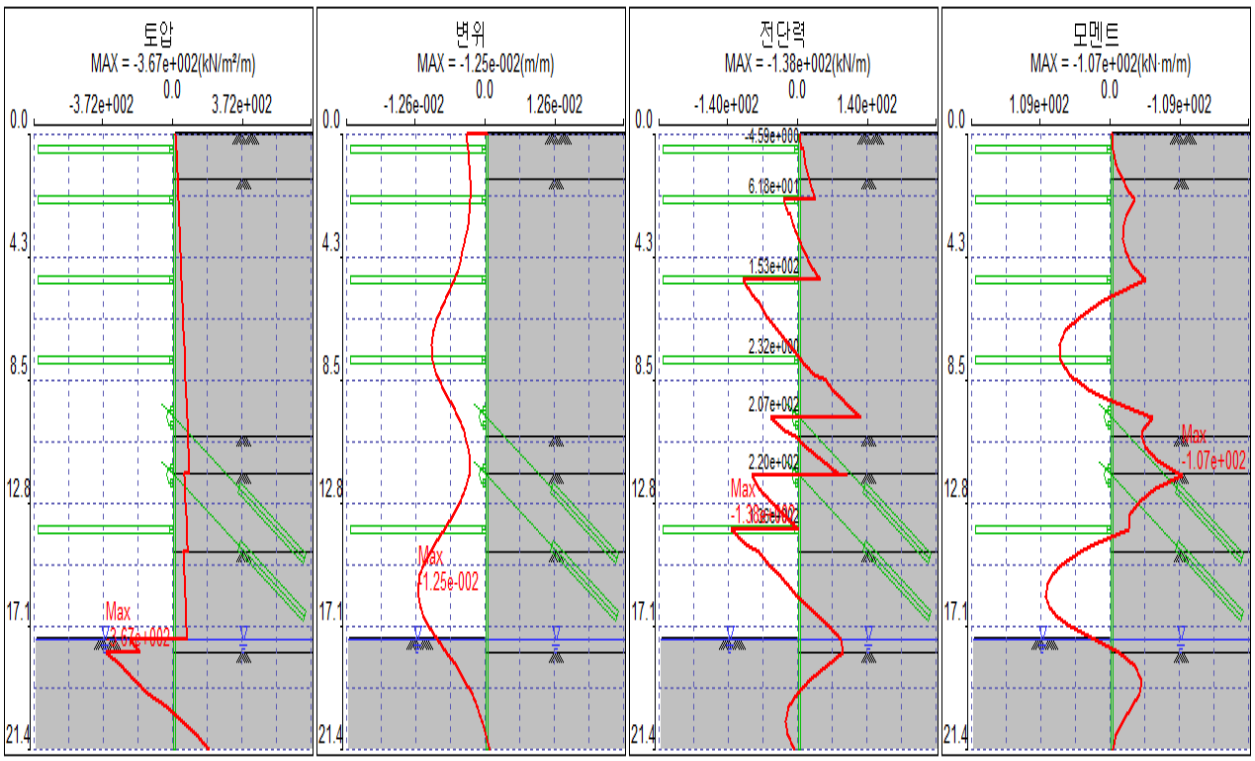
20) 시공 20 단계 [CS20 : Peck]



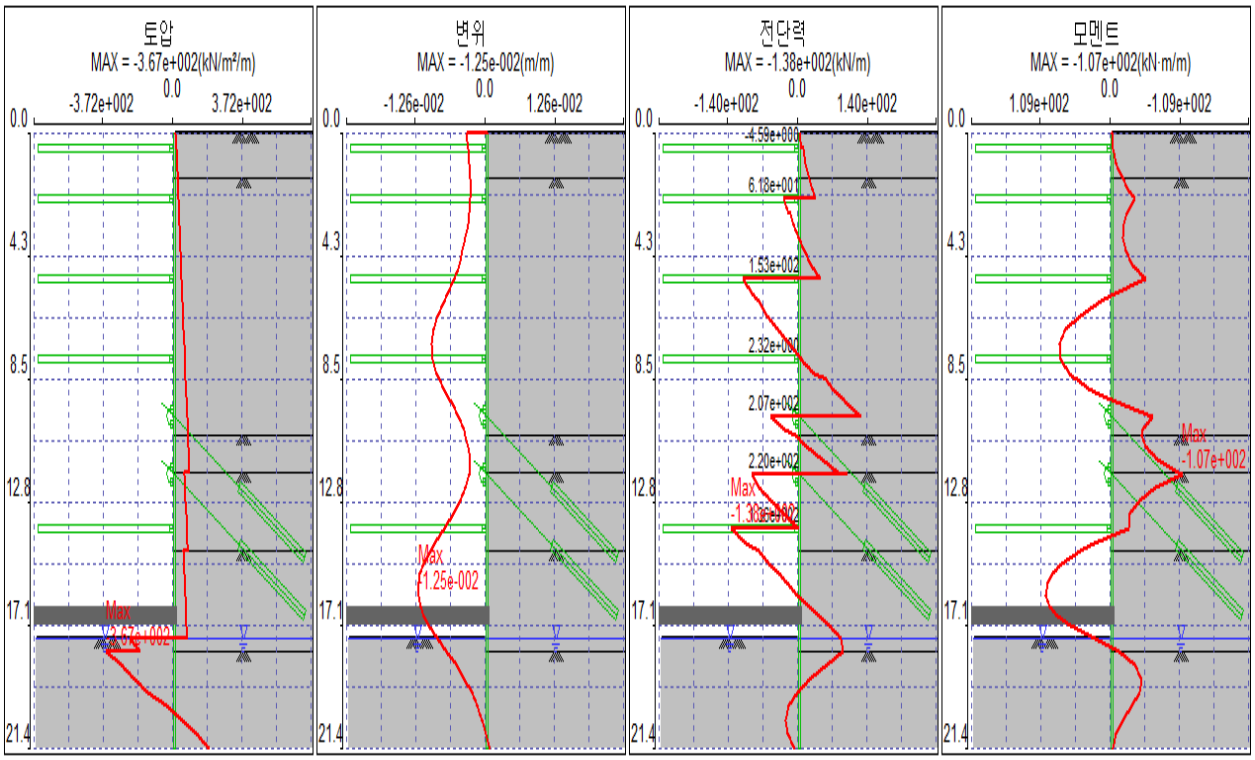
21) 시공 21 단계 [CS21 : 앵커4단 해체]



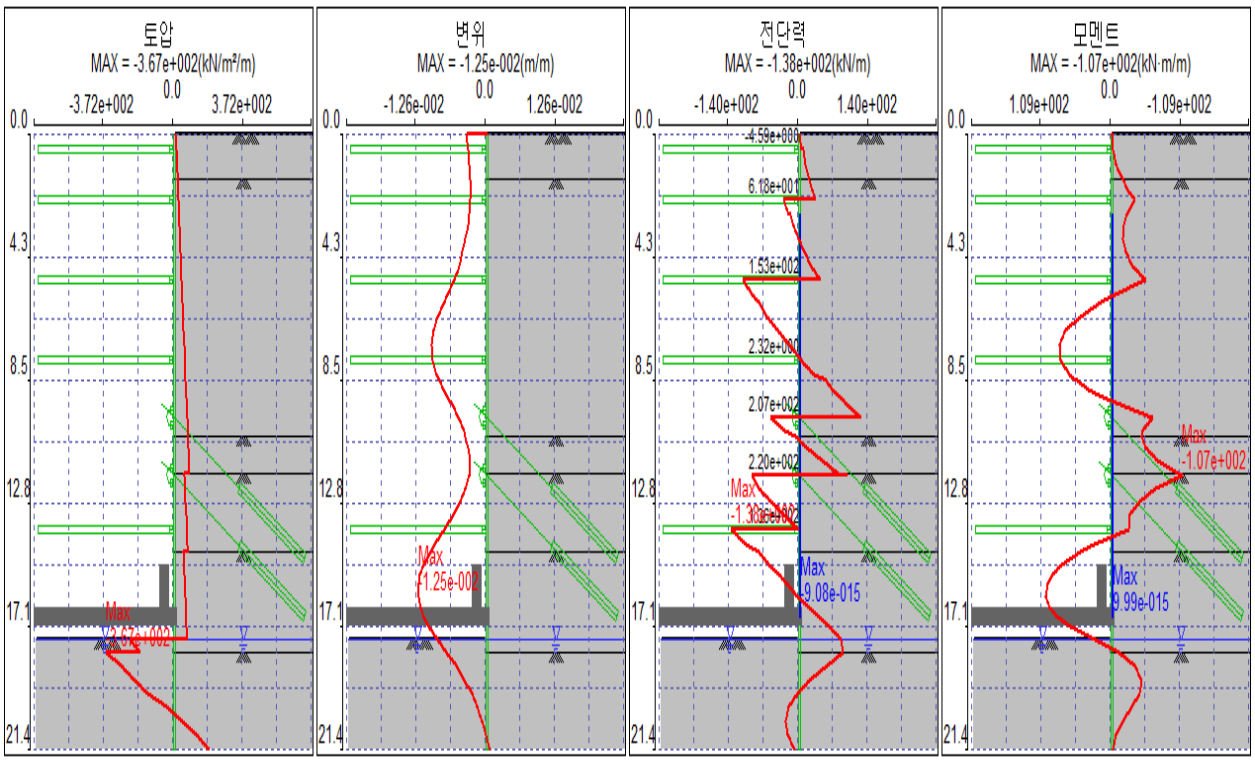
22) 시공 22 단계 [CS22 : 앵커3단 해체]



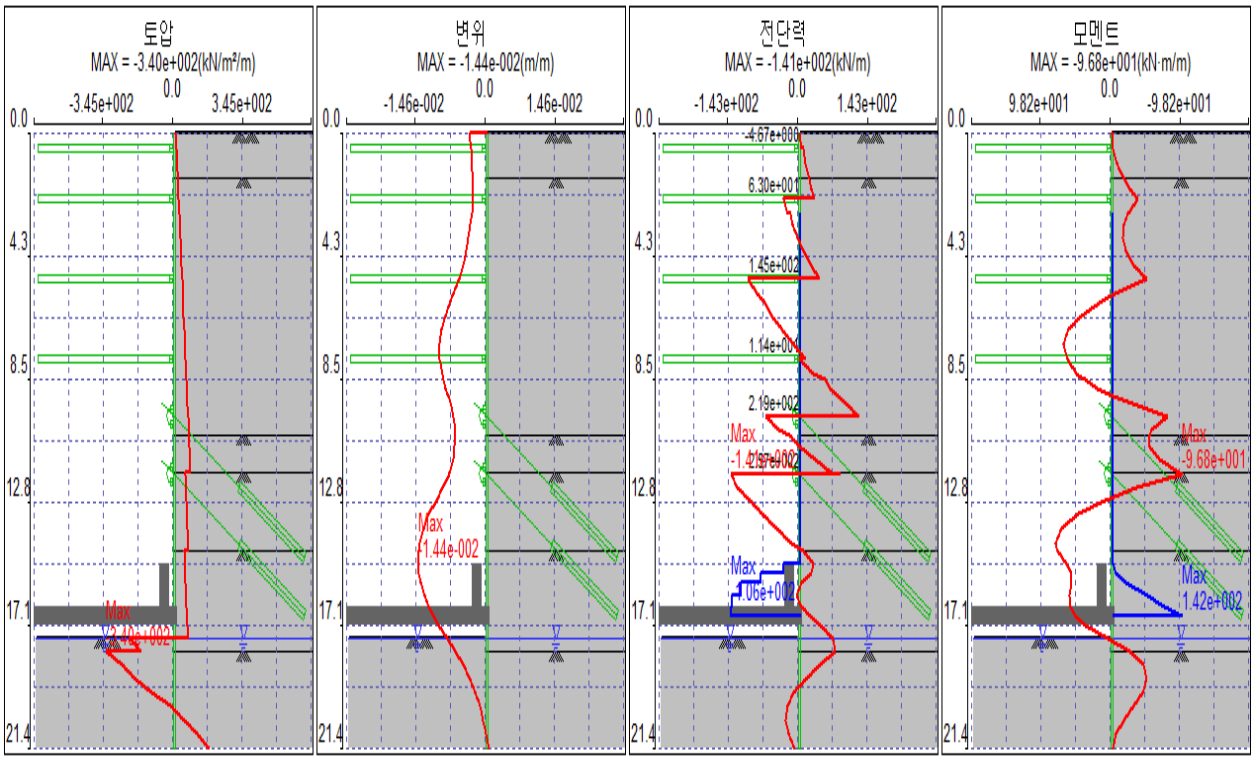
23) 시공 23 단계 [CS23 : 하단슬래브]



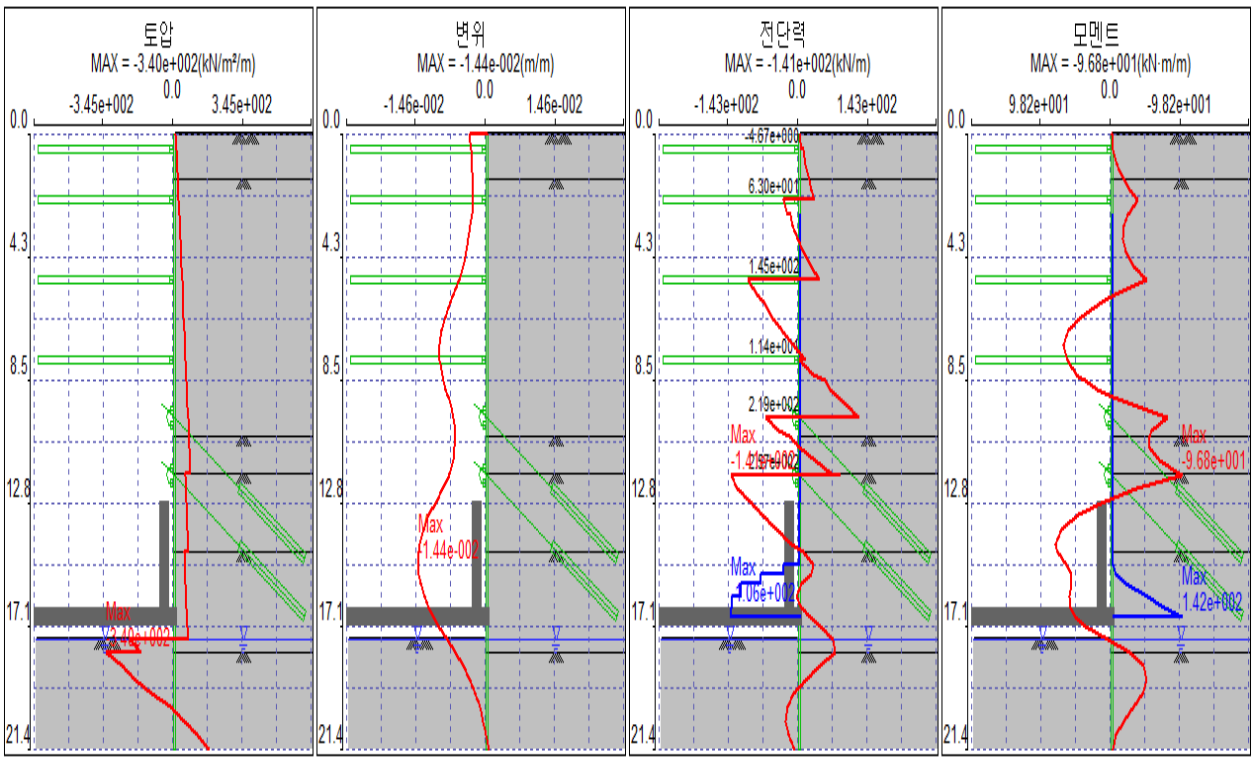
24) 시공 24 단계 [CS24 : 벽체1]



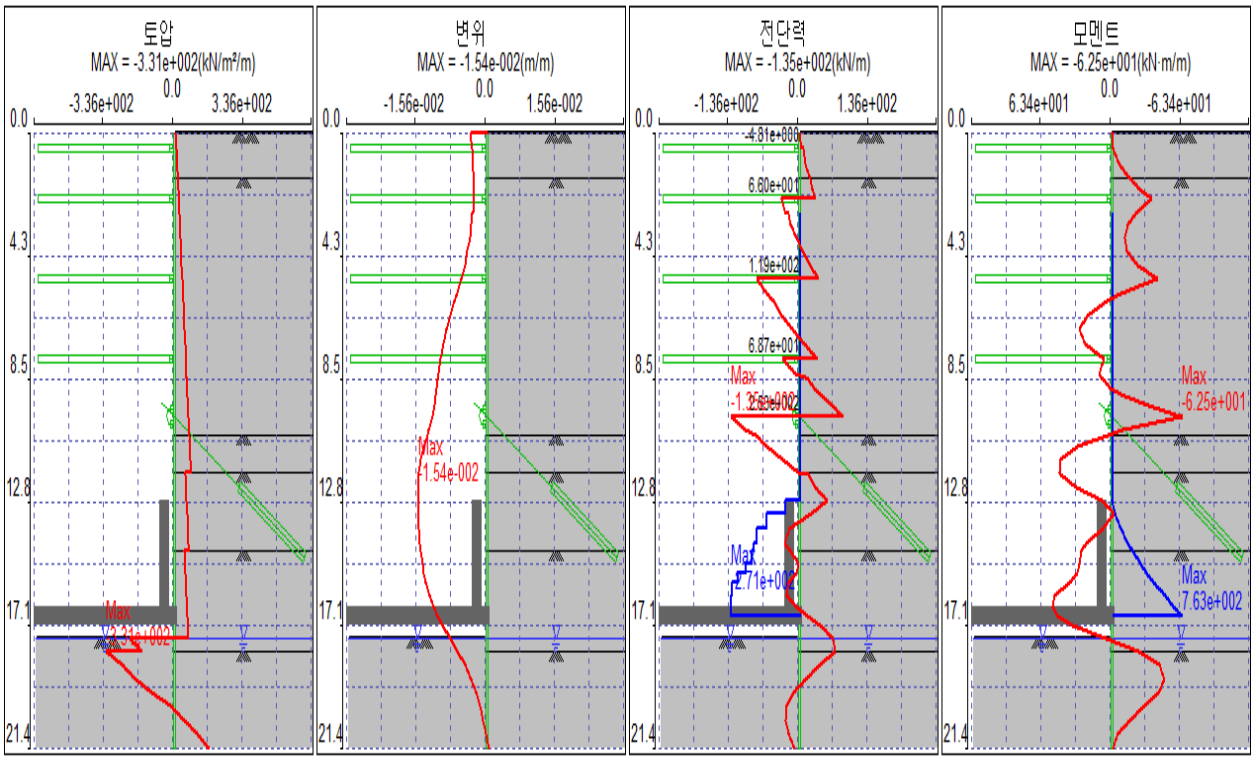
25) 시공 25 단계 [CS25 : 버팀4단 해체]



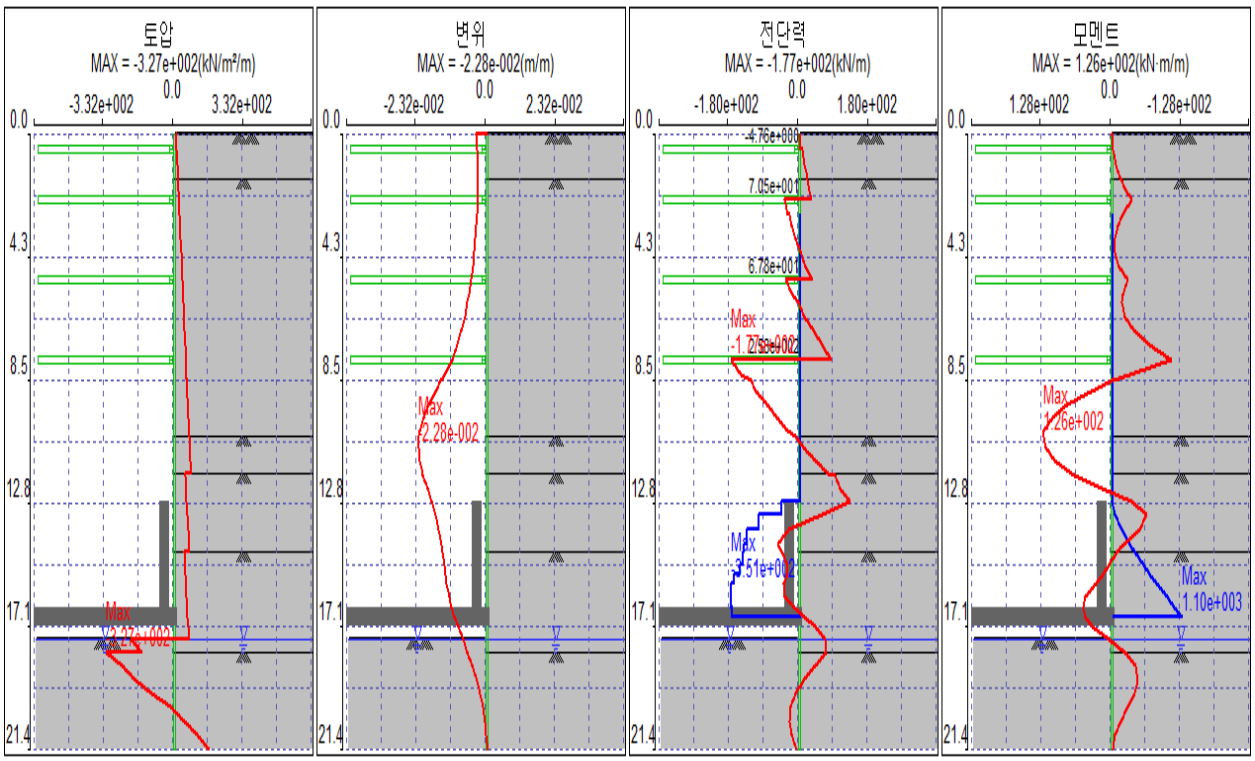
26) 시공 26 단계 [CS26 : 벽체2]



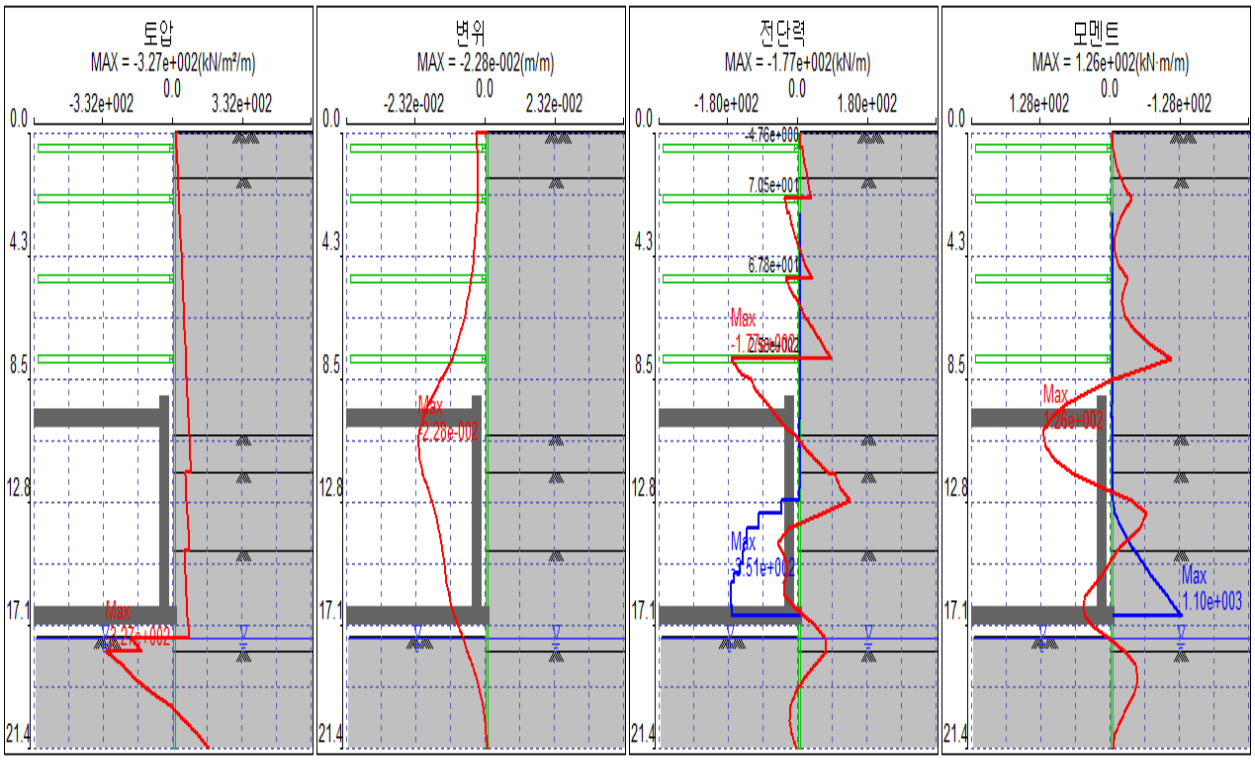
27) 시공 27 단계 [CS27 : 앵커2단 해체]



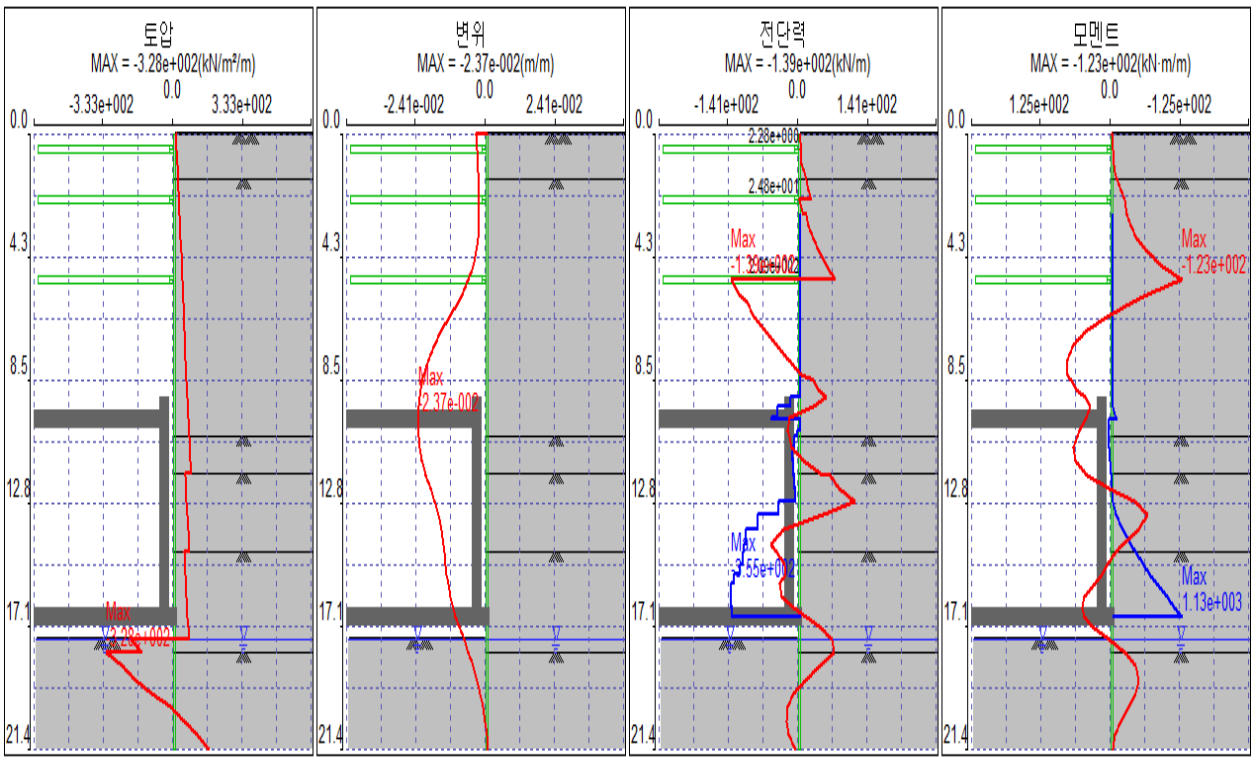
28) 시공 28 단계 [CS29 : 앵커1단 해체]



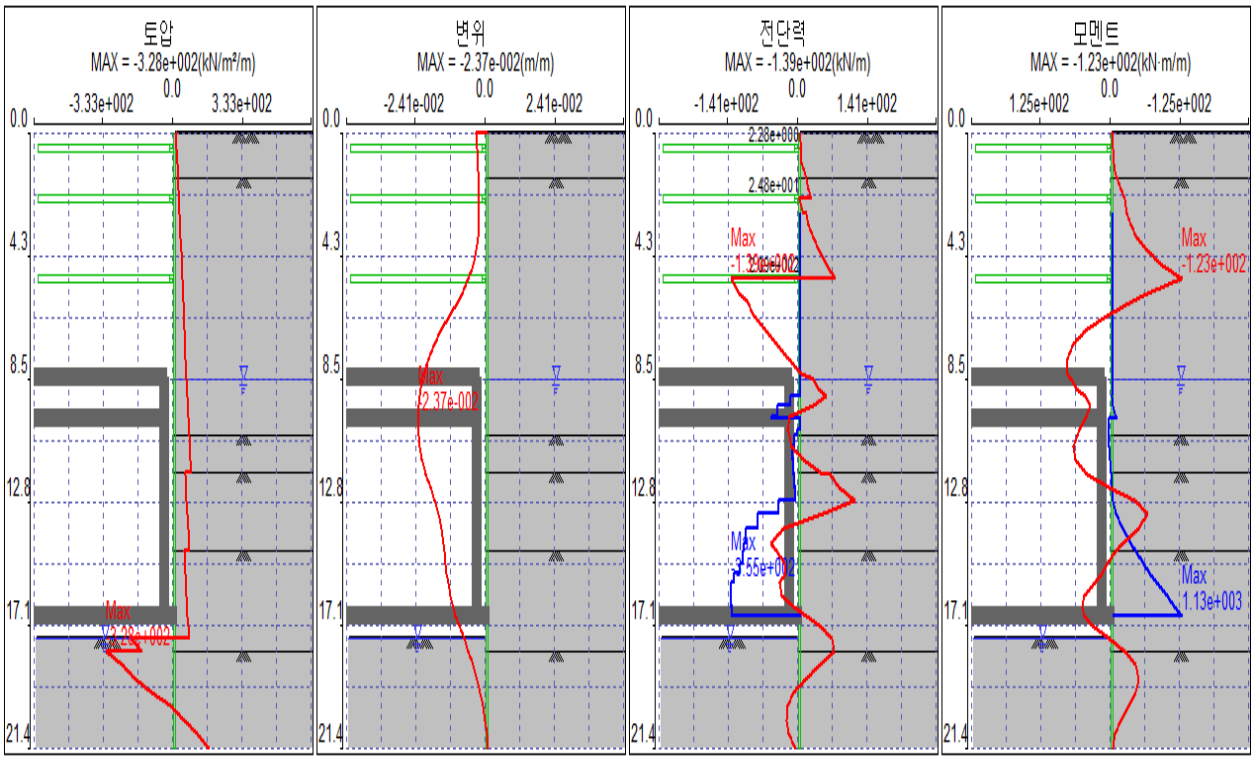
29) 시공 29 단계 [CS28 : 상단슬래브]



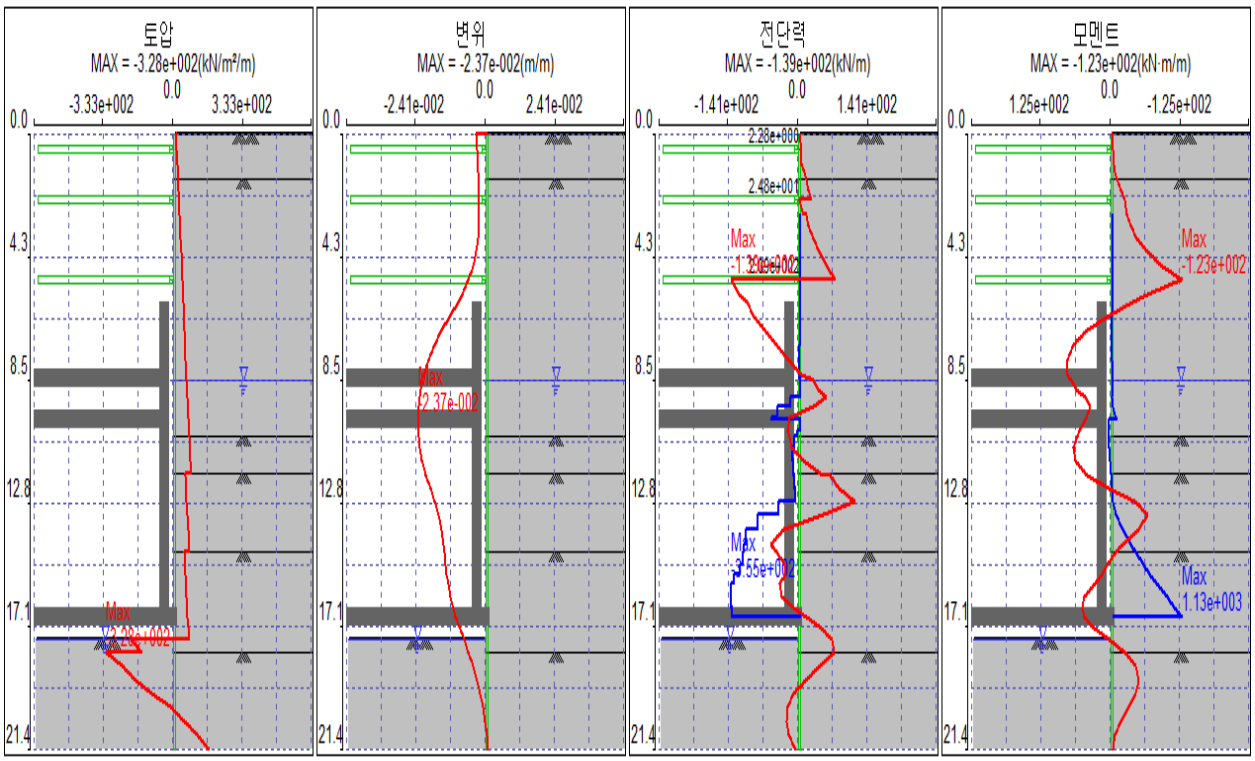
30) 시공 30 단계 [CS31 : 버팀3단 해체]



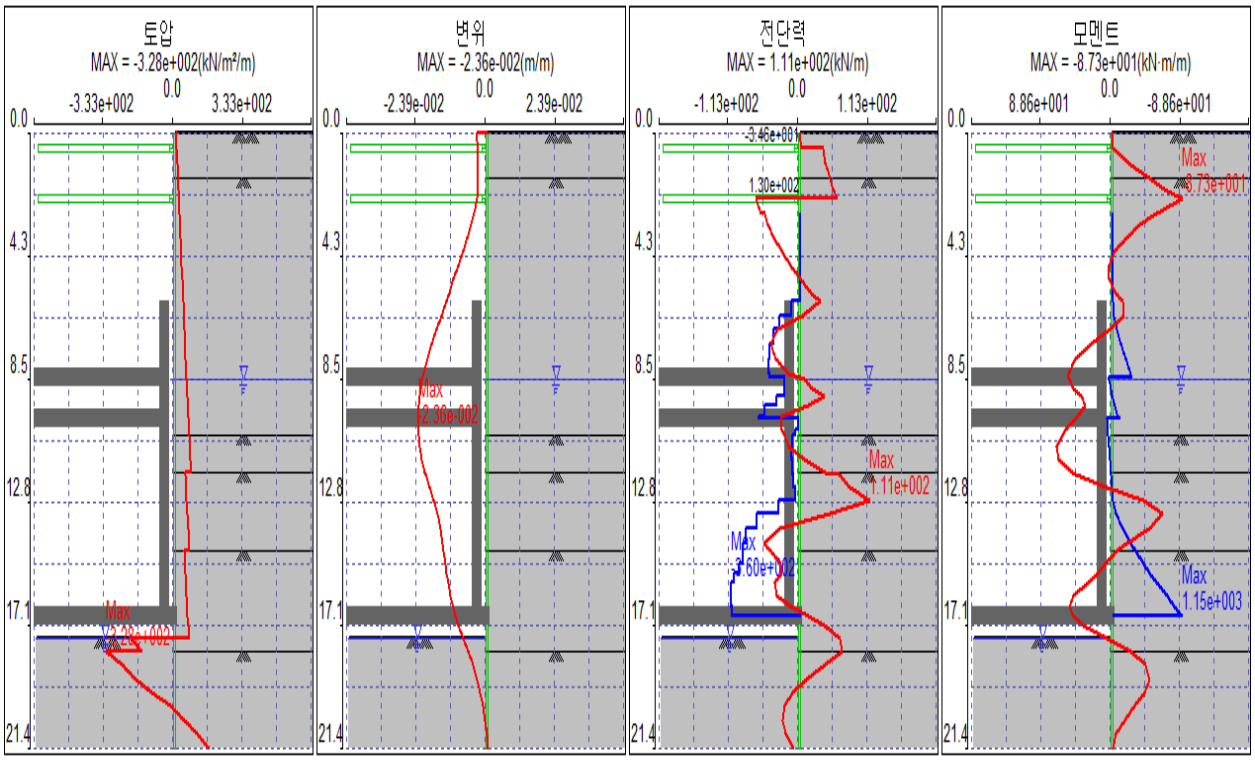
31) 시공 31 단계 [CS30 : 국회대로 기초]



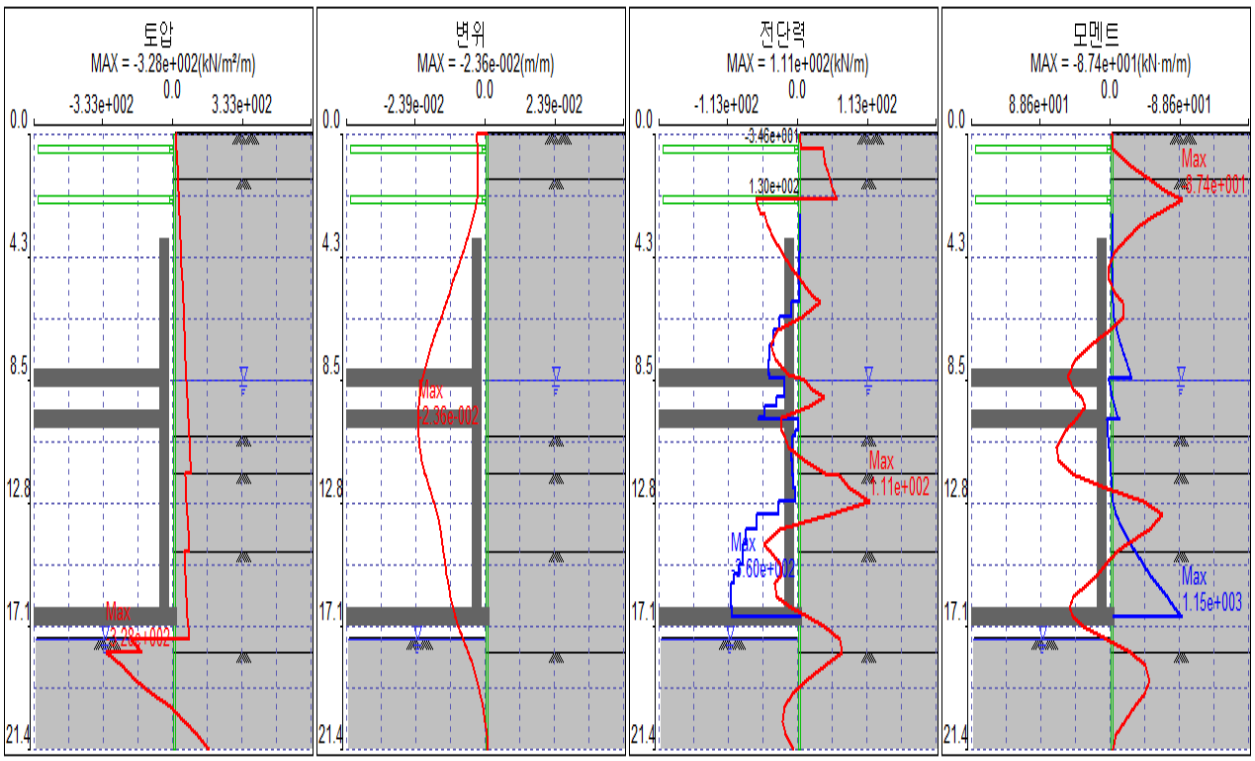
32) 시공 32 단계 [CS32 : 국회대로 벽체1]



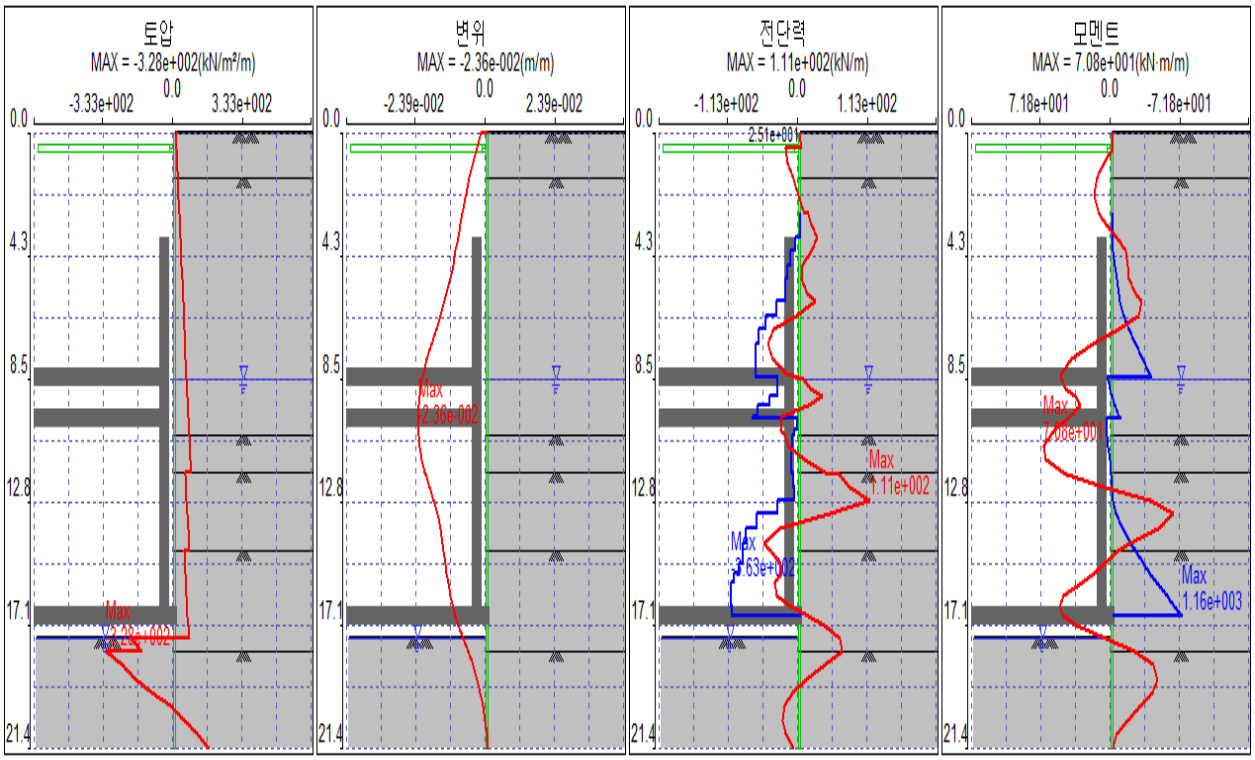
33) 시공 33 단계 [CS33 : 버팀2단 해체]



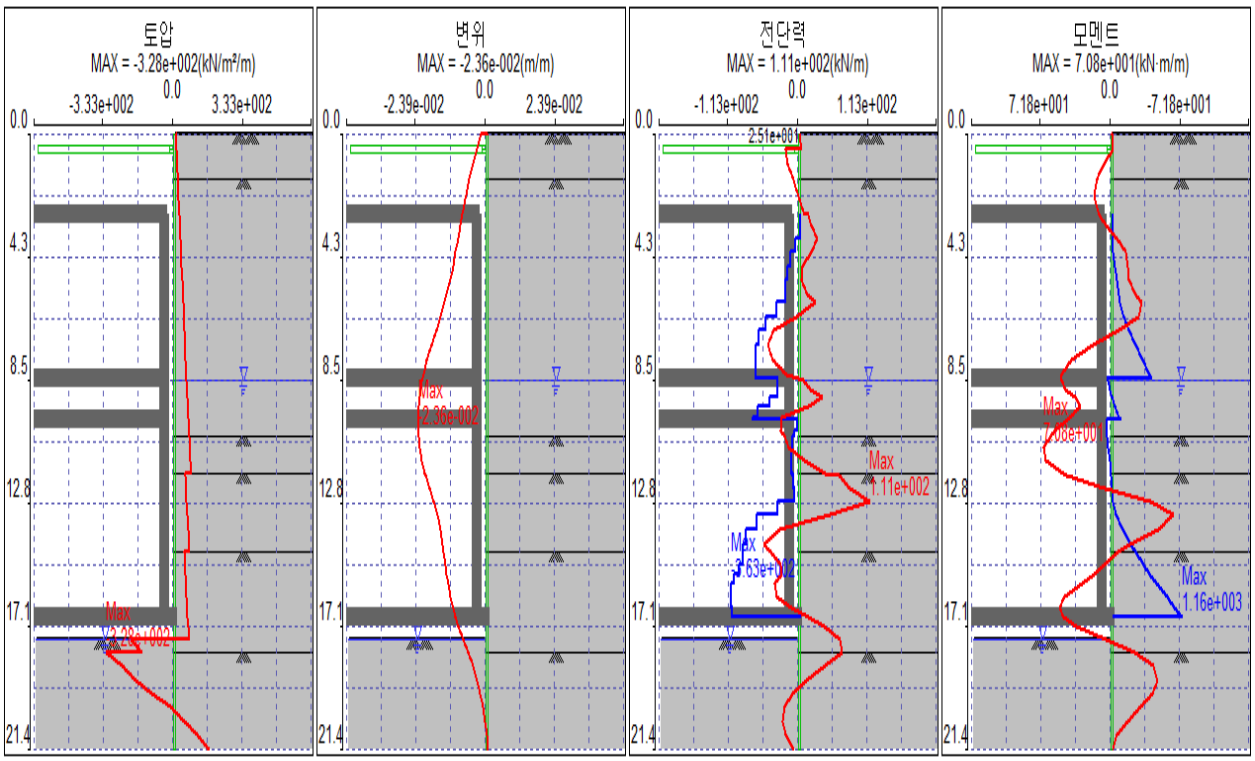
34) 시공 34 단계 [CS34 : 국회대로 벽체2]



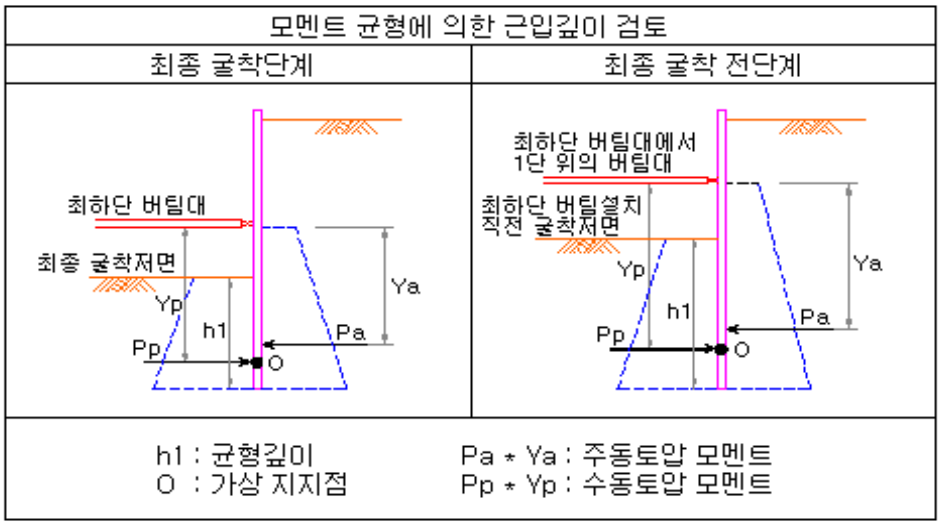
35) 시공 35 단계 [CS35 : 버팀1단 해체]



36) 시공 36 단계 [CS36 : 국회대로 상단]



13.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	0.101	3.780	19.859	13451.930	677.377	1.200	OK
최종 굴착 전단계	0.112	5.250	61.316	22592.239	368.455	1.200	OK

13.3.1 최종 굴착 단계의 경우

1) 토압의 작용폭

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1.2 m, 굴착면 하부 = 0.3 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 0.9 m

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -17.1 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 27.786 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.237 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 10.004 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 1.327 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (27.786 x 0.237) + (10.004 x 1.327) = 19.859 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 5186.41 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 2.594 m

Mp = (Pp x Yp) = (5186.41 x 2.594) = 13451.93 kN · m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 13451.93 / 19.859 = 677.377

S.F. = 677.377 > 1.2 ... OK

13.3.2. 최종 굴착 전단계의 경우

1) 토압의 작용폭

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1.2 m, 굴착면 하부 = 0.3 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 0.9 m

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -15.6 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 29.492 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.239 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 30.756 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 1.764 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (29.492 x 0.239) + (30.756 x 1.764) = 61.316 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 5667.107 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 3.987 m

Mp = (Pp x Yp) = (5667.107 x 3.987) = 22592.239 kN·m

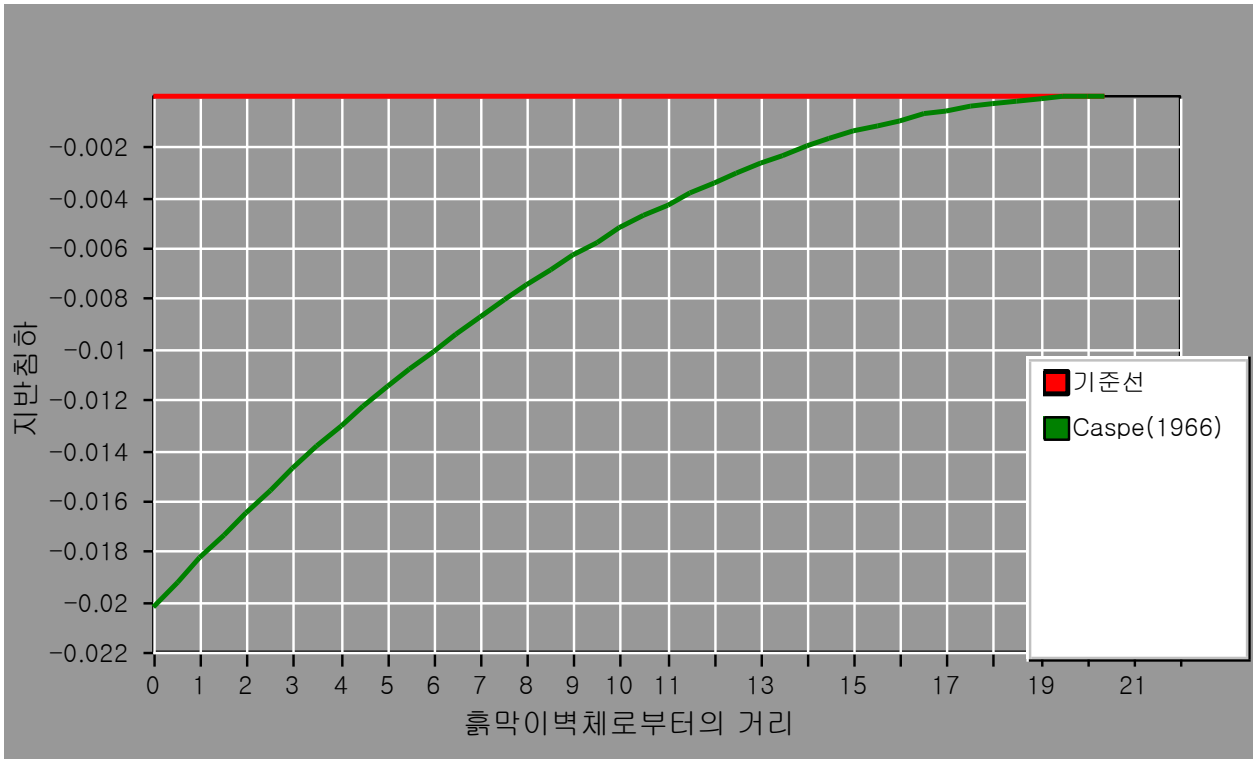
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 22592.239 / 61.316 = 368.455

S.F. = 368.455 > 1.2 ... OK

13.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



13.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.103 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 20 m, Hw = 17.57 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 28.845 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ/2)

Hp = 0.5 x 20 x tan(45 + 28.845/2) = 16.924 m

Ht = Hp + Hw = 16.924 + 17.57 = 34.494 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ/2)

D = 34.494 x tan(45-28.845/2) = 20.382 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.103 / 20.382 = -0.020 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.020 x ((20.382 - Xi) / 20.382)^2

거리 (벽면기준) (m)	지반 침하량 (mm)	절점간 침하량 (mm)	각변위 (x0.001)
0.00	-20.248	-0.981	-1.962
0.50	-19.266	-0.957	-1.914
1.00	-18.309	-0.933	-1.865
1.50	-17.377	-0.908	-1.816
2.00	-16.469	-0.884	-1.768
2.50	-15.585	-0.859	-1.719
3.00	-14.726	-0.835	-1.670

3.50	−13.891	−0.811	−1.621
4.00	−13.080	−0.786	−1.573
4.50	−12.294	−0.762	−1.524
5.00	−11.532	−0.738	−1.475
5.50	−10.794	−0.713	−1.426
6.00	−10.081	−0.689	−1.378
6.50	−9.392	−0.664	−1.329
7.00	−8.728	−0.640	−1.280
7.50	−8.088	−0.616	−1.231
8.00	−7.472	−0.591	−1.183
8.50	−6.881	−0.567	−1.134
9.00	−6.314	−0.543	−1.085
9.50	−5.771	−0.518	−1.036
10.00	−5.253	−0.494	−0.988
10.50	−4.759	−0.469	−0.939
11.00	−4.290	−0.445	−0.890
11.50	−3.845	−0.421	−0.841
12.00	−3.424	−0.396	−0.793
12.50	−3.028	−0.372	−0.744
13.00	−2.656	−0.348	−0.695
13.50	−2.308	−0.323	−0.646
14.00	−1.985	−0.299	−0.598
14.50	−1.686	−0.274	−0.549
15.00	−1.412	−0.250	−0.500
15.50	−1.161	−0.226	−0.451
16.00	−0.936	−0.201	−0.403
16.50	−0.734	−0.177	−0.354
17.00	−0.557	−0.153	−0.305
17.50	−0.405	−0.128	−0.257
18.00	−0.276	−0.104	−0.208
18.50	−0.173	−0.080	−0.159
19.00	−0.093	−0.055	−0.110
19.50	−0.038	−0.031	−0.062
20.00	−0.007	−0.007	−0.019
20.38	0.000	0.000	0.000
Max	−20.248	−0.981	−1.962

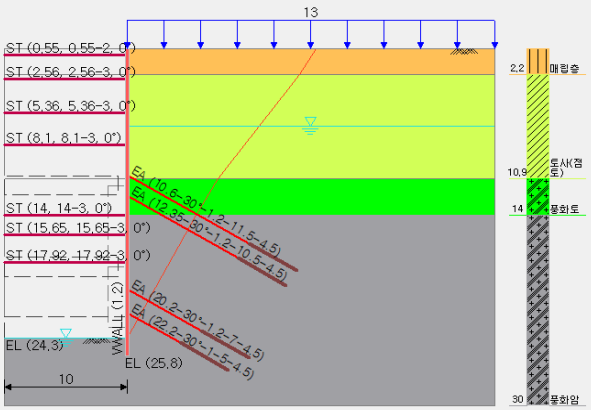
GeoX 구조계산서

TYPE-16 해체단계 검토 Rev. 02

목 차

1.표준단면
2.설계요약
3.설계조건
3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재
3.2 재료의 허용응력
3.3 적용 프로그램
4.복공판 설계
5.주형보 설계
6.주형 지지보 설계
6.1 주형지지보(중앙)
6.2 주형지지보(측벽)
7.지보재 설계
7.1 Strut 설계 (Strut-1)
7.2 Strut 설계 (Strut-2)
7.3 Strut 설계 (Strut-3)
7.4 Strut 설계 (Strut-4)
7.5 Strut 설계 (Strut-7)
7.6 Strut 설계 (Strut-8)
7.7 Strut 설계 (Strut-9)
7.8 Earth Anchor 설계 (Strut-5, Strut-6)
7.9 Earth Anchor 설계 (Strut-10, Strut-11)
8.띠장 설계
8.1 Strut-1 띠장 설계
8.2 Strut-2 띠장 설계
8.3 Strut-3 띠장 설계
8.4 Strut-4 띠장 설계
8.5 Strut-5 띠장 설계
8.6 Strut-6 띠장 설계
8.7 Strut-7 띠장 설계
8.8 Strut-8 띠장 설계
8.9 Strut-9 띠장 설계
8.10 Strut-10 띠장 설계
8.11 Strut-11 띠장 설계
9.측면말뚝 설계
9.1 흙막이벽(우)
10.중간말뚝 설계
11. 흙막이 벽체 설계
11.1 흙막이벽(우) 설계 (0.00m ~ 24.30m)
12.전산 입력 정보
13.해석결과

1.표준단면


13
ST (0.55, 0.55-2, 0°)
ST (2.56, 2.56-3, 0°)
ST (5.36, 5.36-3, 0°)
ST (8.1, 8.1-3, 0°)
ST (14, 14-3, 0°)
ST (15.65, 15.65-3, 0°)
ST (17.92, 17.92-3, 0°)
EA (10.6-30*1.2-11.5-4.5)
EA (12.35-30*1.2-10.5-4.5)
EA (20.2-30*1.2-7-4.5)
EA (22.2-30*1.5-4.5)
VWALL (1.2)
EL (24.3)
EL (25.8)
10
2.2
매립층
10.9
토사(점토)
14
풍화토
30
풍화암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-D:1000x1990x200	-	휨응력	157.726	175.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	10.429	100.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	114.004	147.042	O.K	처짐	O.K
		전단응력	42.144	90.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	105.596	142.373	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	86.224	90.000	O.K		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	74.548	157.500	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	88.354	90.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
Strut-1 H 700x300x13/24	0.55	휨응력	6.104	100.355	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	15.286	71.290	O.K		
		전단응력	2.212	90.000	O.K		
Strut-2 P 406.4x12	2.56	휨응력	24.688	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	50.887	125.062	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.521	89.387	O.K		
Strut-3 P 406.4x12	5.36	휨응력	24.688	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	53.984	125.062	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.521	89.387	O.K		
Strut-4 P 406.4x12	8.10	휨응력	24.688	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	71.908	125.062	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.521	89.387	O.K		
Strut-7 P 406.4x12	14.00	휨응력	24.688	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	57.893	125.062	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.521	89.387	O.K		
Strut-8 P 406.4x12	15.65	휨응력	24.688	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	53.052	125.062	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.521	89.387	O.K		
Strut-9 P 406.4x12	17.92	휨응력	24.688	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	61.559	125.062	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.521	89.387	O.K		

부 재	위 치 (m)	Strand 소요개수산정	자유장 산정	정착장 산정
Strut-5 Strand12.7x4EA	10.60	O.K	O.K	O.K
Strut-6 Strand12.7x4EA	12.35	O.K	O.K	O.K
Strut-10 Strand12.7x4EA	20.20	O.K	O.K	O.K
Strut-11 Strand12.7x4EA	22.20	O.K	O.K	O.K

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
Strut-1 H 300x305x15/15	0.55	휨응력	38.458	152.017	O.K	
		전단응력	27.348	90.000	O.K	
Strut-2 H 440x300x11/18	2.56	휨응력	86.418	142.373	O.K	
		전단응력	66.117	90.000	O.K	
Strut-3 H 440x300x11/18	5.36	휨응력	92.668	142.373	O.K	
		전단응력	70.898	90.000	O.K	
Strut-4 H 440x300x11/18	8.10	휨응력	128.846	142.373	O.K	WEB보강,5.0mm*1
		전단응력	67.772	90.000	O.K	
Strut-5 2H 250x250x9/14	10.60	휨응력	28.755	156.940	O.K	
		전단응력	41.593	90.000	O.K	
Strut-6 2H 250x250x9/14	12.35	휨응력	29.712	156.940	O.K	
		전단응력	42.976	90.000	O.K	
Strut-7 H 440x300x11/18	14.00	휨응력	100.559	142.373	O.K	
		전단응력	76.936	90.000	O.K	
Strut-8 H 440x300x11/18	15.65	휨응력	90.788	142.373	O.K	
		전단응력	69.460	90.000	O.K	
Strut-9 H 440x300x11/18	17.92	휨응력	107.958	142.373	O.K	
		전단응력	82.596	90.000	O.K	
Strut-10 2H 300x300x10/15	20.20	휨응력	12.486	157.500	O.K	
		전단응력	31.445	90.000	O.K	
Strut-11 2H 300x300x10/15	22.20	휨응력	11.617	157.500	O.K	
		전단응력	35.108	90.000	O.K	

2.6 측면말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우) H 300x305x15/15	-	휨응력	102.108	179.425	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	75.101	195.506	O.K	수평변위	O.K
		전단응력	58.884	123.750	O.K	지지력	O.K

2.7 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	74.063	165.724	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	18.437	146.017	O.K	지지력	O.K

2.8 흙막이벽체설계

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우)	0.00 ~ 24.30	휨응력	159.590	303.750	O.K		
		압축응력	155.125	292.872	O.K		
		전단응력	75.719	174.375	O.K		

2.9 흙막이벽체 수평변위

부 재	시공단계	최대수평변위(mm)	허용수평변위(mm)	비 고
흙막이벽(우)	CS40 : 앵커1단 해체	20.893	48.600	O.K

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

H Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관), Earth Anchor로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

H Pile

엄지말뚝간격 : 1.20m

다. 지보재

Strut	–	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
Earth Anchor	–	Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.00	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-D:1000x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 440x300x11/18(SS400)	-	
	H 300x305x15/15(SS400)	-	
H-PILE (측벽)	H 300x305x15/15(SM490)	1.20m	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SM490)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x12(SS400)	3.00m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(SS400)	-	
	H 250x250x9/14(SS400)	-	
	H 300x300x10/15(SS400)	-	

3.2 재료의 허용응력

가. 강재

[강재의 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		SS400,SM400, SMA400	SM490	SM490Y,SM520, SMA490	SM570,SMA570
축방향 인장 (순단면)		210	285	322.5	405
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 18.6$ 210	$0 < \ell/r \le 16$ 285	$0 < \ell/r \le 15.1$ 322.5	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405
		$18.6 < \ell/r \le 92.8$ $210 - 1.23(\ell/r - 18.6)$	$16 < \ell/r \le 80.1$ $285 - 1.935(\ell/r - 16)$	$15.1 < \ell/r \le 75.5$ $322.5 - 2.33(\ell/r - 15.1)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.285(\ell/r - 13.4)$
		$92.8 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$75.5 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,400+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	210	285	322.5	405
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.6$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.8$ 322.5	$\ell/b \le 3.4$ 405
		$4.6 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.735(\ell/b - 4.6)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.865(\ell/b - 4.0)$	$3.8 < \ell/b \le 27$ $322.5 - 7.035(\ell/b - 3.8)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$
전단응력 (총단면)		120	165	188	233
지압응력		315	428	488	608
용접 강도	공 장	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%
	현 장	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%

종 류		HSB500	HSB600	HSB800	비고
축방향 인장 (순단면)		345	405	570	230x1.5=345 270x1.5=405 380x1.5=570
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 14.6$ 345	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405	$0 < \ell/r \le 18.0$ 570	
		$14.6 < \ell/r \le 73.0$ $345 - 2.58(\ell/r - 14.6)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.29(\ell/r - 13.4)$	$18.0 < \ell/r \le 54.2$ $570 - 6.27(\ell/r - 18)$	
		$73 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,100+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$	$54.2 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{2,300+(\ell/r)^2}$	
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	345	405	570	
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 3.6$ 345	$\ell/b \le 3.4$ 405	$\ell/b \le 5.4$ 570	
		$3.6 < \ell/b \le 27$ $345 - 7.79(\ell/b - 3.6)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$	$5.4 < \ell/b \le 19$ $570 - 18.9(\ell/b - 5.4)$	
전단응력 (총단면)		203	233	330	135x1.5=203 155x1.5=233 220x1.5=330

종 류	축방향 인장 (순단면)	축방향 압축 (총단면)	휨압축응력	지압응력
비 고	140x1.5=210 190x1.5=285 215x1.5=322.5 270x1.5=405	ℓ(mm) : 유효좌굴장 r(mm): 단면회전 반지름	ℓ : 플랜지의 고정점간거리 b : 압축플랜지의 폭	강판과 강판
판두께	40mm이하	40mm이하	40mm이하 $A_w/A_c \leq 2$	40mm이하

나. 강널말뚝

[강널말뚝 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		강널말뚝 (SY30)
휨응력	인장응력	270
	압축응력	270
전단응력		150

다. 볼트

[볼트 허용응력] (MPa)

볼 트 종 류	응력의 종류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	4T 기준
	지 압	315	
고장력 볼트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	
고장력 볼트	전 단	190	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.7.0

나. 탄소성법

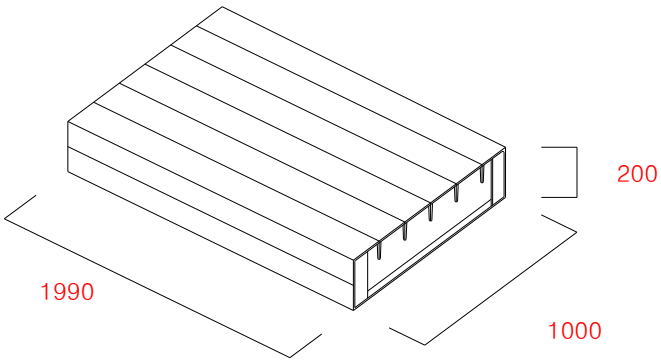
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-D:1000x1990x200

w (kN/piece)	3.550
I_x (mm^4)	83000000
A (mm^2)	17084
Z_x (mm^3)	562000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

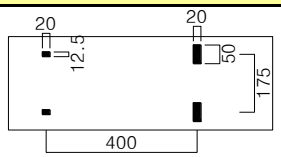
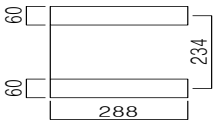
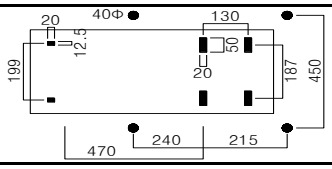
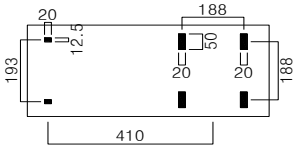
가. 고정하중

w_d = 3.550 × 1 / 1.990

= 1.784 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참고

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량(kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.784 \times 1.990^{2}}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.642 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.784 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 178.175 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.642 × 1000000.000 / 562000 = 157.726 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 178.175 × 1000.000 / 17084 = 10.429 MPa

4.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

▶ fba = 1.25 × 140
= 175.000 MPa

▶ τa = 1.25 × 80
= 100.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 175.000 MPa > f_b = 157.726 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 100.000 MPa > τ = 10.429 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.784 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 83000000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 83000000}$$

= 0.0209001 + 1.662

= 1.682 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

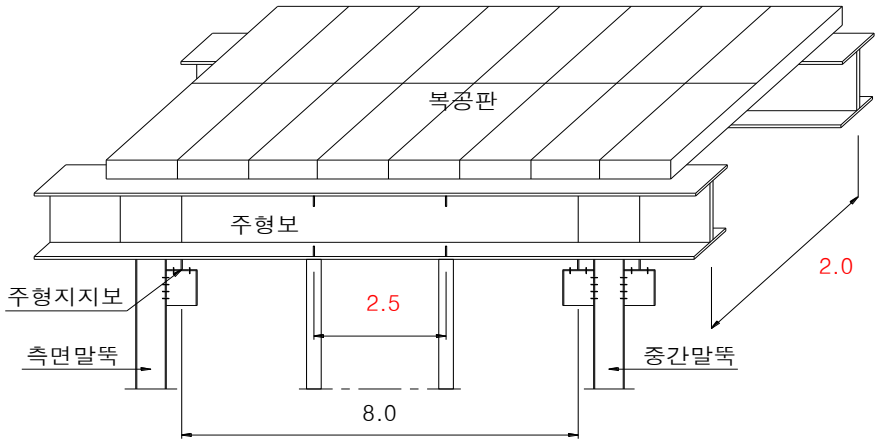
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 1.682 mm ---> O.K

5.주형보 설계

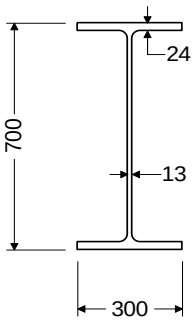
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 8.000 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1850.0
A (mm^2)	23550.0
I_x (mm^4)	2010000000.0
Z_x (mm^3)	5760000.0
A_w (mm^2)	8476.0
E (N/mm^2)	210000.0



5.2 단면력 산정

가. 고정하중

(1) 복 공 판 = 3.550 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.850 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.550 kN/m

M_d = w_d x L^2 / 8 = 5.550 x 8.000 x 8.000 / 8 = 44.400 kN·m

S_d = w_d x L / 2 = 5.550 x 8.000 / 2 = 22.200 kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 8.000)

= 0.313 > 0.3 이므로

∴ Use, i = 0.300 적용

(2) 후륜하중

① DB- 24 : P_{r1} = 96 x (1 + 0.300) = 124.800 kN

② DB- 18 : P_{r2} = 72 x (1 + 0.300) = 93.600 kN

③ DB- 13.5 : P_{r3} = 54 x (1 + 0.300) = 70.200 kN

(3) 전륜하중

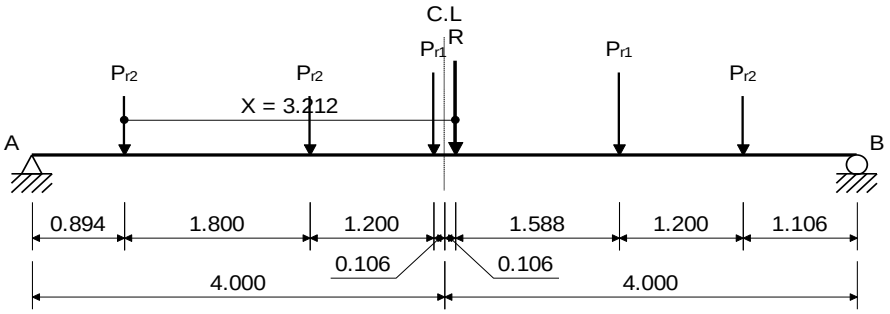
① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

② DB- 18 : P_{f2} = 18 x (1 + 0.300) = 23.400 kN

③ DB- 13.5 : P_{f3} = 13.5 x (1 + 0.300) = 17.550 kN

(4) 차선별 최대 휨모멘트 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 3 = 124.800 x 2 + 93.600 x 3

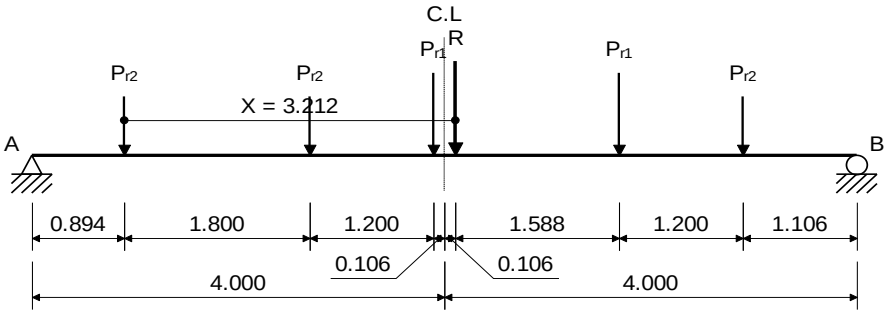
= 530.400 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800 + Pr2 x 6.000) / R

= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800 + 93.600 x 6.000) / 530.400

= 3.212 m

b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 7.106 + Pr2 x 5.306 + Pr1 x 4.106 + Pr1 x 2.306 + Pr2 x 1.106) / L

= (93.600 x 7.106 + 93.600 x 5.306 + 124.800 x 4.106 + 124.800 x 2.306 + 93.600 x 1.106) / 8.000

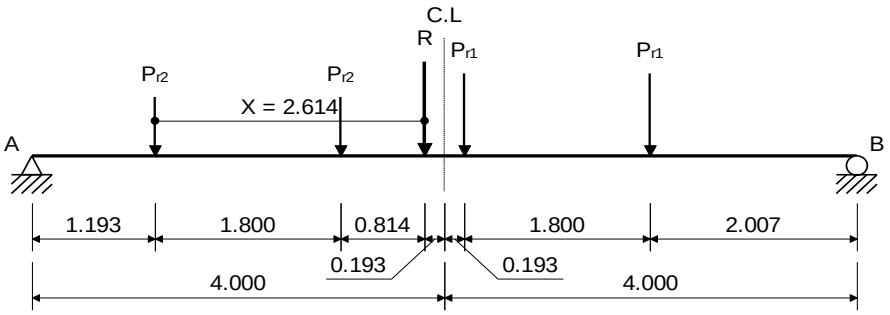
= 258.180 kN

M_l = (Ra x 3.894 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (258.180 x 3.894 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 612.263 kN·m

② 2 차선 재하시 (후륜하중)



a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 2 = 124.800 x 2 + 93.600 x 2

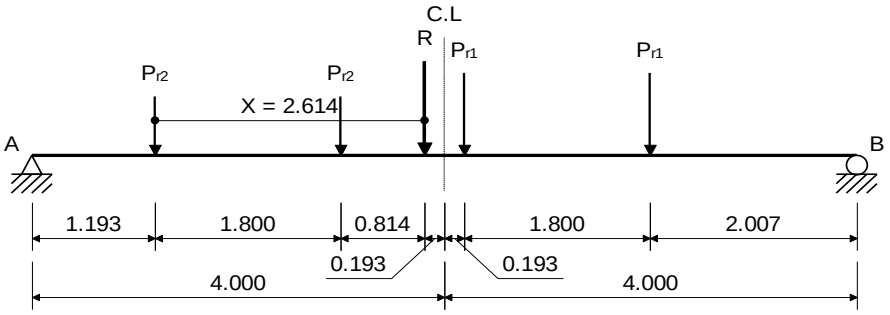
= 436.800 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800) / R

= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800) / 436.800

= 2.614 m

b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 6.807 + Pr2 x 5.007 + Pr1 x 3.807 + Pr1 x 2.007) / L

= (93.600 x 6.807 + 93.600 x 5.007 + 124.800 x 3.807 + 124.800 x 2.007) / 8.000

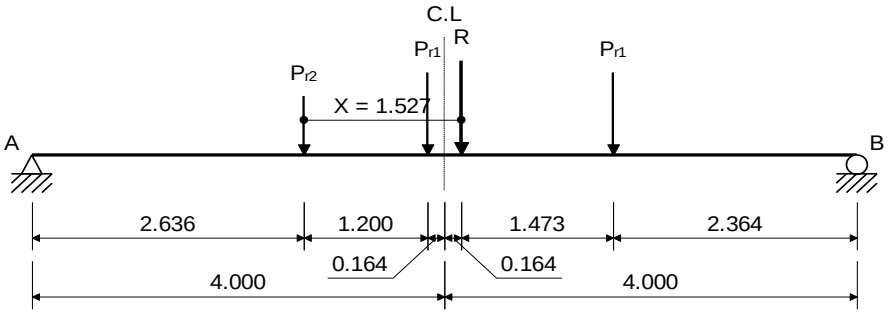
= 228.930 kN

M_l = (Ra x 4.193 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (228.930 x 4.193 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 566.751 kN·m

③ 1.5 차선 재하시 (후륜하중)



a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 1 = 124.800 x 2 + 93.600 x 1

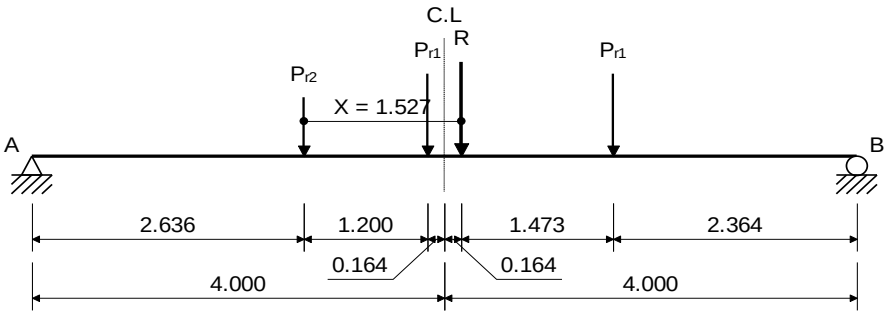
= 343.200 kN

X = (Pr1 x 1.200 + Pr1 x 3.000) / R

= (124.800 x 1.200 + 124.800 x 3.000) / 343.200

= 1.527 m

b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 5.364 + Pr1 x 4.164 + Pr1 x 2.364) / L

= (93.600 x 5.364 + 124.800 x 4.164 + 124.800 x 2.364) / 8.000

= 164.580 kN

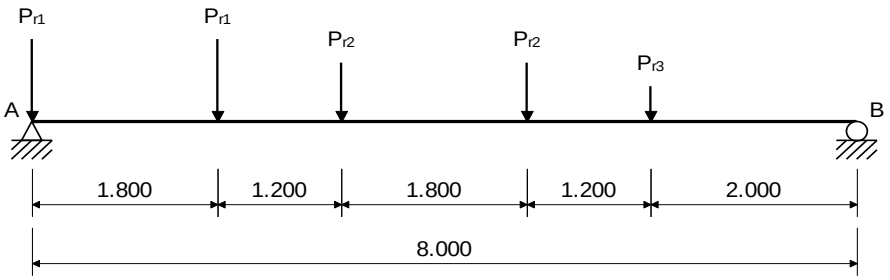
M_l = (Ra x 3.836 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (164.580 x 3.836 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 519.069 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① **2.5** 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 8.000 + Pr1 x 6.200 + Pr2 x 5.000 + Pr2 x 3.200 + Pr3 x 2.000) / L

= (124.800 x 8.000 + 124.800 x 6.200 + 93.600 x 5.000 + 93.600 x 3.200 + 70.200 x 2.000) / 8.000

= 335.010 kN

S_l = 335.010 x **1.00** = 335.010 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 44.400 + 612.263 = 656.663 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 22.200 + 335.010 = 357.210 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 656.663 \times 1000000 / 5760000.0 = 114.004$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 357.210 \times 1000 / 8476 = 42.144$ MPa

5.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (114.004 + 114.004) / 114.004

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.333 − 4.6))

= 147.042 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 147.042 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 147.042 MPa > f_b = 114.004 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 42.144 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

M = $M_{l\,max}$ / (1+i) = 612.263 / 1.300 = 470.972 kN·m

w = 8 x M / L^2 = 8 x 470.972 / (8.00 x 8.00) = 58.871 kN/m

δ_l = 5 x w x L^4 / (384 x E x I_x)

= 5 x 58.871 x 8000.0 ^{4} / (384 x 210000 x 2010000000)

= 7.439 mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (8000.0 / 400 , 25)

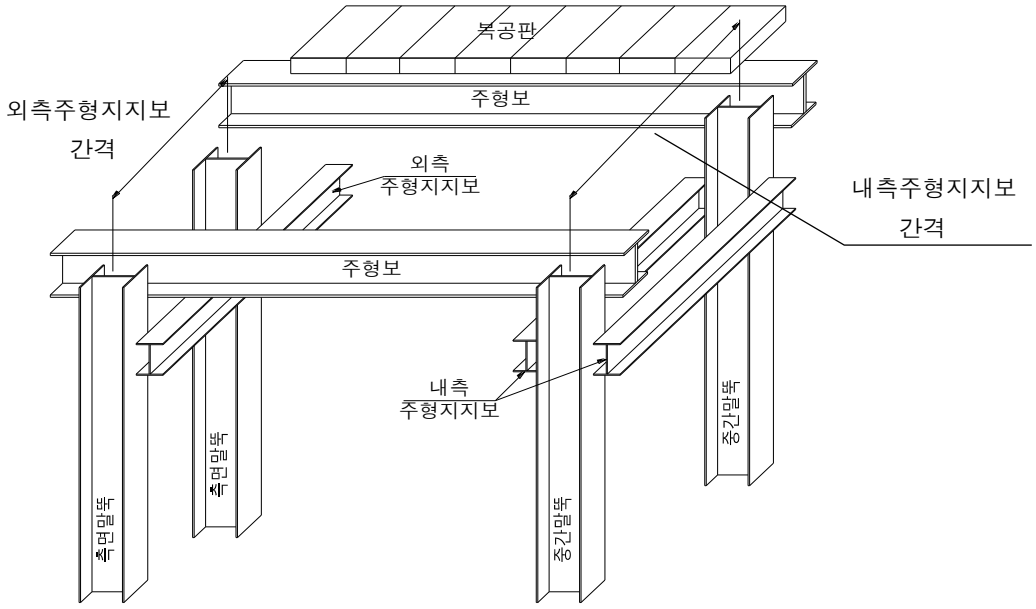
= 20.000 mm > δ_l = 7.439 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(중앙)

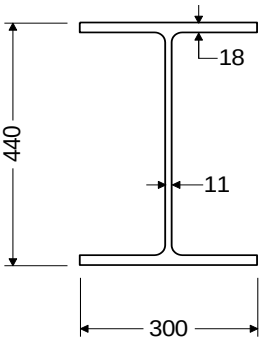
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

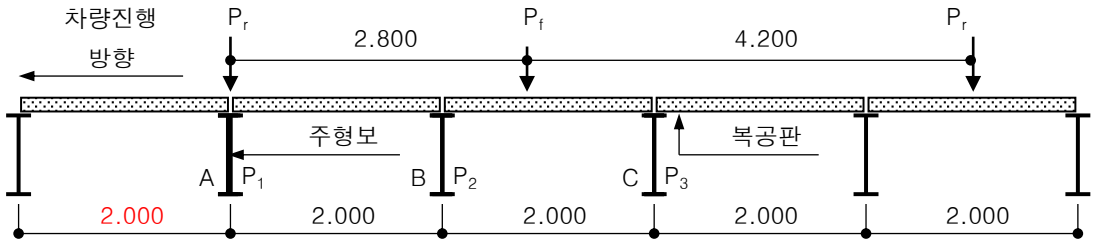


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



나. 주형보 반력 **case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하**



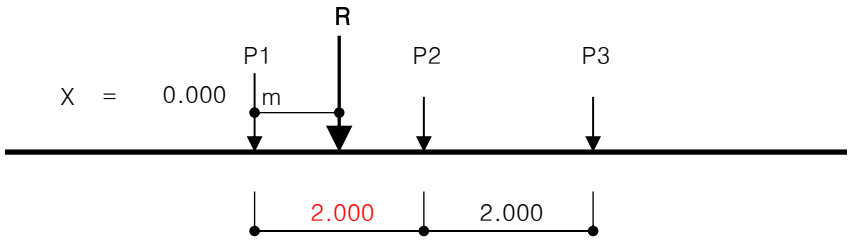
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 22.200 + 335.010 = 357.210 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000

= 22.200 + 83.753 x 1.200 / 2.000 = 72.452 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

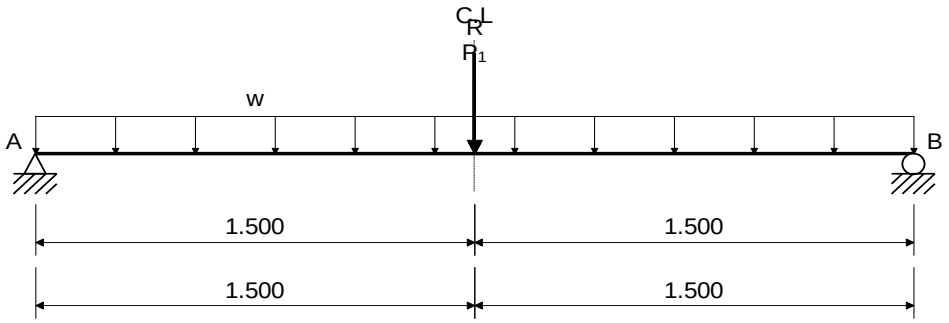


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 357.210
= 357.210 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 357.210
= 0.000 m

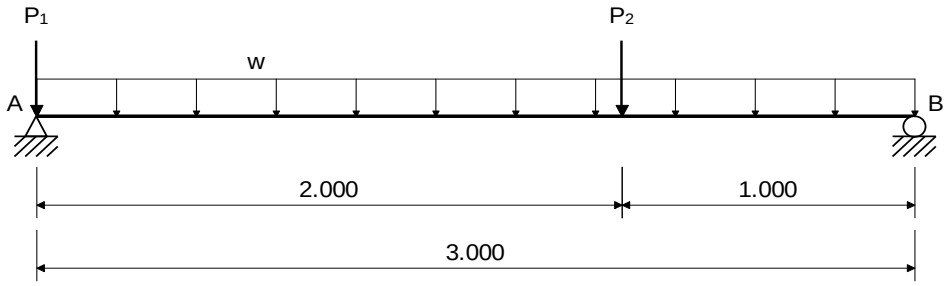
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.500) / L
= (357.210 x 1.500) / 3.000
= 178.605 kN

M_{max} = (Ra x 1.500) + w x L^2 / 8
= (178.605 x 1.500) + 1.212 x 3.00^2 / 8
= 269.271 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (357.210 x 3.000 + 72.451 x 1.000) / 3.000
= 381.361 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 381.361 + 1.212 x 3.00 / 2
= 383.178 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 269.271 x 1000000 / 2550000.0 = 105.596 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 383.178 x 1000 / 4444 = 86.224 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140
= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (105.596 + 105.596) / 105.596
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300
= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))
= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 105.596 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 86.224 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.25 x 0.9 x 100 = 112.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 383178 / (112.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

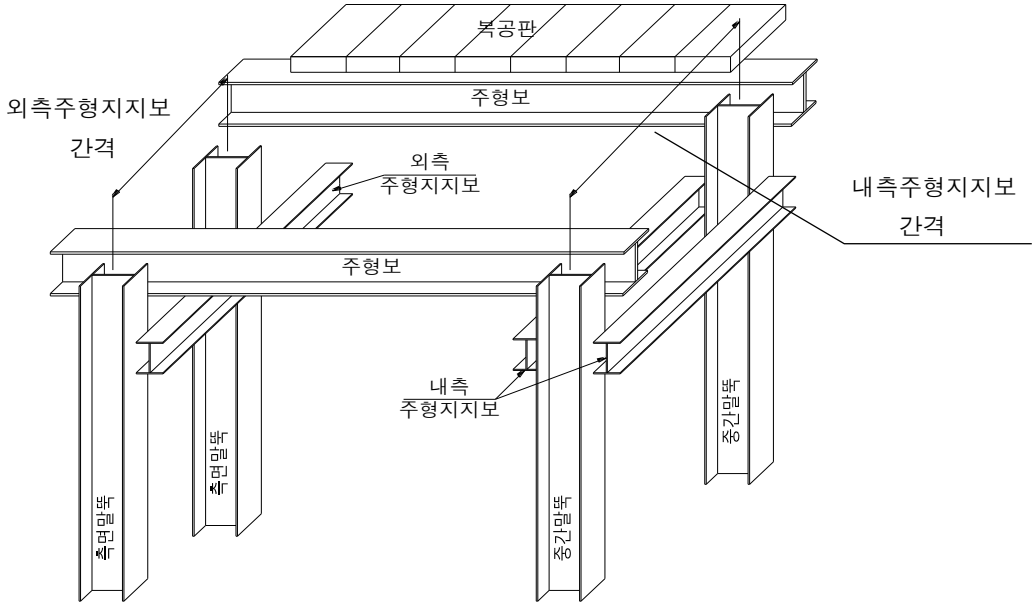
= 7.53 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 7.53 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(측벽)

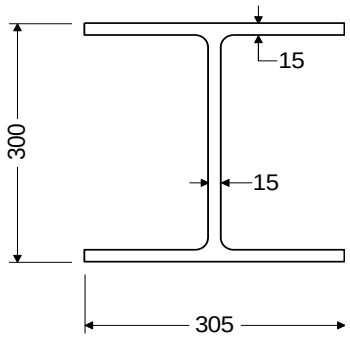
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 1.20 m

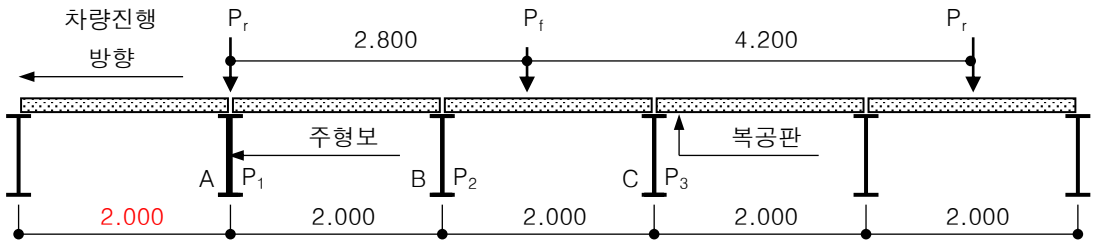


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



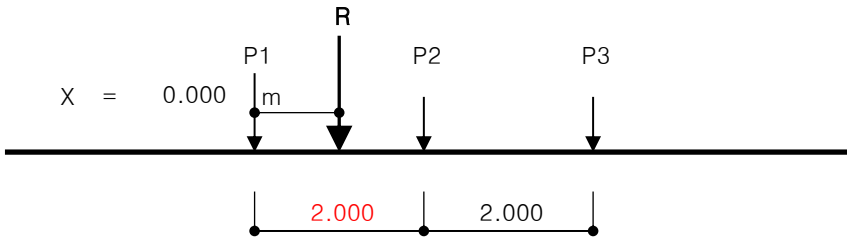
나. 주형보 반력 **case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하**



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 22.200 + 335.010 = 357.210 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

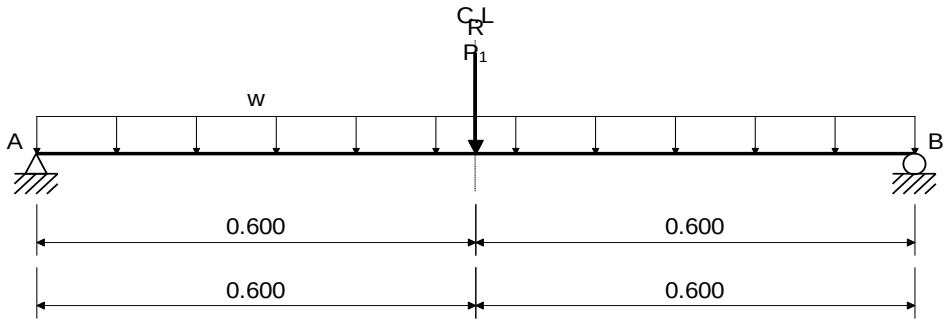


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

$R = P_1$
$= 357.210$
$= 357.210$ kN

$X = (0.000) / R$
$= (0.000) / 357.210$
$= 0.000$ m

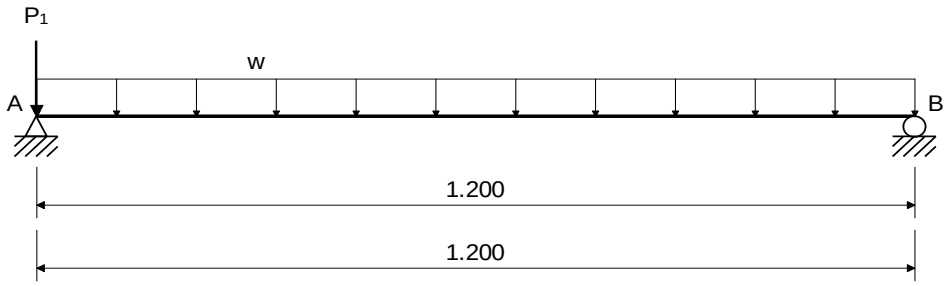
② 최대 휨모멘트



$R_a = (P_1 \times 0.600) / L$
$= (357.210 \times 0.600) / 1.200$
$= 178.605$ kN

$M_{max} = (Ra \times 0.600) + w \times L^2 / 8$
$= (178.605 \times 0.600) + 1.038 \times 1.20^2 / 8$
$= 107.350$ kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 1.200) / L
= (357.210 x 1.200) / 1.200
= 357.210 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 357.210 + 1.038 x 1.20 / 2
= 357.833 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 107.350 x 1000000 / 1440000.0 = 74.548 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 357.833 x 1000 / 4050 = 88.354 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140
= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (74.548 + 74.548) / 74.548
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 305
= 3.934 ---> L/B ≤ 4.6 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x 140
= 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 157.500 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 74.548 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 88.354 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.25 x 0.9 x 100 = 112.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 357833 / (112.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 7.03 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 7.03 ea ---> O.K

7.지보재 설계

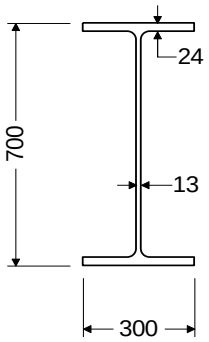
7.1 Strut 설계 (Strut-1)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1812.924
A (mm^2)	23550
I_x (mm^4)	2010000000
Z_x (mm^3)	5760000
R_x (mm)	293.0
R_y (mm)	67.8



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 119.990 kN/m ---> Strut-1 (CS28 : Peck)

= 119.990 x 2.00 / 1 단

= 239.980 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 239.980 + 120.0 = 359.980 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단

= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단

= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 35.156 x 1000000 / 5760000.0 = 6.104 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 359.980 x 1000 / 23550 = 15.286 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 18.750 x 1000 / 8476 = 2.212 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 1.286

Φ = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (21.389 − 9.182) / 21.389

= 0.571

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L_x / R_x = 7500 / 293

25.597 ---> $18.6 < Lx/Rx \le 92.8$ 이므로

f_{cagx} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (25.597 − 18.6))

= 151.045 MPa

f_{cax} = $f_{cagx} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 151.045 MPa

L_y / R_y = 7500 / 67.8

110.619 ---> $92.8 < Ly/Ry$ 이므로

f_{cagy} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / ($6700 + 110.619^2$)

= 71.290 MPa

f_{cay} = $f_{cagy} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 71.290 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 71.290 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 7500 / 300

= 25.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (25.000 − 4.6))

= 100.355 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 100.355 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (25.597)^2

= 2060.376 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 71.290 MPa > f_c = 15.286 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 100.355 MPa > f_b = 6.104 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 2.212 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{15.286}{71.290} + \frac{6.104}{100.355 \times (1 - (15.286 / 2060.376))}$$

$$= 0.276 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 15.286 + \frac{6.104}{1 - (15.286 / 2060.376)}$$

$$= 21.435 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.276 , 0.136)

= 0.276 < 1.0 ---> O.K

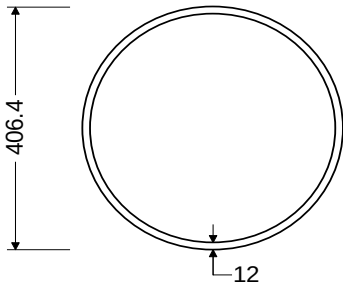
7.2 Strut 설계 (Strut-2)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 212.205 kN/m ---> Strut-2 (CS28 : Peck)
= 212.205 x 3.00 / 1 단
= 636.616 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 636.616 + 120.0 = 756.616 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 35.156 x 1000000 / 1424000.0 = 24.688 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 756.616 x 1000 / 14868.5 = 50.887 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.750 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.521 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.065 x 12)

= 15.895 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.065

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (75.576 − 26.199) / 75.576

= 0.653 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7500 / 139.5

53.763 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (53.763 − 18.6))

= 125.062 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 125.062 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (53.763)^2

= 467.046 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 125.062 MPa > f_c = 50.887 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 24.688 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.521 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{50.887}{125.062} + \dfrac{24.688}{157.500 \times (1 - (50.887 / 467.046))}$

= 0.583 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 50.887 + \frac{24.688}{1 - (50.887 / 467.046)}$$

$$= 78.594 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.583 , 0.499)

= 0.583 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{75.576}{125.062} + \left\{ \frac{2.521}{89.387} \right\}^2$$

= 0.605 < 1.0 ---> O.K

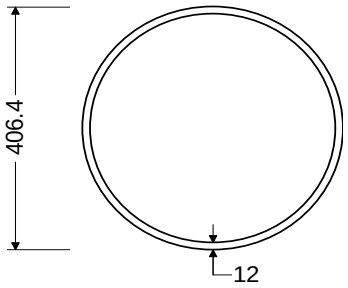
7.3 Strut 설계 (Strut-3)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 227.551 kN/m ---> Strut-3 (CS28 : Peck)
= 227.551 x 3.00 / 1 단
= 682.654 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 682.654 + 120.0 = 802.654 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 35.156 x 1000000 / 1424000.0 = 24.688 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 802.654 x 1000 / 14868.5 = 53.984 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.750 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.521 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.063 x 12)

= 15.933 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.063

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (78.672 − 29.295) / 78.672

= 0.628 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7500 / 139.5

53.763 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (53.763 − 18.6))

= 125.062 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 125.062 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (53.763)^2

= 467.046 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 125.062 MPa > f_c = 53.984 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 24.688 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.521 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{53.984}{125.062} + \dfrac{24.688}{157.500 \times (1 - (53.984 / 467.046))}$

= 0.609 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 53.984 + \frac{24.688}{1 - (53.984 / 467.046)}$$

$$= 81.898 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.609 , 0.520)

= 0.609 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{78.672}{125.062} + \left\{ \frac{2.521}{89.387} \right\}^2$$

= 0.630 < 1.0 ---> O.K

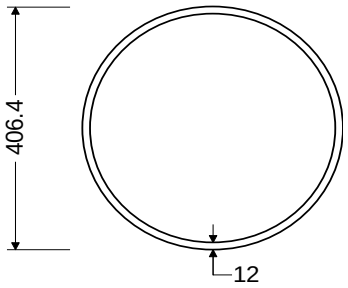
7.4 Strut 설계 (Strut-4)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 316.389 kN/m ---> Strut-4 (CS28 : Peck)
= 316.389 x 3.00 / 1 단
= 949.167 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 949.167 + 120.0 = 1069.167 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 35.156 x 1000000 / 1424000.0 = 24.688 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1069.167 x 1000 / 14868.5 = 71.908 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.750 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.521 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.051 x 12)

= 16.110 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.051

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (96.597 − 47.220) / 96.597

= 0.511 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7500 / 139.5

53.763 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (53.763 − 18.6))

= 125.062 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 125.062 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (53.763)^2

= 467.046 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 125.062 MPa > f_c = 71.908 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 24.688 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.521 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{71.908}{125.062} + \frac{24.688}{157.500 \times (1 - (71.908 / 467.046))}$

= 0.760 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 71.908 + \frac{24.688}{1 - (71.908 / 467.046)}$$

$$= 101.089 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.760 , 0.642)

= 0.760 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{96.597}{125.062} + \left\{ \frac{2.521}{89.387} \right\}^2$$

= 0.773 < 1.0 ---> O.K

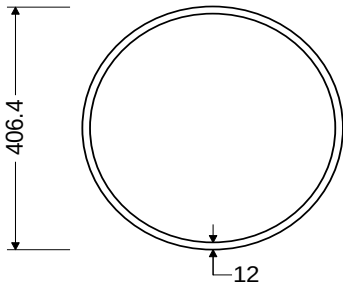
7.5 Strut 설계 (Strut-7)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 246.929 kN/m ---> Strut-7 (CS28 : Peck)
= 246.929 x 3.00 / 1 단
= 740.788 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 740.788 + 120.0 = 860.788 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x$ = 35.156 x 1000000 / 1424000.0 = 24.688 MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A$ = 860.788 x 1000 / 14868.5 = 57.893 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.750 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.521 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.060 x 12)

= 15.978 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.060

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (82.582 − 33.205) / 82.582

= 0.598 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7500 / 139.5

53.763 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (53.763 − 18.6))

= 125.062 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 125.062 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (53.763)^2

= 467.046 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 125.062 MPa > f_c = 57.893 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 24.688 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.521 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{57.893}{125.062} + \dfrac{24.688}{157.500 \times (1 - (57.893 / 467.046))}$

= 0.642 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 57.893 + \frac{24.688}{1 - (57.893 / 467.046)}$$

$$= 86.075 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.642 , 0.547)

= 0.642 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{82.582}{125.062} + \left\{ \frac{2.521}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.661 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

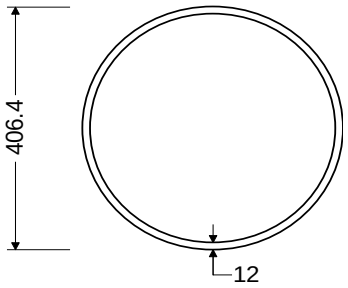
7.6 Strut 설계 (Strut-8)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 222.936 kN/m ---> Strut-8 (CS33 : 하단슬래브)
= 222.936 x 3.00 / 1 단
= 668.807 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 668.807 + 120.0 = 788.807 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 35.156 x 1000000 / 1424000.0 = 24.688 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 788.807 x 1000 / 14868.5 = 53.052 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.750 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.521 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.064 x 12)

= 15.922 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.064

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (77.741 − 28.364) / 77.741

= 0.635 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7500 / 139.5

53.763 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (53.763 − 18.6))

= 125.062 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 125.062 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (53.763)^2

= 467.046 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 125.062 MPa > f_c = 53.052 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 24.688 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.521 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{53.052}{125.062} + \dfrac{24.688}{157.500 \times (1 - (53.052 / 467.046))}$

= 0.601 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 53.052 + \frac{24.688}{1 - (53.052 / 467.046)}$$

$$= 80.904 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.601 , 0.514)

= 0.601 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{77.741}{125.062} + \left\{ \frac{2.521}{89.387} \right\}^2$$

= 0.622 < 1.0 ---> O.K

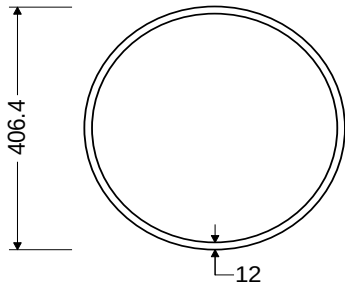
7.7 Strut 설계 (Strut-9)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.500 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 265.097 kN/m ---> Strut-9 (CS28 : Peck)
= 265.097 x 3.00 / 1 단
= 795.292 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 795.292 + 120.0 = 915.292 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.500 x 7.500 / 8 / 1 단
= 35.156 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.500 / 2 / 1 단
= 18.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 35.156 x 1000000 / 1424000.0 = 24.688 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 915.292 x 1000 / 14868.5 = 61.559 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.750 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.521 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.057 x 12)

= 16.016 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.057

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (86.247 − 36.871) / 86.247

= 0.573 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7500 / 139.5

53.763 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (53.763 − 18.6))

= 125.062 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 125.062 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (53.763)^2

= 467.046 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 125.062 MPa > f_c = 61.559 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 24.688 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.521 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{61.559}{125.062} + \dfrac{24.688}{157.500 \times (1 - (61.559 / 467.046))}$

= 0.673 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 61.559 + \frac{24.688}{1 - (61.559 / 467.046)}$$

$$= 89.996 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.673 , 0.571)

= 0.673 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{86.247}{125.062} + \left\{ \frac{2.521}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.690 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

7.8 Earth Anchor 설계 (Strut-5, Strut-6)

가. 설계제원

(1) 사용앵커 : P.C strand ϕ12.7mm 4-wire (SWPC7B) : 4 ea

A_p (mm^2)	394.84	f_{py} (N/mm^2)	1570.0
D_s (mm)	12.70	f_{pu} (N/mm^2)	1860.0
천공경, D (mm)	100.0	E_p (N/mm^2)	200000

(2) ANCHOR의 허용인장력

구 분		사용기간	인장재 극한하중 (f_{pu})에 대하여	인장재 항복하중 (f_{py})에 대하여	적용
일 시 앵 커		2년 미만	0.65 f_{pu}	0.80 f_{py}	×
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	0.60 f_{pu}	0.75 f_{py}	O
	지진시	2년 이상	0.75 f_{pu}	0.90 f_{py}	×

(3) 허용인장강도 : P_a = Min. (0.60 x f_{pu} x A_p , 0.75 x f_{py} x A_p)

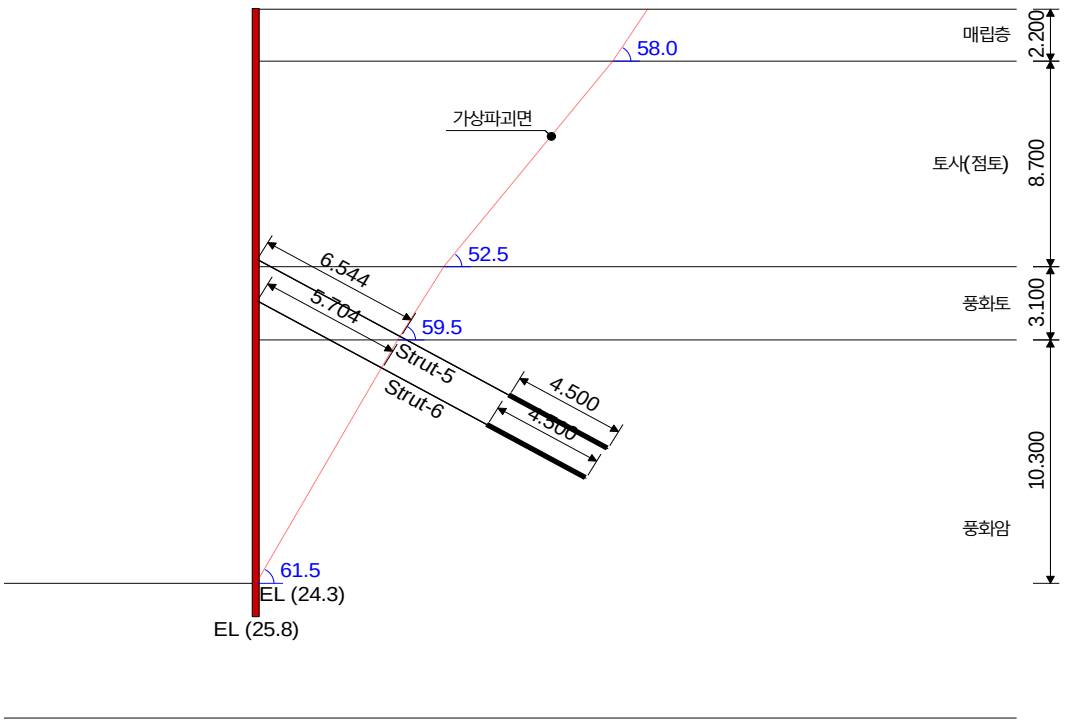
= Min. (0.60 x 1860.0 x 394.84 ,

0.75 x 1570.0 x 394.84)

= Min. (440641.4 , 464924.1) N

= 440.641 kN

나. EARTH ANCHOR 자유장 산정



▶ 적용자유장(L_f) 산정

구분	설치위치 (GL.-m)	필요 자유장 L_{freq} (m)	안전거리 L_u (m)	적용 자유장 L_f (m)	판 정
Strut-5	10.600	6.544	3.645	11.500	O.K
Strut-6	12.350	5.704	3.645	10.500	O.K

다. 강선의 초기 긴장력 산정

(1) 소요설계축력 ($T_{req} = R_{max}$ x Anchor 수평간격)

구 분	설치위치 (GL.-m)	최대축력 R_{max} (kN/m,ea)	Anchor 수평간격(m)	설치각 (°)	소요설계축력 T_{req} (kN/ea)
Strut-5	10.600	205.360	1.200	30	246.432
Strut-6	12.350	211.929	1.200	30	254.315

(2) 긴장력의 감소량 산정

① 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Pp = \Delta fps \times A_p \times N = E_p \times \Delta L \times A_p \times N / L$

여기서,

ΔPp = 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfps = P.C 강선의 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

L = 자유장 + 0.5 m

ΔL = 정착장치의 P.C 강선의 활동량 (mm)

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	Ep (N/mm^2)	ΔL (mm)	A_p (mm^2)	N (ea)	L (m)	ΔP_p (N)
10.600	200000	3.0	98.71	4	12.0	19742.000
12.350	200000	3.0	98.71	4	11.0	21536.727

② RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Ppr = \Delta fpr \times A_p \times N = r \times fpt \times A_p \times N$

여기서,

ΔPpr = RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfpr = P.C 강선의 RELAXATION에 의한 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

fpt = 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (N/mm^2)

= 0.80 x f_{py}

= 0.80 x 1570.0

= 1256.0 N/mm^2

r = P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (%)

설치위치 (GL.-m)	r (%)	f_{pt} (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	ΔP_{pr} (N)
10.600	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
12.350	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952

③ 손실을 감안한 초기긴장력(JACKING FORCE)

JFreq = Treq + ΔPp + ΔPpr

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	ΔP_p (kN)	ΔP_{pr} (kN)	JF_{req} (kN)
10.600	246.432	19.742	24.796	290.970
12.350	254.315	21.537	24.796	300.647

④ strand 소요갯수 산정

$n_{req} = JF_{req} / P_a$

설치위치 (GL.-m)	손실을 감안한 초기 긴장력(JF_{req},kN/ea)	허용인장강도 P_a (kN)	N (ea)	N_{req} (ea)	비 고
10.600	290.970	110.160	4	2.641	O.K
12.350	300.647	110.160	4	2.729	O.K

라. EARTH ANCHOR 정착장 산정

▶ 앵커 내력의 안전률 (Fs)

구 분		사용기간	극한 인발력(fug)에 대한 안전률
일 시 앵 커		2년 미만	1.5
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	2.5
	지진시	2년 이상	1.5 ~ 2.0

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τ_a)

지 반 종 류	장기허용부착응력 (kN/m^2)	단기허용부착응력 (kN/m^2)
토 사	500	700
암 반	700	1000

▶ 마찰저항장(L_{a1})과 부착저항장(L_{a2}) 중 큰 값 적용하며, 진행파괴성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정식

$$La1 = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$$

▶ 부착저항장(L_{a2}) 산정식

$$La2 = \frac{T}{\pi \times N \times D_s \times \tau_a}$$

여기서, T = 설계축력 (kN)
Fs = 안전률
D = 앵커체 지름 (mm)
τ_u = 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (kN/m^2)
N = strand 사용갯수 (ea)
D_s = strand 지름 (mm)
τ_a = 인장재의 허용부착응력 (kN/m^2)

▶ 마찰저항장(L_{a1})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_{a1} (m)
10.600	246.432	2.5	100.0	600.0	3.268
12.350	254.315	2.5	100.0	600.0	3.373

▶ 부착저항장(L_{a2})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	N (ea)	D_s (mm)	τ_a (kN/m^2)	L_{a2} (m)
10.600	246.432	4.0	12.70	500.0	3.088
12.350	254.315	4.0	12.70	500.0	3.187

▶ 적용정착장(L_a) 산정

설치위치 (GL.-m)	마찰저항장(L_{a1})	부착저항장(L_{a2})	적용정착장(L_a)	판 정
10.600	3.268	3.088	4.5	O.K
12.350	3.373	3.187	4.5	O.K

▶ 총 소요장 산정 (L)

설치위치 (GL.-m)	적용자유장 L_f (m)	여유장 L_e (m)	적용정착장 L_a (m)	총 소요장 L (m)
10.600	11.500	1.500	4.500	17.500
12.350	10.500	1.500	4.500	16.500

마. ELONGATION 산정

$$Lel = JF_{req} \times L / E_p \times A_p \times N$$

여기서, Lel = 신장량 (mm)

JFreq = JACKING FORCE (kN)

L = 자유장 + 0.5 m

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	JF_{req} (kN)	L (m)	E_p (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	L_{el} (mm)
10.600	290.970	12.0	200000	98.71	4	44.216
12.350	300.647	11.0	200000	98.71	4	41.879

바. EARTH ANCHOR 제원표

설치위치 (GL.-m)	수평간격 (m)	설치각 (°)	적용자유장 (m)	여유장 (m)	적용정착장 (m)	JF_{req} (kN)
10.600	1.20	30.0	11.500	1.500	4.500	290.970
12.350	1.20	30.0	10.500	1.500	4.500	300.647

7.9 Earth Anchor 설계 (Strut-10, Strut-11)

가. 설계제원

(1) 사용앵커 : P.C strand ϕ12.7mm 4-wire (SWPC7B) : 4 ea

A_p (mm^2)	394.84	f_{py} (N/mm^2)	1570.0
D_s (mm)	12.70	f_{pu} (N/mm^2)	1860.0
천공경, D (mm)	100.0	E_p (N/mm^2)	200000

(2) ANCHOR의 허용인장력

구 분		사용기간	인장재 극한하중 (f_{pu})에 대하여	인장재 항복하중 (f_{py})에 대하여	적용
일 시 앵 커		2년 미만	0.65 f_{pu}	0.80 f_{py}	×
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	0.60 f_{pu}	0.75 f_{py}	O
	지진시	2년 이상	0.75 f_{pu}	0.90 f_{py}	×

(3) 허용인장강도 : P_a = Min. (0.60 x f_{pu} x A_p , 0.75 x f_{py} x A_p)

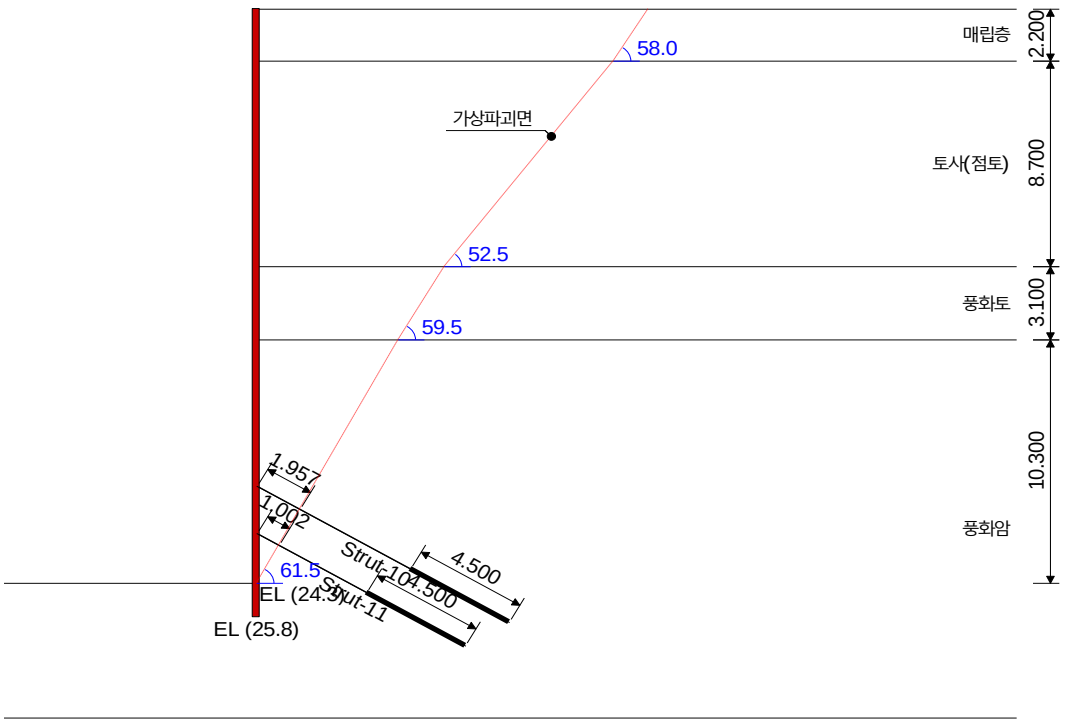
= Min. (0.60 x 1860.0 x 394.84 ,

0.75 x 1570.0 x 394.84)

= Min. (440641.4 , 464924.1) N

= 440.641 kN

나. EARTH ANCHOR 자유장 산정



▶ 적용자유장(L_f) 산정

구분	설치위치 (GL.-m)	필요 자유장 L_{freq} (m)	안전거리 L_u (m)	적용 자유장 L_f (m)	판 정
Strut-10	20.200	1.957	3.645	7.000	O.K
Strut-11	22.200	1.002	3.645	5.000	O.K

다. 강선의 초기 긴장력 산정

(1) 소요설계축력 ($T_{req} = R_{max}$ x Anchor 수평간격)

구 분	설치위치 (GL.-m)	최대축력 R_{max} (kN/m,ea)	Anchor 수평간격(m)	설치각 (°)	소요설계축력 T_{req} (kN/ea)
Strut-10	20.200	162.628	1.200	30	195.154
Strut-11	22.200	212.968	1.000	30	212.968

(2) 긴장력의 감소량 산정

① 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Pp = \Delta fps \times A_p \times N = E_p \times \Delta L \times A_p \times N / L$

여기서, ΔPp = 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfps = P.C 강선의 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

L = 자유장 + 0.5 m

ΔL = 정착장치의 P.C 강선의 활동량 (mm)

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	Ep (N/mm^2)	ΔL (mm)	A_p (mm^2)	N (ea)	L (m)	ΔP_p (N)
20.200	200000	3.0	98.71	4	7.5	31587.200
22.200	200000	3.0	98.71	4	5.5	43073.455

② RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Ppr = \Delta fpr \times A_p \times N = r \times fpt \times A_p \times N$

여기서, ΔPpr = RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfpr = P.C 강선의 RELAXATION에 의한 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

fpt = 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (N/mm^2)

= 0.80 x f_{py}

= 0.80 x 1570.0

= 1256.0 N/mm^2

r = P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (%)

설치위치 (GL.-m)	r (%)	f_{pt} (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	ΔP_{pr} (N)
20.200	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
22.200	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952

③ 손실을 감안한 초기긴장력(JACKING FORCE)

JFreq = Treq + ΔPp + ΔPpr

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	ΔP_p (kN)	ΔP_{pr} (kN)	JF_{req} (kN)
20.200	195.154	31.587	24.796	251.537
22.200	212.968	43.073	24.796	280.838

④ strand 소요갯수 산정

$n_{req} = JF_{req} / P_a$

설치위치 (GL.-m)	손실을 감안한 초기 긴장력(JF_{req},kN/ea)	허용인장강도 P_a (kN)	N (ea)	N_{req} (ea)	비 고
20.200	251.537	110.160	4	2.283	O.K
22.200	280.838	110.160	4	2.549	O.K

라. EARTH ANCHOR 정착장 산정

▶ 앵커 내력의 안전률 (Fs)

구 분		사용기간	극한 인발력(fug)에 대한 안전률
일 시 앵 커		2년 미만	1.5
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	2.5
	지진시	2년 이상	1.5 ~ 2.0

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τ_a)

지 반 종 류	장기허용부착응력 (kN/m^2)	단기허용부착응력 (kN/m^2)
토 사	400	700
암 반	700	1000

▶ 마찰저항장(L_{a1})과 부착저항장(L_{a2}) 중 큰 값 적용하며, 진행파괴성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정식

$$La1 = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$$

▶ 부착저항장(L_{a2}) 산정식

$$La2 = \frac{T}{\pi \times N \times D_s \times \tau_a}$$

여기서, T = 설계축력 (kN)
Fs = 안전률
D = 앵커체 지름 (mm)
τ_u = 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (kN/m^2)
N = strand 사용갯수 (ea)
D_s = strand 지름 (mm)
τ_a = 인장재의 허용부착응력 (kN/m^2)

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정

앵커이름	설치위치	T_{req} (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_{a1} (m)	T_1 (kN)
Strut-10	20.200	195.154	풍화암	2.50	100.000	700.000	2.219	195.154
합계		-	-	-	-	-	2.219	-
Strut-11	22.200	212.968	풍화암	2.50	100.000	700.000	2.421	212.968
합계		-	-	-	-	-	2.421	-

여기서, T_{req}는 해당 지반에서의 필요 축력,
T_1은 해당 지반이 부담하는 축력이다.

▶ 부착저항장(L_{a2})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	N (ea)	D_s (mm)	τ_a (kN/m^2)	L_{a2} (m)
20.200	195.154	4.0	12.70	1000.0	1.223
22.200	212.968	4.0	12.70	1000.0	1.334

▶ 적용정착장(L_a) 산정

설치위치 (GL.-m)	마찰저항장(L_{a1})	부착저항장(L_{a2})	적용정착장(L_a)	판 정
20.200	2.219	1.223	4.5	O.K
22.200	2.421	1.334	4.5	O.K

▶ 총 소요장 산정 (L)

설치위치 (GL.-m)	적용자유장 L_f (m)	여유장 L_e (m)	적용정착장 L_a (m)	총 소요장 L (m)
20.200	7.000	1.500	4.500	13.000
22.200	5.000	1.500	4.500	11.000

마. ELONGATION 산정

$Lel = JF_{req} \times L / E_p \times A_p \times N$

여기서, Lel = 신장량 (mm)
JFreq = JACKING FORCE (kN)
L = 자유장 + 0.5 m
Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)
N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	JF_{req} (kN)	L (m)	E_p (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	L_{el} (mm)
20.200	251.537	7.5	200000	98.71	4	23.890
22.200	280.838	5.5	200000	98.71	4	19.560

바. EARTH ANCHOR 제원표

설치위치 (GL.-m)	수평간격 (m)	설치각 (°)	적용자유장 (m)	여유장 (m)	적용정착장 (m)	JF_{req} (kN)
20.200	1.20	30.0	7.000	1.500	4.500	251.537
22.200	1.00	30.0	5.000	1.500	4.500	280.838

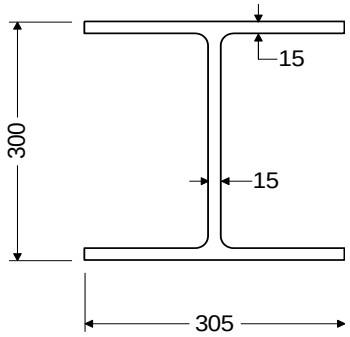
8.띠장 설계

8.1 Strut-1 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

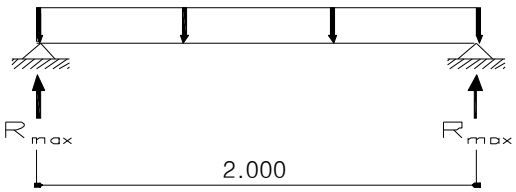
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 119.990 kN/m ---> Strut-1 (CS28 : Peck)

P = 119.990 × 2.00 m / 1 ea = 239.980 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 239.980 / (13 × 2.000)
= 110.760 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 110.760 × 2.000^2 / 8
= 55.380 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 110.760 × 2.000 / 2
= 110.760 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 55.380 x 1000000 / 1440000.0 = 38.458 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 110.760 x 1000 / 4050 = 27.348 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (38.458 + 38.458) / 38.458$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.557 − 4.6))

= 152.017 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.017 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.017 MPa > f_b = 38.458 MPa ---> O.K

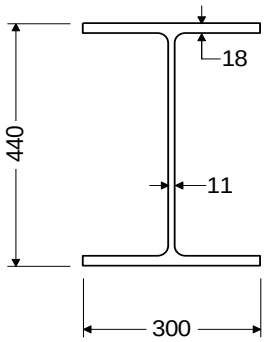
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 27.348 MPa ---> O.K

8.2 Strut-2 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

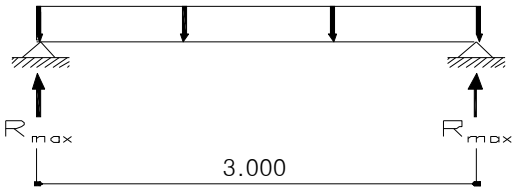
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 212.205 kN/m ---> Strut-2 (CS28 : Peck)

P = 212.205 × 3.00 m / 1 ea = 636.616 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 636.616 / (13 × 3.000)
= 195.882 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 195.882 × 3.000 ^{2} / 8
= 220.367 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 195.882 × 3.000 / 2
= 293.823 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 220.367 x 1000000 / 2550000.0 = 86.418 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 293.823 x 1000 / 4444 = 66.117 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (86.418 + 86.418) / 86.418$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 86.418 MPa ---> O.K

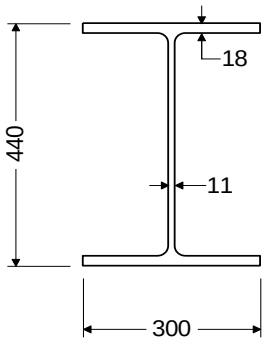
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 66.117 MPa ---> O.K

8.3 Strut-3 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

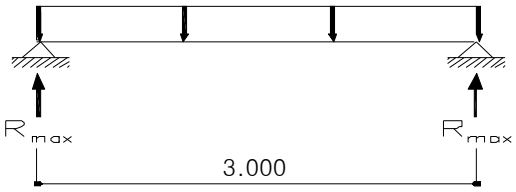
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 227.551 kN/m ---> Strut-3 (CS28 : Peck)

P = 227.551 × 3.00 m / 1 ea = 682.654 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 682.654 / (13 × 3.000)
= 210.047 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 210.047 × 3.000^2 / 8
= 236.303 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 210.047 × 3.000 / 2
= 315.071 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 236.303 x 1000000 / 2550000.0 = 92.668 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 315.071 x 1000 / 4444 = 70.898 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (92.668 + 92.668) / 92.668$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 92.668 MPa ---> O.K

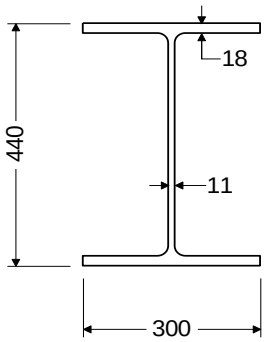
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 70.898 MPa ---> O.K

8.4 Strut-4 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

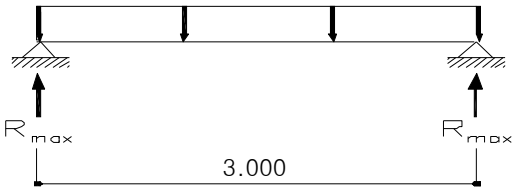
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 316.389 kN/m ---> Strut-4 (CS28 : Peck)

P = 316.389 × 3.00 m / 1 ea = 949.167 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 949.167 / (13 × 3.000)
= 292.051 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 292.051 × 3.000 ^{2} / 8
= 328.558 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 292.051 × 3.000 / 2
= 438.077 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 328.558 x 1000000 / 2550000.0 = 128.846 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 438.077 x 1000 / 4444 = 98.577 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = $0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

Φ = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (128.846 + 128.846) / 128.846

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 128.846 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa < τ = 98.577 MPa ---> N.G

바. 스티프너 단면보강 전단응력 검토

A' = (440.000 − 18.000 x 2) x 5 x 1 = 2020.000 mm^2

A_w' = $A_w + A'$

= 4444.000 mm^2 + 2020.000 mm^2 = 6464.000 mm^2

τ' = S_{max} / A_w' = 438077.060 / 6464.000 = 67.772 MPa

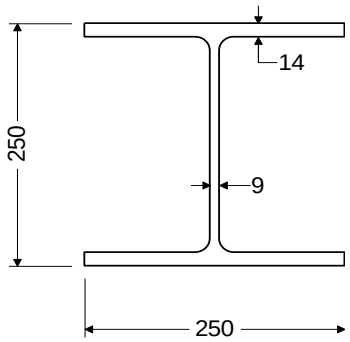
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ' = 67.772 MPa ---> O.K

8.5 Strut-5 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

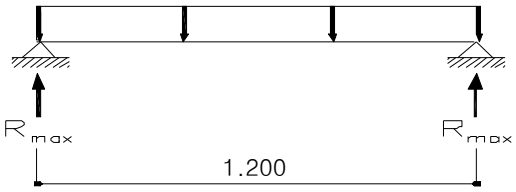
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



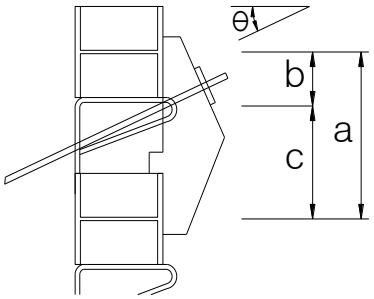
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 290.970 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 290.970 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 180.056$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 180.056 / (13 \times 1.200)$
$= 138.505$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 138.505 \times 1.200^2 / 8$
$= 24.931$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 138.505 \times 1.200 / 2$
$= 83.103$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.931 x 1000000 / 867000.0 = 28.755 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 83.103 x 1000 / 1998 = 41.593 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (28.755 + 28.755) / 28.755

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 156.940 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 156.940 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 156.940 MPa > f_b = 28.755 MPa ---> O.K

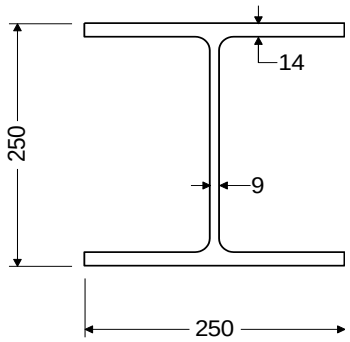
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 41.593 MPa ---> O.K

8.6 Strut-6 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

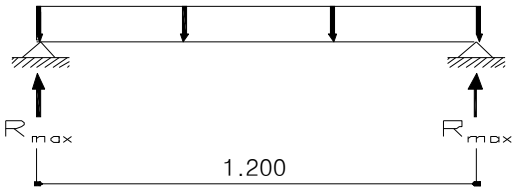
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



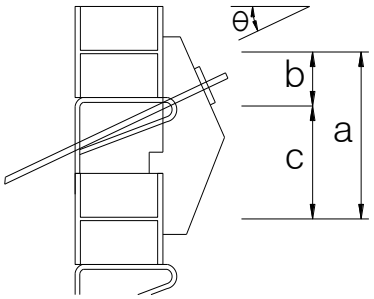
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 300.647 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 300.647 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 186.045$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 186.045 / (13 \times 1.200)$
$= 143.112$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 143.112 \times 1.200^2 / 8$
$= 25.760$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 143.112 \times 1.200 / 2$
$= 85.867$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.760 x 1000000 / 867000.0 = 29.712 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 85.867 x 1000 / 1998 = 42.976 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (29.712 + 29.712) / 29.712

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 156.940 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 156.940 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 156.940 MPa > f_b = 29.712 MPa ---> O.K

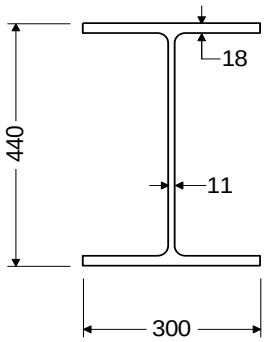
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 42.976 MPa ---> O.K

8.7 Strut-7 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

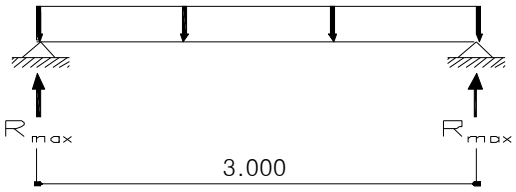
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 246.929 kN/m ---> Strut-7 (CS28 : Peck)

P = 246.929 × 3.00 m / 1 ea = 740.788 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 740.788 / (13 × 3.000)
= 227.935 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 227.935 × 3.000 ^{2} / 8
= 256.426 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 227.935 × 3.000 / 2
= 341.902 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 256.426 x 1000000 / 2550000.0 = 100.559 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 341.902 x 1000 / 4444 = 76.936 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (100.559 + 100.559) / 100.559$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 100.559 MPa ---> O.K

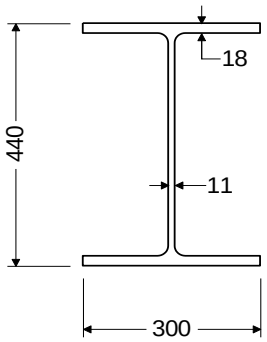
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 76.936 MPa ---> O.K

8.8 Strut-8 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

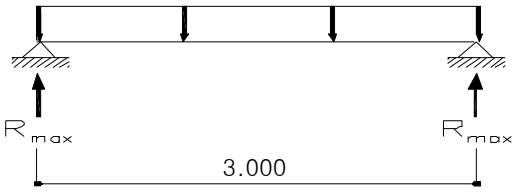
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 222.936 kN/m ---> Strut-8 (CS33 : 하단슬래브)

P = 222.936 × 3.00 m / 1 ea = 668.807 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 668.807 / (13 × 3.000)
= 205.787 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 205.787 × 3.000 ^{2} / 8
= 231.510 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 205.787 × 3.000 / 2
= 308.680 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 231.510 x 1000000 / 2550000.0 = 90.788 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 308.680 x 1000 / 4444 = 69.460 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (90.788 + 90.788) / 90.788$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 90.788 MPa ---> O.K

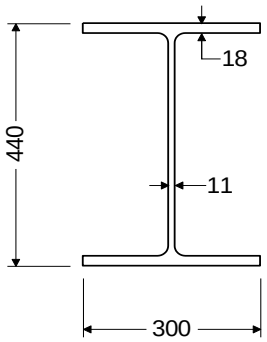
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 69.460 MPa ---> O.K

8.9 Strut-9 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

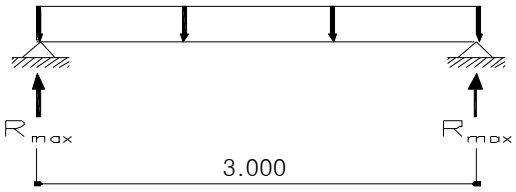
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 265.097 kN/m ---> Strut-9 (CS28 : Peck)

P = 265.097 × 3.00 m / 1 ea = 795.292 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 795.292 / (13 × 3.000)
= 244.705 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 244.705 × 3.000 ^{2} / 8
= 275.293 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 244.705 × 3.000 / 2
= 367.058 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 275.293 x 1000000 / 2550000.0 = 107.958 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 367.058 x 1000 / 4444 = 82.596 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (107.958 + 107.958) / 107.958$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 107.958 MPa ---> O.K

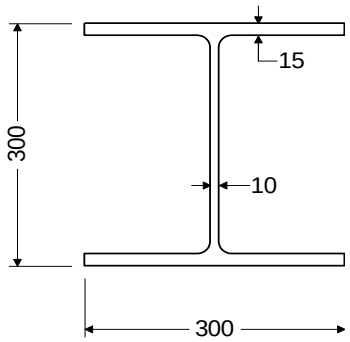
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 82.596 MPa ---> O.K

8.10 Strut-10 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x300x10/15(SS400)

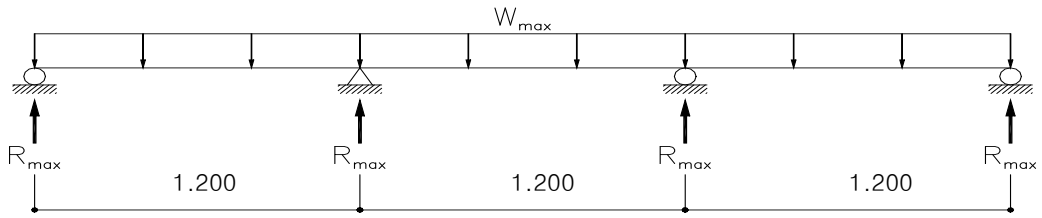
w (N/m)	922.2
A (mm^2)	11980.0
I_x (mm^4)	204000000.0
Z_x (mm^3)	1360000.0
A_w (mm^2)	2700.0
R_x (mm)	131.0



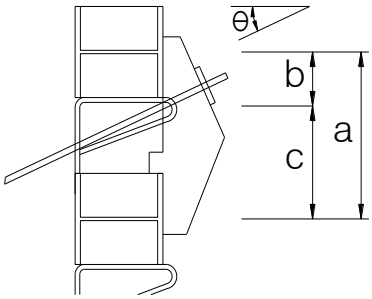
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 251.537 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 251.537 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 155.655$ kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
$= 10 \times 155.655 / (11 \times 1.200)$
$= 117.920$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
$= 117.920 \times 1.200^2 / 10$
$= 16.981$ kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
$= 6 \times 117.920 \times 1.200 / 10$
$= 84.903$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 16.981 x 1000000 / 1360000.0 = 12.486 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 84.903 x 1000 / 2700 = 31.445 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (12.486 + 12.486) / 12.486

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 300

= 4.000 ---> L/B ≤ 4.6 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 12.486 MPa ---> O.K

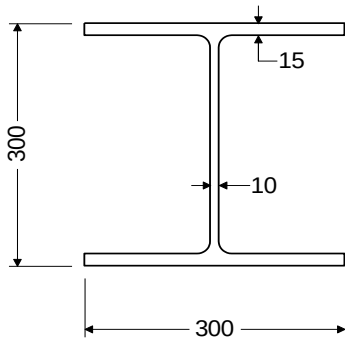
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 31.445 MPa ---> O.K

8.11 Strut-11 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x300x10/15(SS400)

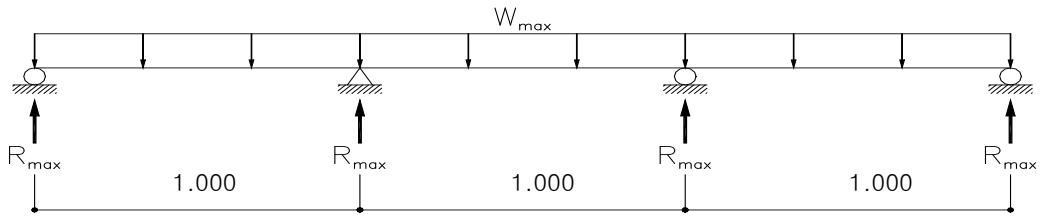
w (N/m)	922.2
A (mm^2)	11980.0
I_x (mm^4)	204000000.0
Z_x (mm^3)	1360000.0
A_w (mm^2)	2700.0
R_x (mm)	131.0



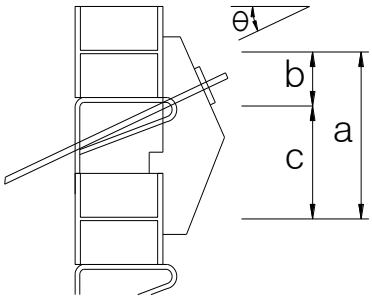
(2) 띠장 계산지간 : 1.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 280.838 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 280.838 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 173.787$ kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
$= 10 \times 173.787 / (11 \times 1.000)$
$= 157.988$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
$= 157.988 \times 1.000^2 / 10$
$= 15.799$ kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
$= 6 \times 157.988 \times 1.000 / 10$
$= 94.793$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 15.799 x 1000000 / 1360000.0 = 11.617 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 94.793 x 1000 / 2700 = 35.108 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (11.617 + 11.617) / 11.617

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1000 / 300

= 3.333 ---> L/B ≤ 4.6 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 11.617 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 35.108 MPa ---> O.K

9.측면말뚝 설계

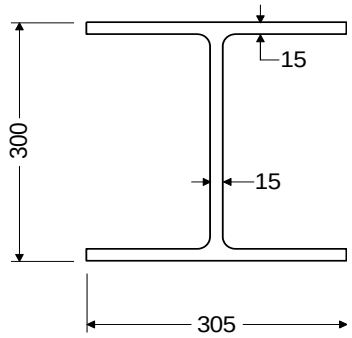
9.1 흙막이벽(우)

가. 설계제원

(1) 측면말뚝의 설치간격 : 1.200 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
A_w (mm^2)	4050
R_x (mm)	126



나. 단면력 산정

가. 주형보 반력	=	357.210	kN			
나. 주형 지지보의 자중	=	1.300	kN			
다. 측면말뚝 자중	=	27.500	kN			
라. 버팀보 자중	=	50.400	kN			
마. 띠장 자중	=	17.400	kN			
바. 지보재 수직분력	=	423.789	×	1.200	=	508.546 kN
사. 지장물 자중	=	50.000	kN			
∑ P_s	=	1012.356	kN			

최대모멘트, M_{max} = 122.529 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS40 : 앵커1단 해체)

최대전단력, S_{max} = 198.733 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS40 : 앵커1단 해체)

▶ Pmax = 1012.356 kN

▶ Mmax = 122.529 × 1.200 = 147.035 kN·m

▶ Smax = 198.733 × 1.200 = 238.480 kN

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 147.035 x 1000000 / 1440000.0 = 102.108 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1012.356 x 1000 / 13480 = 75.101 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 238.480 x 1000 / 4050 = 58.884 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190

= 213.750 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 2.013

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (177.208 − −27.007) / 177.208

= 1.152

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 190.000

= 213.750 MPa

L / R = 3600 / 126

28.571 ---> 16 < Lx/Rx ≤ 80.1 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (28.571 − 16))

= 195.506 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 195.506 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3600 / 305

= 11.803 ---> 4 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 3.91 x (11.803 − 4))

= 179.425 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 179.425 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (28.571)^2

= 1653.750 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 110

= 123.750 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 195.506 MPa > f_c = 75.101 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 179.425 MPa > f_b = 102.108 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 123.750 MPa > τ = 58.884 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{75.101}{195.506} + \frac{102.108}{179.425 \times (1 - (75.101 / 1653.750))}$

= 0.980 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 75.101 + \frac{102.108}{1 - (75.101 / 1653.750)}$$

$$= 182.066 < f_{cal} = 213.750 \quad ---> \quad O.K$$

∴ 안전율 = Max.(0.980 , 0.852)
= 0.980 < 1.0 ---> O.K

바. 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 = 20.9 mm ---> 흙막이벽(우) (CS40 : 앵커1단 해체)

▶ 허용수평변위 = 최종 굴착깊이의 0.2 %
= 24.300 x 1000 x 0.002 = 48.600 mm

∴ 최대 수평변위 < 허용 수평변위 ---> O.K

사. 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 1012.36 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 140 \cdot q_u^{(1/2)} \cdot A_t^{(2/5)} \cdot A_i^{(1/3)}$

여기서, q_u(암석의 일축압축강도) = 1019.716 $tonf/m^2$

A_t(말뚝선단부 순단면적) = 0.01350 m^2

A_i(말뚝선단부 선단 심부면적) = 0.07800 m^2

$= 140 \times 1019.716^{1/2} \times 0.01350^{2/5} \times 0.07800^{1/3}$

= 341.350 tonf

= 3347.50 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 3347.50 / 2.0
= 1673.748 kN

∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

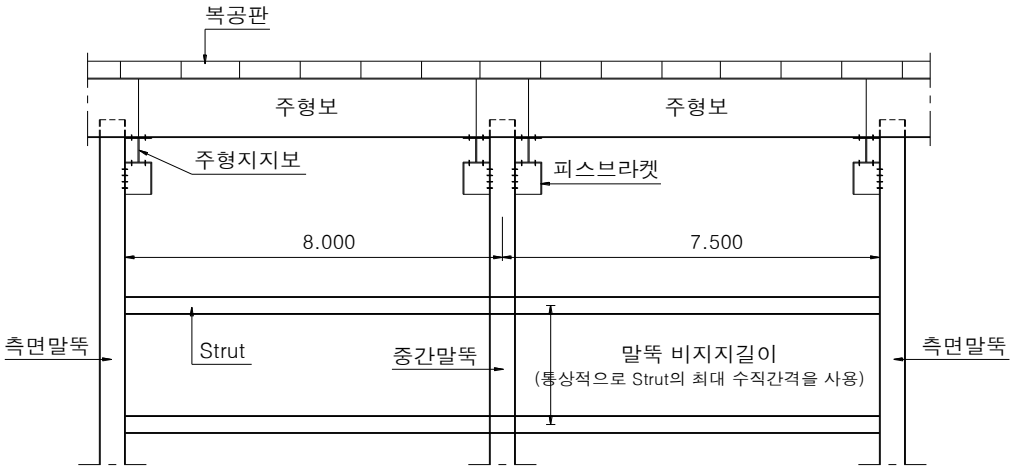
10.중간말뚝 설계

10.1 설계제원

가. 계산지간 : 8.000 + 7.500 = 15.500 m

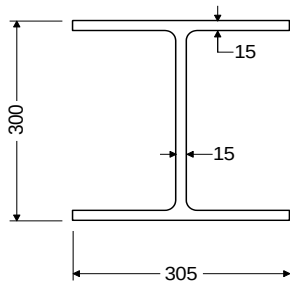
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



10.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 27.500 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 7.440 kN

(3) 버팀보 자중 = 50.400 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.100 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 9.600 kN

$\sum P_s$ = 96.040 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.550 x 8.000) / 2 = 22.200 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.550 x 7.500) / 2 = 20.813 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 7.500)

= 0.316 > 0.3 이므로

∴ Use, i = 0.300 적용

라. 전륜,후륜하중에 의한 활하중

(1) 후륜하중

① DB- 24 : P_{r1} = 96 x (1 + 0.300) = 124.800 kN

② DB- 18 : P_{r2} = 72 x (1 + 0.300) = 93.600 kN

③ DB- 13.5 : P_{r3} = 54 x (1 + 0.300) = 70.200 kN

(2) 전륜하중

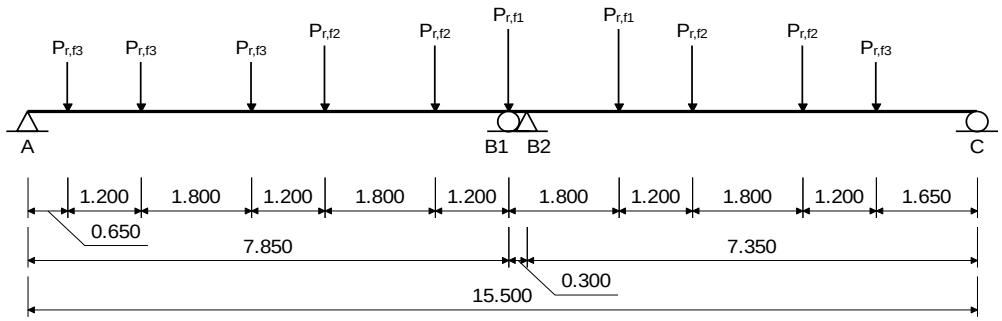
① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

② DB- 18 : P_{f2} = 18 x (1 + 0.300) = 23.400 kN

③ DB- 13.5 : P_{f3} = 13.5 x (1 + 0.300) = 17.550 kN

마. 활하중 산정 **(차량진행방향에 직각)**

① **2.5** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 7.850 + 93.600 x 6.650 + 93.600 x 4.850 + 70.200 x 3.650 + 70.200 x 1.850 + 70.200 x 0.650) / 7.850

= 316.918 kN

R_{B2} = (124.800 x 5.850 + 93.600 x 4.650 + 93.600 x 2.850 + 70.200 x 1.650) / 7.350

= 210.600 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 316.918 x 1.00 = 316.918 kN

P_{r2} = 210.600 x 1.00 = 210.600 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 7.850 + 23.400 x 6.650 + 23.400 x 4.850 + 17.550 x 3.650 + 17.550 x 1.850 + 17.550 x 0.650) / 7.850

= 79.230 kN

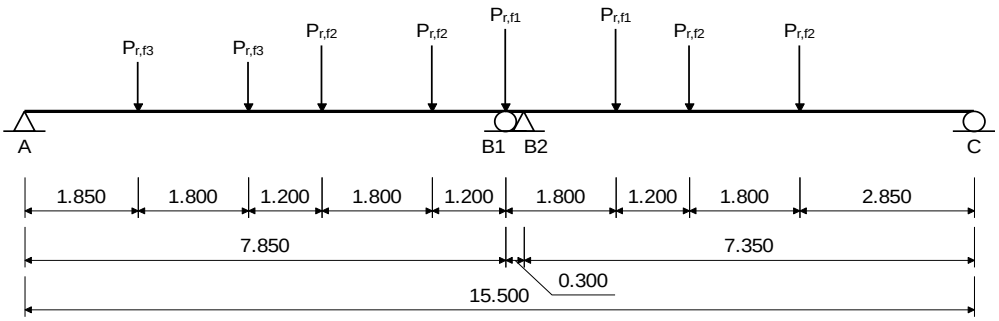
R_{B2} = (31.200 x 5.850 + 23.400 x 4.650 + 23.400 x 2.850 + 17.550 x 1.650) / 7.350

= 52.650 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 79.230 x 1.00 = 79.230 kN

P_{f2} = 52.650 x 1.00 = 52.650 kN

② **2.0** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 7.850 + 93.600 x 6.650 + 93.600 x 4.850 + 70.200 x 3.650 + 70.200 x 1.850) / 7.850

= 311.106 kN

R_{B2} = (124.800 x 5.850 + 93.600 x 4.650 + 93.600 x 2.850) / 7.350

= 194.841 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 311.106 x 1.00 = 311.106 kN

P_{r2} = 194.841 x 1.00 = 194.841 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 7.850 + 23.400 x 6.650 + 23.400 x 4.850 + 17.550 x 3.650 + 17.550 x 1.850) / 7.850

= 77.776 kN

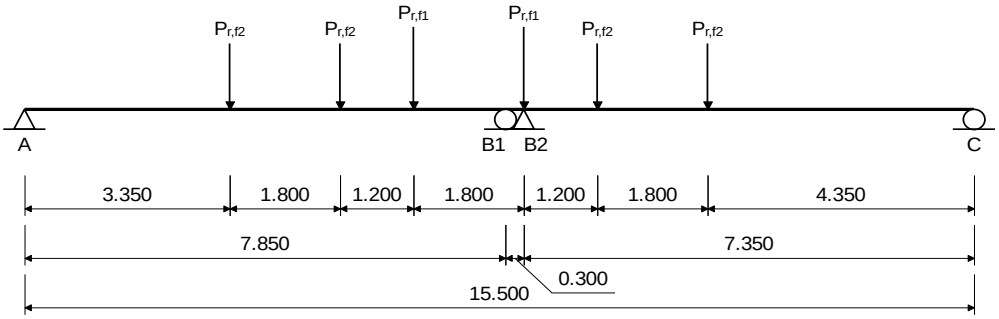
R_{B2} = (31.200 x 5.850 + 23.400 x 4.650 + 23.400 x 2.850) / 7.350

= 48.710 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 77.776 x 1.00 = 77.776 kN

P_{f2} = 48.710 x 1.00 = 48.710 kN

③ **1.5** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 6.350 + 93.600 x 5.150 + 93.600 x 3.350) / 7.850

= 202.303 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.350 + 93.600 x 6.150 + 93.600 x 4.350) / 7.350

= 258.514 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 202.303 x 1.00 = 202.303 kN

P_{r2} = 258.514 x 1.00 = 258.514 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 6.350 + 23.400 x 5.150 + 23.400 x 3.350) / 7.850

= 50.576 kN

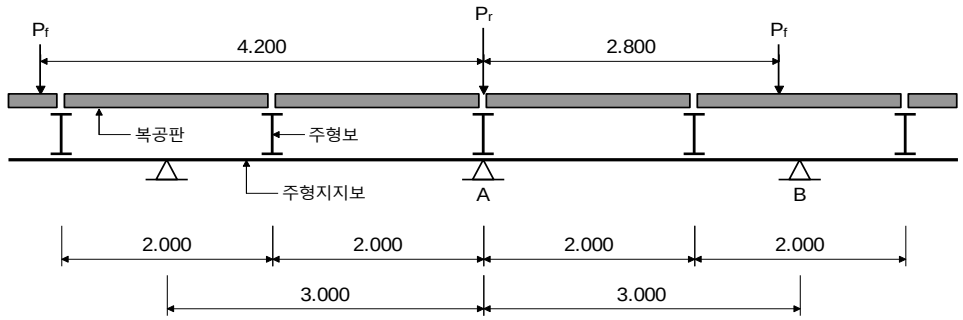
R_{B2} = (31.200 x 7.350 + 23.400 x 6.150 + 23.400 x 4.350) / 7.350

= 64.629 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 50.576 x 1.00 = 50.576 kN

P_{f2} = 64.629 x 1.00 = 64.629 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (316.918 x 3.000 + 79.230 x 0.200) / 3.000

= 322.200 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} x 3.00 / 2.00

= 322.200 + 22.200 x 3.00 / 2.00 = 355.500 kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

R_2 = (258.514 x 3.000 + 64.629 x 0.200) / 3.000

= 262.823 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} x 3.00 / 2.00

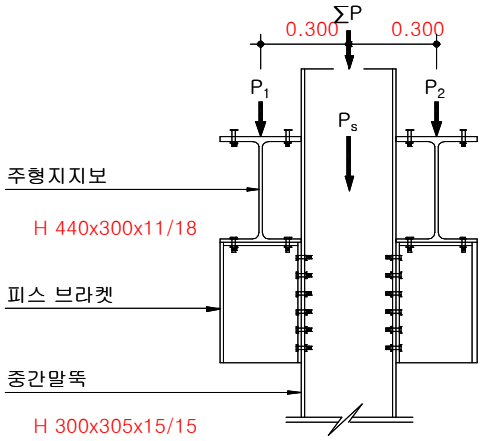
= 262.823 + 20.813 x 3.00 / 2.00 = 294.042 kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P$ = P_1 + P_2 + P_s

= 355.500 + 294.042 + 96.040 = 745.582 kN

10.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , f_c = ∑P / A = 248.527 x 1000 / 13480 = 18.437 MPa

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 106.650 x 1000000 / 1440000 = 74.063 MPa

여기서, M_{max} = P_1 x e = 355.500 x 0.300 = 106.650 kN·m

나. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190

= 213.750 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 2.875

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (92.499 − −55.626) / 92.499

= 1.601

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 190.000

= 213.750 MPa

L_x / R_x = 4550 / 126

36.111 ---> 16 < Lx/Rx ≤ 80.1 이므로

f_{cagx} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (36.111 − 16))

= 184.564 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 184.564 MPa

L_y / R_y = 4550 / 72.6

62.672 ---> 16 < Ly/Ry ≤ 80.1 이므로

f_{cagy} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (62.672 − 16))

= 146.017 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 146.017 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 146.017 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 4550 / 305

= 14.918 ---> 4 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 3.91 x (14.918 − 4))

= 165.724 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 165.724 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (36.111)^2

= 1035.266 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 146.017 MPa > f_c = 18.437 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 165.724 MPa > f_b = 74.063 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{18.437}{146.017} + \frac{74.063}{165.724 \times (1 - (18.437 / 1035.266))}$

= 0.581 < 1.0 ---> O.K

$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$= 18.437 + \frac{74.063}{1 - (18.437 / 1035.266)}$

= 93.842 < f_{cal} = 213.750 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.581 , 0.439)

= 0.581 < 1.0 ---> O.K

10.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 248.53 kN (중앙말뚝 간격 4.0M 미만시 반력의 1/3 적용)

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 140 \cdot q_u^{(1/2)} \cdot A_t^{(2/5)} \cdot A_i^{(1/3)}$

여기서, q_u(암석의 일축압축강도) = 1019.716 tonf/m^2

A_t(말뚝선단부 순단면적) = 0.01350 m^2

A_i(말뚝선단부 선단 심부면적) = 0.07800 m^2

= 140 x 1019.716 $^{1/2}$ x 0.01350 $^{2/5}$ x 0.07800 $^{1/3}$

= 341.350 tonf

= 3347.50 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 3347.50 / 2.0

= 1673.748 kN

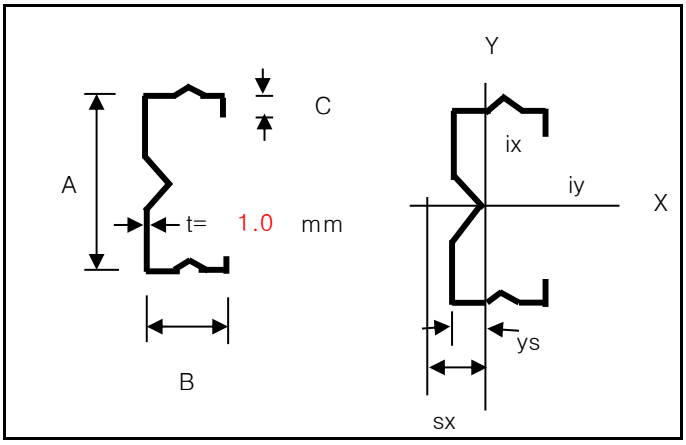
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

11. 흙막이 벽체 설계

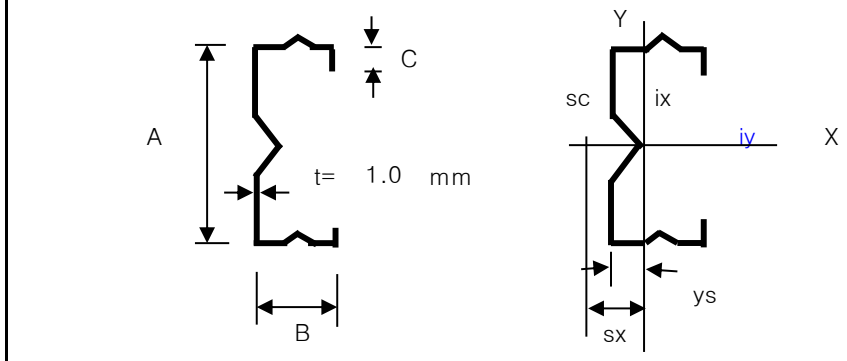
11.1 흙막이벽(우) 설계 (0.00m ~ 24.30m)

가. 설계제원

폭 (B, mm)	200.0
두께 (t, mm)	1.0
H-Pile 수평간격(mm)	1200.0
H-Pile 폭(mm)	305.0
강재 재질	SGC570
강재의 허용 휨압축응력(MPa)	292.9
강재의 허용 전단응력(MPa)	174.4



종 류	단면계수 Zyi(mm^3)		WEB 단면적 Aw(mm^2)
	인장측	압축측	
200×100×50×1.0t	22580	23230	196.00



나. 설계지간

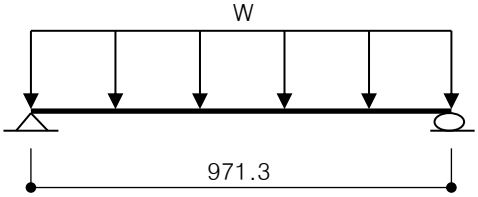
설계지간 (L) = 1200.0 - 3 x 305.0 / 4 = 971.3 mm

다. 단면력 산정

p_{max} = 0.1528 MPa ---> (CS28 : Peck:최대토압)

W_{max} = 토류판에 작용하는 등분포하중(토압) x 토류판 높이(H)

= 152.8 kN/m^2 x 0.2000 m = 30.6 kN/m



M_{max} = W_{max} x L^2 / 8 = 30.6 x 0.97^2 / 8 = 3.6 kN·m

S_{max} = W_{max} x L / 2 = 30.6 x 0.97 / 2 = 14.8 kN

라. 강재토류판에 작용하는 응력 산정

휨응력 (f_{b1}) = M_{max} / Z_{yi} = 3603545 / 22,580 = 159.59 MPa (인장연)

휨응력 (f_{b2}) = M_{max} / Z_{yi} = 3603545 / 23,230 = 155.12 MPa (압축연)

전단응력(τ) = S_{max} / A_w = 14841 / 196 = 75.72 MPa

마. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 허용 휨 압축응력

f_{ba1} = 1.25 × 0.90 × 270 = 303.750 MPa

f_{ba2} = 보정계수 × 저감계수 × { fa − 6.64 (ℓ / b − 3.4) }

= 1.25 × 0.90 × { 270 − 6.6 × (971 / 200 − 3.4) }

= 292.872 MPa

여기서, ℓ = 971 mm [설계지간]

b = 200 mm [압축플랜지폭]

ℓ/b = 4.856 이므로,

∴ f_{ba} = 292.872 MPa

▶ 허용 휨 인장응력

f_{ba} = 303.750 MPa

▶ 허용 전단 응력

τ_a = 1.25 × 0.90 × 155 = 174.375 MPa

바. 응력검토

- 휨 인장응력 f_b = 159.59 MPa < f_{ba} = 303.75 MPa ····· O.K
- 휨 압축응력 f_b = 155.12 MPa < f_{ba} = 292.87 MPa ····· O.K
- 전단응력 τ = 75.72 MPa < τ_a = 174.38 MPa ····· O.K

12. 탄소성 입력 데이터

12.1 해석종류 : 탄소성보법

12.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

12.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 30 m, 굴착폭 = 10 m, 최대굴착깊이 = 24.3 m, 전모델높이 = 30 m

12.4 지층조건

번호	이름	깊이 (m)	γt (kN/m³)	γsat (kN/m³)	C (kN/m²)	ϕ ([deg])	N값	지반탄성계수 (kN/m²)	수평지반 반력계수 (kN/m³)
1	매립층	2.20	18.00	19.00	0.00	26.00	6	-	12000.00
2	토사(점토)	10.90	17.00	18.00	20.00	15.00	5	-	14000.00
3	풍화토	14.00	20.00	21.00	21.00	29.00	40	-	31000.00
4	풍화암	30.00	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
5	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	30	37311.00	27500.00

12.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	H-Pile	H 300x305x15/15	SM490	25.8	1.2

12.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	Strut-1	H 700x300x13/24	SS400	0.55	2	7.5	0	1
2	Strut-2	P 406.4x12	SS400	2.56	3	7.5	50	1
3	Strut-3	P 406.4x12	SS400	5.36	3	7.5	50	1
4	Strut-4	P 406.4x12	SS400	8.1	3	7.5	100	1
5	Strut-7	P 406.4x12	SS400	14	3	7.5	50	1
6	Strut-8	P 406.4x12	SS400	15.65	3	7.5	50	1
7	Strut-9	P 406.4x12	SS400	17.92	3	7.5	10	1

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	설치각도 [(deg)]	자유장 (강축길이) (m)	초기작용력 (kN)
1	Strut-5	Strand12.7x4EA	SWPC7B	10.6	1.2	30	11.5	200
2	Strut-6	Strand12.7x4EA	SWPC7B	12.35	1.2	30	10.5	200
3	Strut-10	Strand12.7x4EA	SWPC7B	20.2	1.2	30	7	100
4	Strut-11	Strand12.7x4EA	SWPC7B	22.2	1	30	5	100

12.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브2	11.48	0	9.3	C27	1.6	-
2	벽체1	9.3	11.48	18.3	C27	1.7	뒤채움
3	슬래브1	18.3	0	9.3	C27	1.6	-
4	벽체0	9.3	18.3	23.4	C27	1.7	뒤채움
5	슬래브0	23.4	0	10	C27	1.8	-

12.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	과재하중	배면(우측)	상시하중

12.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 7 kN/m³, 초기 지하수위 = 6.5 m, 수위차 = 24.3 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	1.05	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	Strut-1		-	-	-	-	X	X
3	3.06	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	Strut-2		-	-	-	-	X	X
5	5.86	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	Strut-3		-	-	-	-	X	X
7	8.60	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	Strut-4		-	-	-	-	X	X
9	11.10	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	Strut-5		-	-	-	-	X	X
11	12.85	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	Strut-6		-	-	-	-	X	X
13	14.50	-	-	-	-	-	-	O	X
14	-	Strut-7		-	-	-	-	X	X
15	16.15	-	-	-	-	-	-	X	X
16	-	Strut-8		-	-	-	-	X	X
17	18.42	-	-	-	-	-	-	X	X
18	-	Strut-9		-	-	-	-	X	X
19	20.70	-	-	-	-	-	-	X	X
20	-	Strut-10		-	-	-	-	X	X
21	22.70	-	-	-	-	-	-	X	X
22	-	Strut-11		-	-	-	-	X	X
23	24.30	-	-	-	-	-	-	X	X
24	24.30	-	-	-	-	-	경험토압	X	X
25	-	-	-	23.4	-	-	-	X	X
26	-		Strut-11	22.5	-	-	-	X	X
27	-	-	-	20.16	-	-	-	X	X

28	–		Strut-9	–	–	–	–	X	X
29	–	–	–	18.3	–	–	–	X	X
30	–		Strut-10	–	–	–	–	X	X
31	–		Strut-8	–	–	–	–	X	X
32	–	–	–	14.3	–	–	–	X	X
33	–		Strut-7	–	–	–	–	X	X
34	–	–	–	12	–	–	–	X	X
35	–		Strut-6	–	–	–	–	X	X
36	–		Strut-5	–	–	–	–	X	X
37	–	–	–	11.48	–	–	–	X	X

13. 해석 결과
13.1 전산 해석결과 집계

13.1.1 흙막이벽체 부재력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.

시공단계	굴착 깊이	전단력 (kN)				모멘트 (kN·m)			
		Max	깊이	Min	깊이	Max	깊이	Min	깊이
	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)
CS1 : 굴착 1.05 m	1.05	9.39	1.4	-4.05	4.9	2.06	9.1	-13.06	2.6
CS2 : 생성 Strut-1	1.05	9.38	1.4	-4.05	4.9	2.06	9.1	-13.06	2.6
CS3 : 굴착 3.06 m	3.06	10.92	3.5	-18.73	0.6	12.38	1.8	-6.88	4.9
CS4 : 생성 Strut-2	3.06	14.57	2.6	-11.79	0.6	4.58	1.4	-7.16	4.0
CS5 : 굴착 5.86 m	5.86	35.06	2.6	-48.02	2.6	31.30	5.4	-46.42	2.6
CS6 : 생성 Strut-3	5.86	30.20	2.6	-39.71	2.6	19.97	4.9	-36.66	2.6
CS7 : 굴착 8.6 m	8.60	47.14	9.1	-117.04	5.4	83.99	7.7	-65.09	5.4
CS8 : 생성 Strut-4	8.60	32.40	9.1	-100.45	5.4	63.12	7.7	-46.94	5.4
CS9 : 굴착 11.1 m	11.10	88.68	11.1	-162.57	8.1	110.33	10.1	-44.25	8.1
CS10 : 생성 Strut-5	11.10	99.21	10.6	-91.97	8.1	68.32	9.1	-45.58	5.4
CS11 : 굴착 12.85 m	12.85	77.05	13.2	-133.71	8.1	80.21	11.7	-44.94	8.1
CS12 : 생성 Strut-6	12.85	84.87	10.6	-106.12	8.1	67.70	9.6	-43.99	12.4
CS13 : 굴착 14.5 m	14.50	76.38	10.6	-122.17	12.4	58.87	13.6	-38.91	5.4
CS14 : 생성 Strut-7	14.50	76.86	10.6	-116.32	12.4	52.85	9.6	-39.35	5.4
CS15 : 굴착 16.15 m	16.15	80.76	10.6	-109.98	8.1	52.42	9.6	-40.08	5.4
CS16 : 생성 Strut-8	16.15	80.15	10.6	-110.58	8.1	52.44	9.6	-39.96	5.4
CS17 : 굴착 18.42 m	18.42	80.70	10.6	-110.04	8.1	52.97	9.6	-44.73	15.7
CS18 : 생성 Strut-9	18.42	80.70	10.6	-110.05	8.1	52.96	9.6	-43.31	15.7
CS21 : 굴착 20.7 m	20.70	80.46	10.6	-110.28	8.1	53.07	19.7	-43.69	15.7
CS24 : 생성 Strut-11	20.70	80.58	10.6	-110.17	8.1	52.96	9.6	-44.82	15.7
CS25 : 굴착 22.7 m	22.70	80.36	10.6	-110.37	8.1	78.22	21.7	-63.47	17.9
CS26 : 생성 Strut-12	22.70	80.46	10.6	-110.28	8.1	52.92	9.6	-42.74	15.7
CS27 : 굴착 24.3 m	24.30	80.41	10.6	-110.33	8.1	62.27	23.4	-50.90	17.9
CS28 : Peck	24.30	122.93	8.1	-193.46	8.1	66.88	23.4	-99.60	8.1
CS29 : 집수정기초	24.30	80.41	10.6	-110.33	8.1	62.27	23.4	-50.90	17.9
CS30 : 앵커4단 해체	24.30	80.32	10.6	-110.42	8.1	81.07	21.7	-76.07	17.9
CS31 : 집수정벽체	24.30	80.32	10.6	-110.42	8.1	81.07	21.7	-76.07	17.9
CS32 : 버팀6단 해체	24.30	95.44	15.7	-127.49	15.7	56.93	22.2	-116.67	15.7
CS33 : 하단슬래브	24.30	95.44	15.7	-127.49	15.7	56.86	22.2	-116.67	15.7
CS34 : 앵커3단 해체	24.30	96.40	15.7	-125.12	15.7	53.61	9.6	-118.06	15.7
CS35 : 버팀5단 해체	24.30	90.86	10.6	-133.37	14.0	65.65	16.6	-81.71	14.0
CS36 : 벽체1	24.30	90.86	10.6	-133.37	14.0	65.65	16.6	-81.71	14.0
CS37 : 버팀4단 해체	24.30	85.13	10.6	-118.32	12.4	49.09	22.2	-41.72	12.4
CS38 : 벽체2	24.30	85.13	10.6	-118.32	12.4	49.09	22.2	-41.72	12.4
CS39 : 앵커2단 해체	24.30	71.32	10.6	-119.11	8.1	49.07	22.2	-42.23	14.9
CS40 : 앵커1단 해체	24.30	112.90	12.0	-198.73	8.1	122.53	10.6	-109.35	8.1
CS41 : 상단슬래브	24.30	112.90	12.0	-198.73	8.1	122.53	10.6	-109.35	8.1
TOTAL		122.93	8.1	-198.73	8.1	122.53	10.6	-118.06	15.7

13.1.2 지보재 반력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

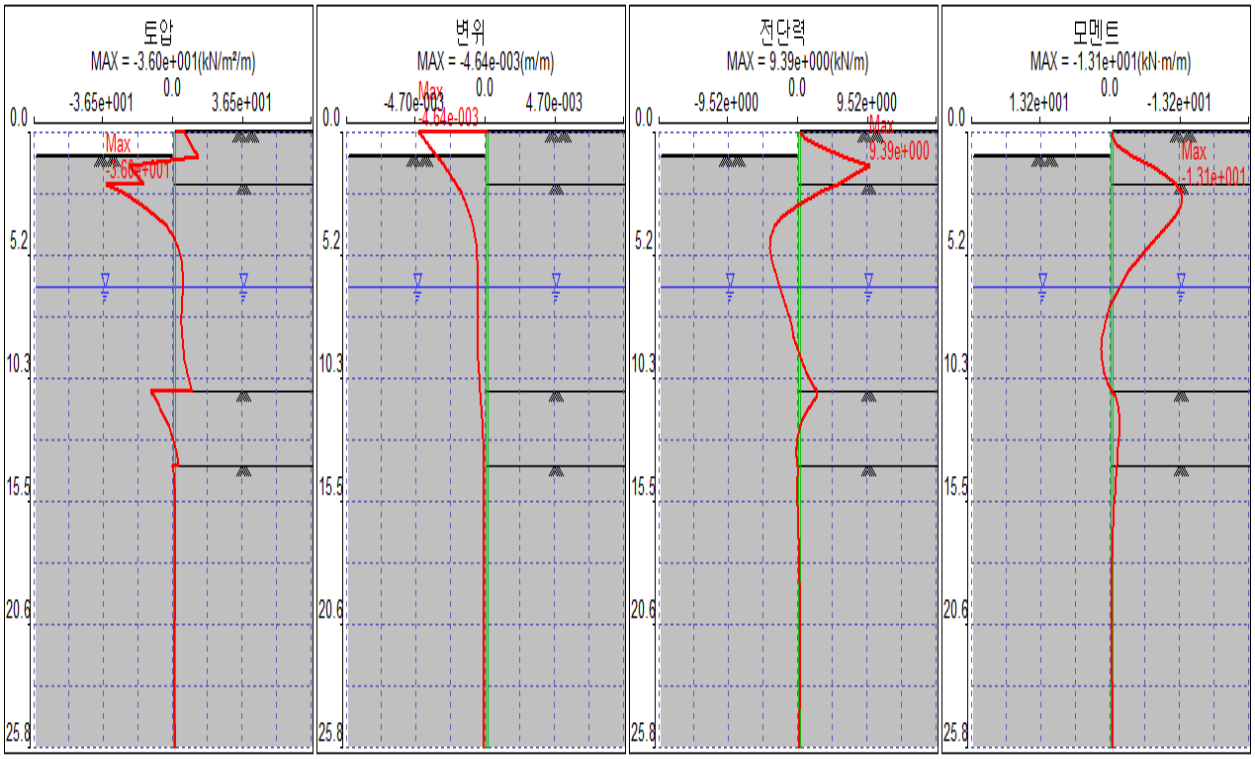
시공단계	굴착 깊이	Strut-1	Strut-2	Strut-3	Strut-4	Strut-7
		0.55 (m)	2.56 (m)	5.36 (m)	8.1 (m)	14 (m)
CS1 : 굴착 1.05 m	1.05	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 Strut-1	1.05	0.00	-	-	-	-
CS3 : 굴착 3.06 m	3.06	21.19	-	-	-	-
CS4 : 생성 Strut-2	3.06	14.25	16.67	-	-	-
CS5 : 굴착 5.86 m	5.86	-6.23	83.08	-	-	-
CS6 : 생성 Strut-3	5.86	-1.38	69.91	16.67	-	-
CS7 : 굴착 8.6 m	8.60	3.60	31.89	155.27	-	-
CS8 : 생성 Strut-4	8.60	2.34	40.52	131.29	33.32	-
CS9 : 굴착 11.1 m	11.10	2.48	43.62	88.74	224.10	-
CS10 : 생성 Strut-5	11.10	2.52	40.70	119.03	126.01	-
CS11 : 굴착 12.85 m	12.85	2.36	44.38	87.29	196.08	-
CS12 : 생성 Strut-6	12.85	2.50	41.48	111.60	146.86	-
CS13 : 굴착 14.5 m	14.50	2.39	43.30	97.57	167.37	-
CS14 : 생성 Strut-7	14.50	2.40	43.12	98.90	165.76	16.67
CS15 : 굴착 16.15 m	16.15	2.41	42.85	101.39	159.69	107.03
CS16 : 생성 Strut-8	16.15	2.41	42.89	100.97	160.66	96.08
CS17 : 굴착 18.42 m	18.42	2.42	42.81	101.61	159.56	70.92
CS18 : 생성 Strut-9	18.42	2.42	42.81	101.60	159.57	71.67
CS21 : 굴착 20.7 m	20.70	2.41	42.83	101.43	159.96	69.54
CS24 : 생성 Strut-11	20.70	2.42	42.82	101.51	159.77	69.82
CS25 : 굴착 22.7 m	22.70	2.41	42.84	101.34	160.13	70.60
CS26 : 생성 Strut-12	22.70	2.41	42.83	101.42	159.96	70.08
CS27 : 굴착 24.3 m	24.30	2.41	42.84	101.37	160.06	70.70
CS28 : Peck	24.30	119.99	212.21	227.55	316.39	246.93
CS29 : 집수정기초	24.30	2.41	42.84	101.37	160.06	70.70
CS30 : 앵커4단 해체	24.30	2.41	42.85	101.30	160.21	71.07
CS31 : 집수정벽체	24.30	2.41	42.85	101.30	160.21	71.07
CS32 : 버팀6단 해체	24.30	2.42	42.77	101.90	159.33	30.12
CS33 : 하단슬래브	24.30	2.42	42.77	101.90	159.33	30.12
CS34 : 앵커3단 해체	24.30	2.42	42.77	101.89	159.36	29.12
CS35 : 버팀5단 해체	24.30	2.45	41.98	108.84	143.12	202.66
CS36 : 벽체1	24.30	2.45	41.98	108.84	143.12	202.66
CS37 : 버팀4단 해체	24.30	2.38	43.20	99.48	156.88	-
CS38 : 벽체2	24.30	2.38	43.20	99.48	156.88	-
CS39 : 앵커2단 해체	24.30	2.33	44.39	89.19	179.60	-
CS40 : 앵커1단 해체	24.30	2.31	47.25	58.18	287.48	-
CS41 : 상단슬래브	24.30	2.31	47.25	58.18	287.48	-
TOTAL		119.99	212.21	227.55	316.39	246.93

시공단계	굴착 깊이	Strut-8	Strut-9	Strut-5	Strut-6	Strut-10
		15.65 (m)	17.92 (m)	10.6 (m)	12.35 (m)	20.2 (m)
CS1 : 굴착 1.05 m	1.05	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 Strut-1	1.05	-	-	-	-	-
CS3 : 굴착 3.06 m	3.06	-	-	-	-	-
CS4 : 생성 Strut-2	3.06	-	-	-	-	-
CS5 : 굴착 5.86 m	5.86	-	-	-	-	-
CS6 : 생성 Strut-3	5.86	-	-	-	-	-
CS7 : 굴착 8.6 m	8.60	-	-	-	-	-
CS8 : 생성 Strut-4	8.60	-	-	-	-	-
CS9 : 굴착 11.1 m	11.10	-	-	-	-	-
CS10 : 생성 Strut-5	11.10	-	-	166.67	-	-
CS11 : 굴착 12.85 m	12.85	-	-	205.08	-	-
CS12 : 생성 Strut-6	12.85	-	-	174.74	166.67	-
CS13 : 굴착 14.5 m	14.50	-	-	193.92	205.31	-
CS14 : 생성 Strut-7	14.50	-	-	192.02	201.11	-
CS15 : 굴착 16.15 m	16.15	-	-	189.14	198.03	-
CS16 : 생성 Strut-8	16.15	16.67	-	189.62	198.60	-
CS17 : 굴착 18.42 m	18.42	140.49	-	188.79	197.11	-
CS18 : 생성 Strut-9	18.42	138.07	3.33	188.81	197.14	-
CS21 : 굴착 20.7 m	20.70	112.13	142.51	189.01	197.42	-
CS24 : 생성 Strut-11	20.70	126.12	93.33	188.91	197.27	83.33
CS25 : 굴착 22.7 m	22.70	96.87	155.16	189.13	197.59	131.84
CS26 : 생성 Strut-12	22.70	111.06	129.41	189.02	197.43	107.59
CS27 : 굴착 24.3 m	24.30	102.66	135.31	189.08	197.53	123.52
CS28 : Peck	24.30	115.19	265.10	195.25	191.38	140.90
CS29 : 집수정기초	24.30	102.66	135.31	189.08	197.53	123.52
CS30 : 앵커4단 해체	24.30	90.05	160.92	189.18	197.67	144.61
CS31 : 집수정벽체	24.30	90.05	160.92	189.18	197.67	144.61
CS32 : 버팀6단 해체	24.30	222.94	-	188.35	196.00	162.63
CS33 : 하단슬래브	24.30	222.94	-	188.35	196.00	162.63
CS34 : 앵커3단 해체	24.30	221.52	-	188.36	196.01	-
CS35 : 버팀5단 해체	24.30	-	-	180.14	186.24	-
CS36 : 벽체1	24.30	-	-	180.14	186.24	-
CS37 : 버팀4단 해체	24.30	-	-	192.92	211.93	-
CS38 : 벽체2	24.30	-	-	192.92	211.93	-
CS39 : 앵커2단 해체	24.30	-	-	205.36	-	-
CS40 : 앵커1단 해체	24.30	-	-	-	-	-
CS41 : 상단슬래브	24.30	-	-	-	-	-
TOTAL		222.94	265.10	205.36	211.93	162.63

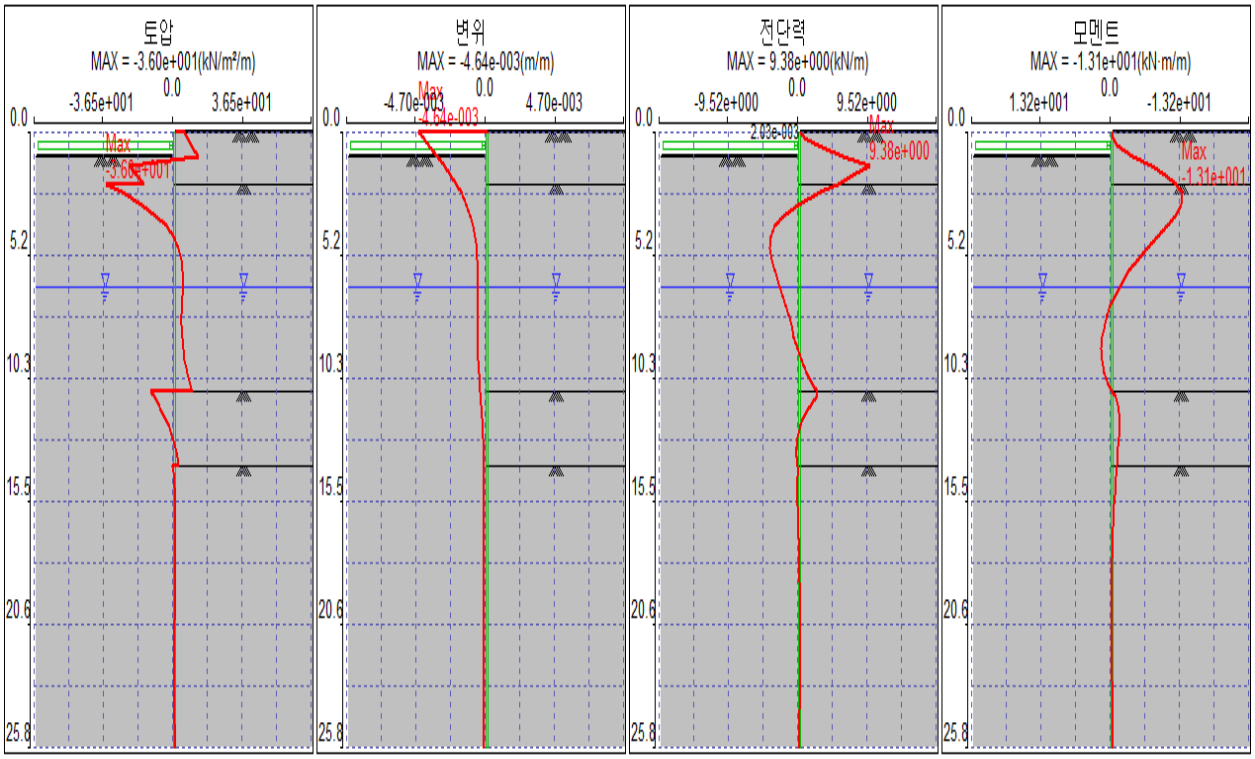
시공단계	굴착 깊이	Strut-11				
		22.2 (m)				
CS1 : 굴착 1.05 m	1.05	-				
CS2 : 생성 Strut-1	1.05	-				
CS3 : 굴착 3.06 m	3.06	-				
CS4 : 생성 Strut-2	3.06	-				
CS5 : 굴착 5.86 m	5.86	-				
CS6 : 생성 Strut-3	5.86	-				
CS7 : 굴착 8.6 m	8.60	-				
CS8 : 생성 Strut-4	8.60	-				
CS9 : 굴착 11.1 m	11.10	-				
CS10 : 생성 Strut-5	11.10	-				
CS11 : 굴착 12.85 m	12.85	-				
CS12 : 생성 Strut-6	12.85	-				
CS13 : 굴착 14.5 m	14.50	-				
CS14 : 생성 Strut-7	14.50	-				
CS15 : 굴착 16.15 m	16.15	-				
CS16 : 생성 Strut-8	16.15	-				
CS17 : 굴착 18.42 m	18.42	-				
CS18 : 생성 Strut-9	18.42	-				
CS21 : 굴착 20.7 m	20.70	-				
CS24 : 생성 Strut-11	20.70	-				
CS25 : 굴착 22.7 m	22.70	-				
CS26 : 생성 Strut-12	22.70	100.00				
CS27 : 굴착 24.3 m	24.30	172.44				
CS28 : Peck	24.30	212.97				
CS29 : 집수정기초	24.30	172.44				
CS30 : 앵커4단 해체	24.30	-				
CS31 : 집수정벽체	24.30	-				
CS32 : 버팀6단 해체	24.30	-				
CS33 : 하단슬래브	24.30	-				
CS34 : 앵커3단 해체	24.30	-				
CS35 : 버팀5단 해체	24.30	-				
CS36 : 벽체1	24.30	-				
CS37 : 버팀4단 해체	24.30	-				
CS38 : 벽체2	24.30	-				
CS39 : 앵커2단 해체	24.30	-				
CS40 : 앵커1단 해체	24.30	-				
CS41 : 상단슬래브	24.30	-				
TOTAL		212.97				

13.2 시공단계별 단면력도

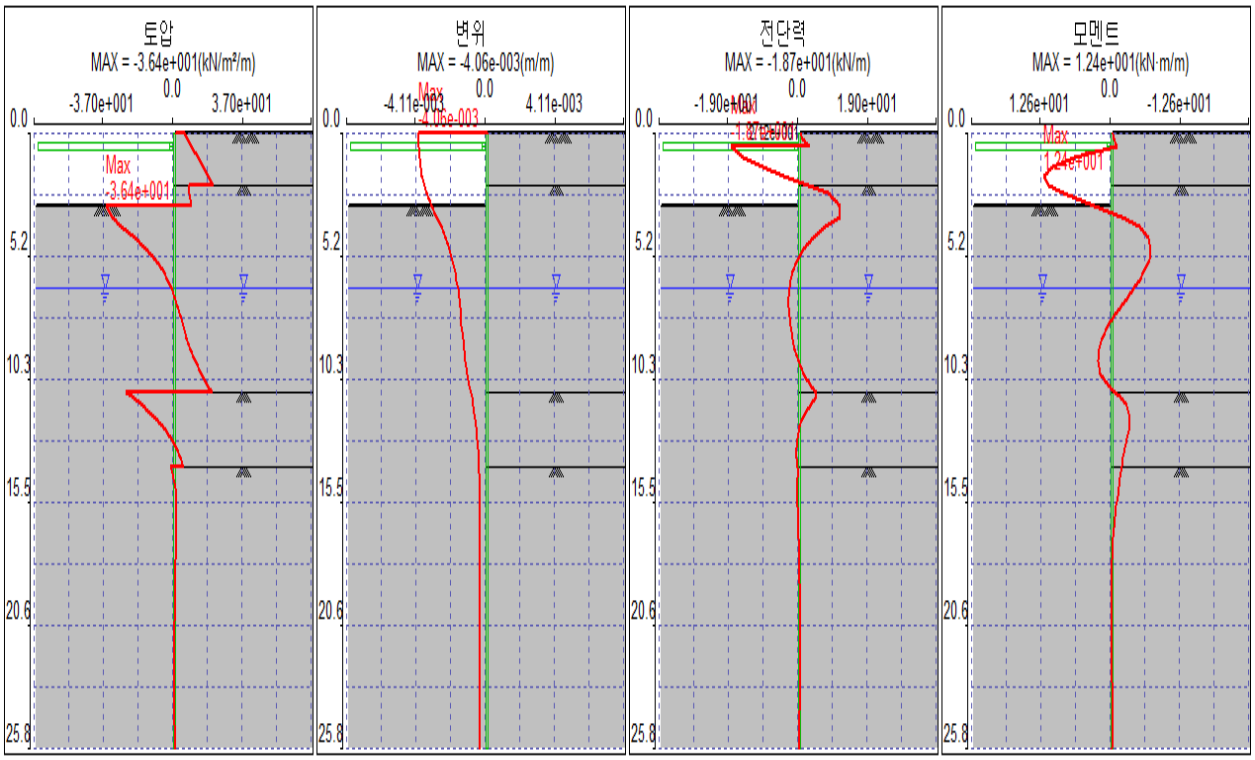
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 1.05 m]



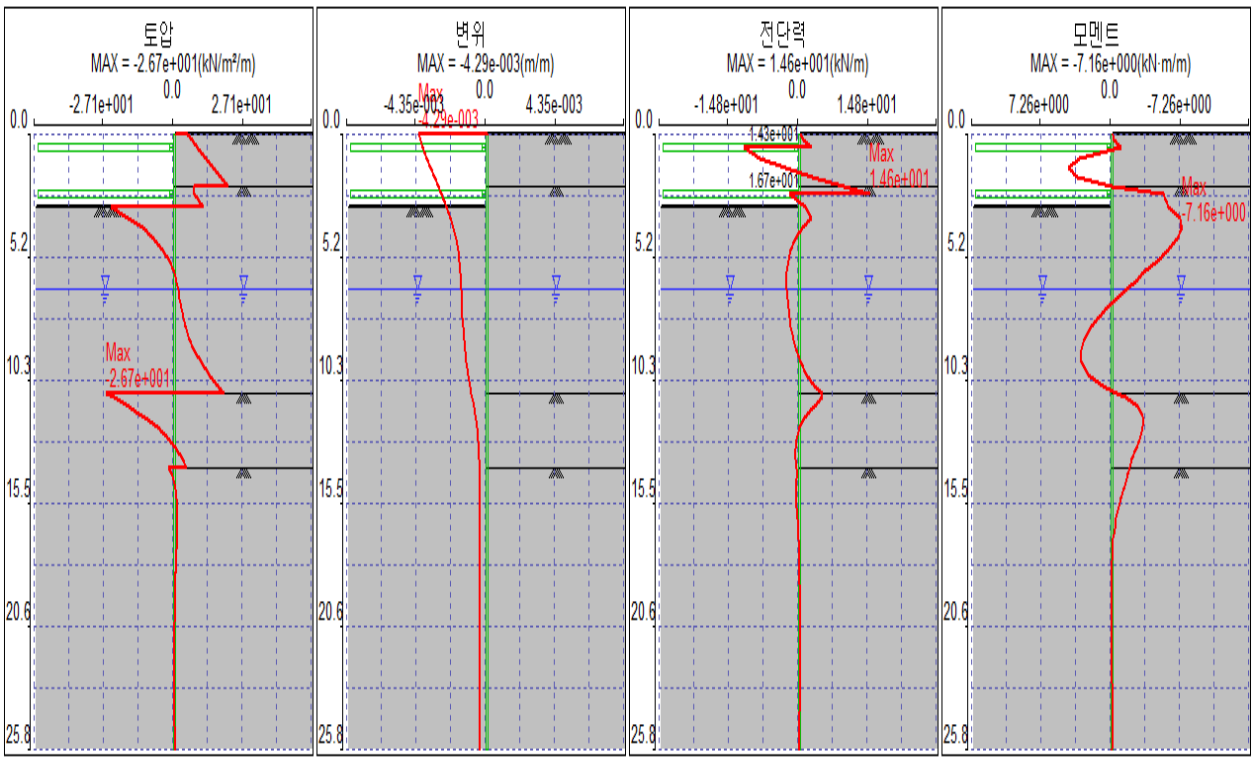
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 Strut-1]



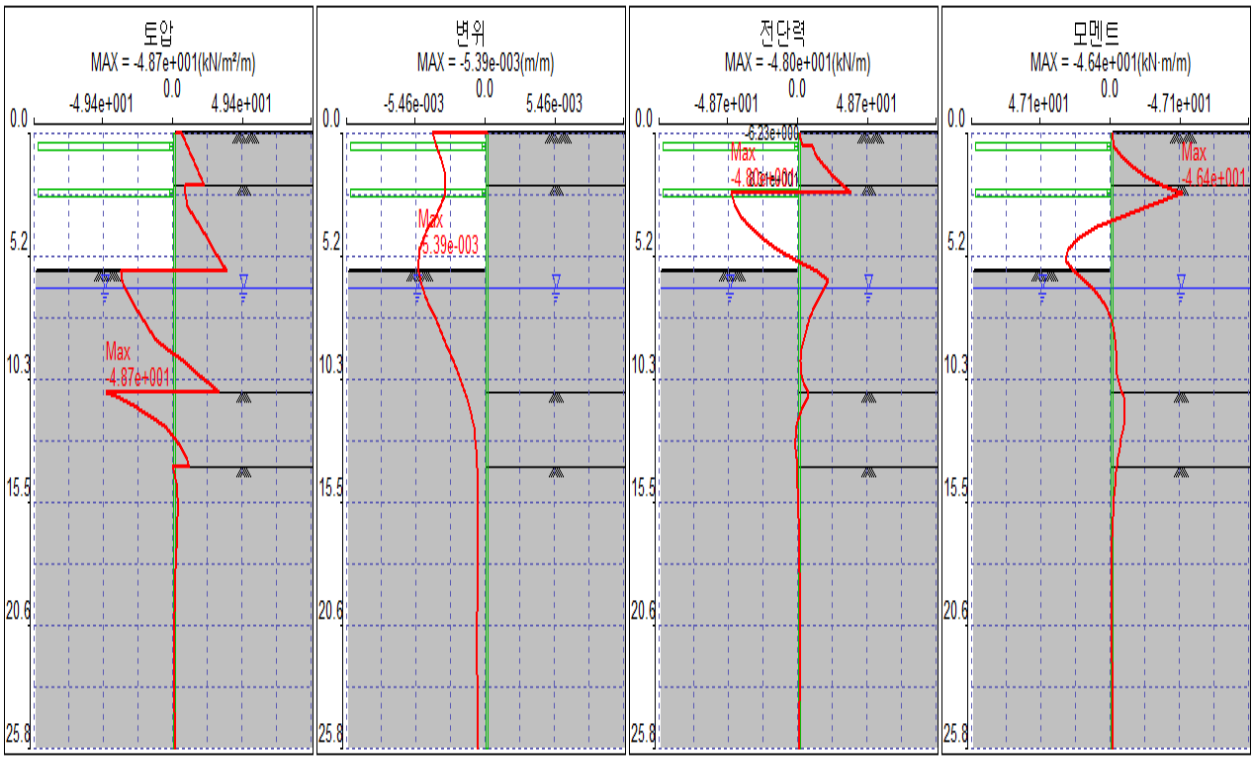
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 3.06 m]



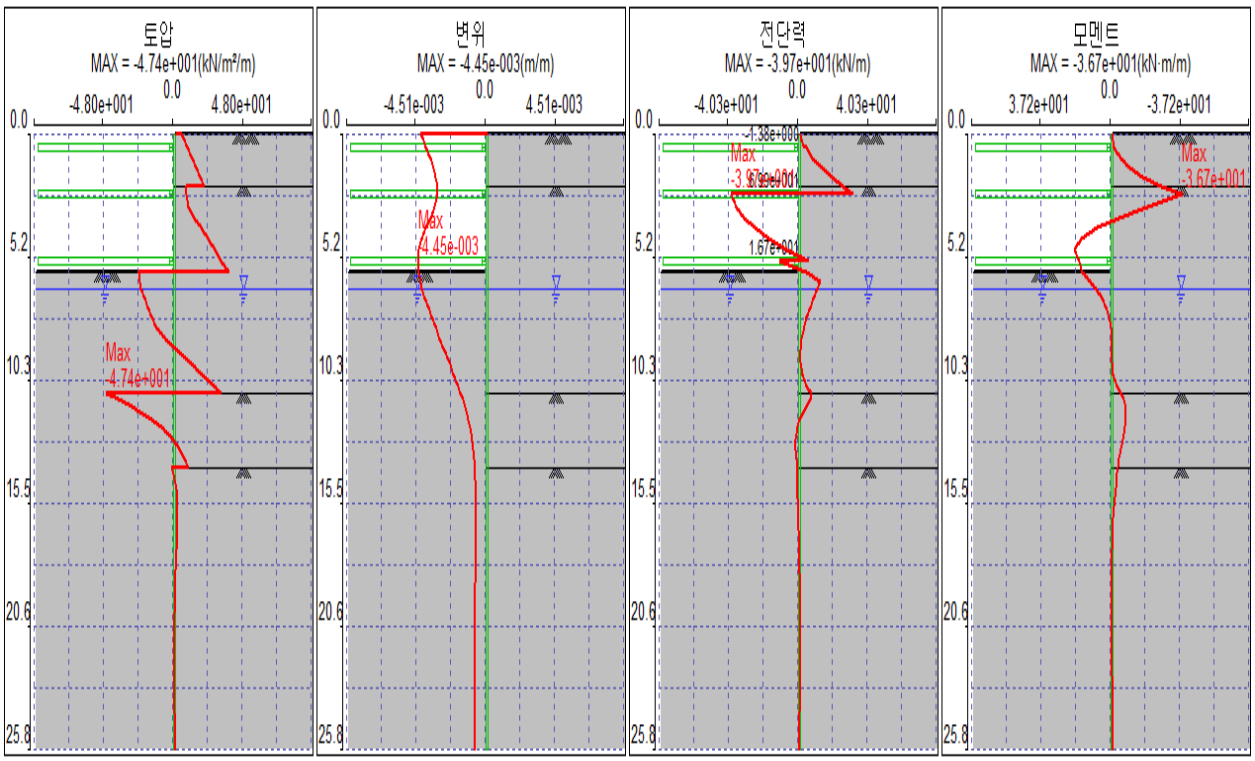
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 Strut-2]



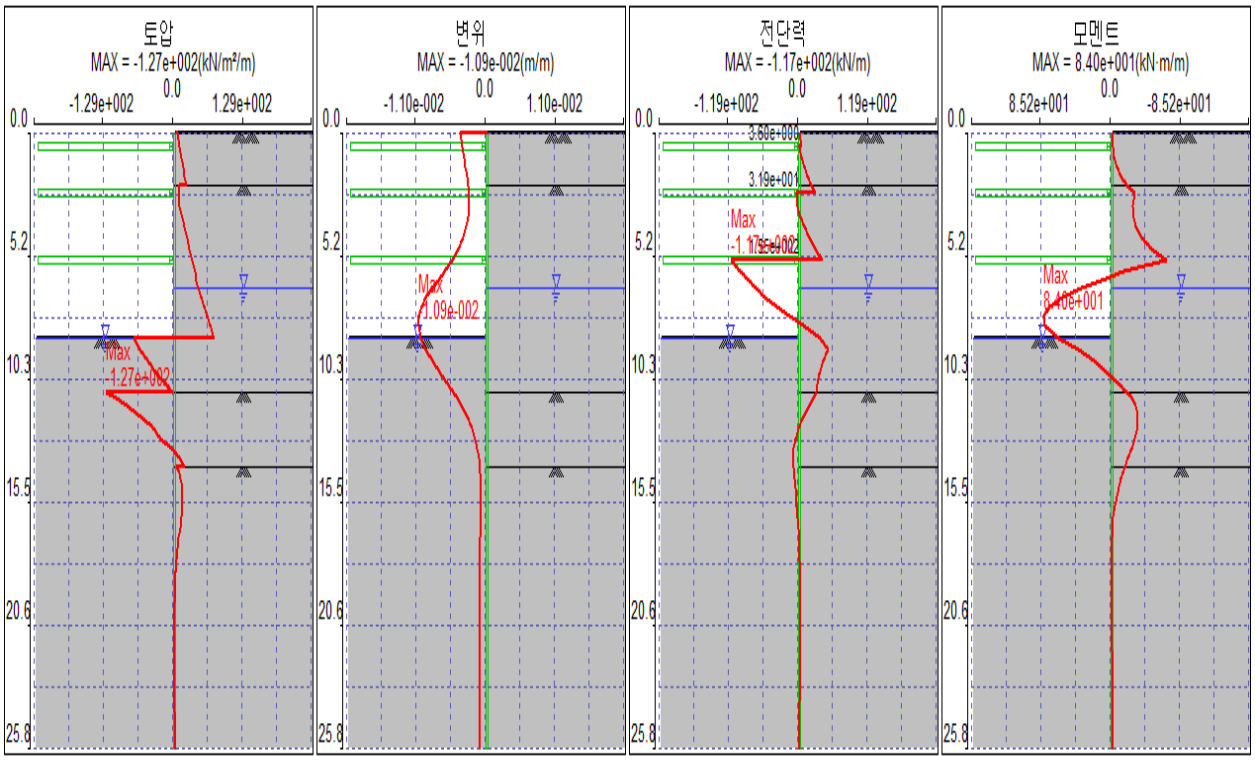
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 5.86 m]



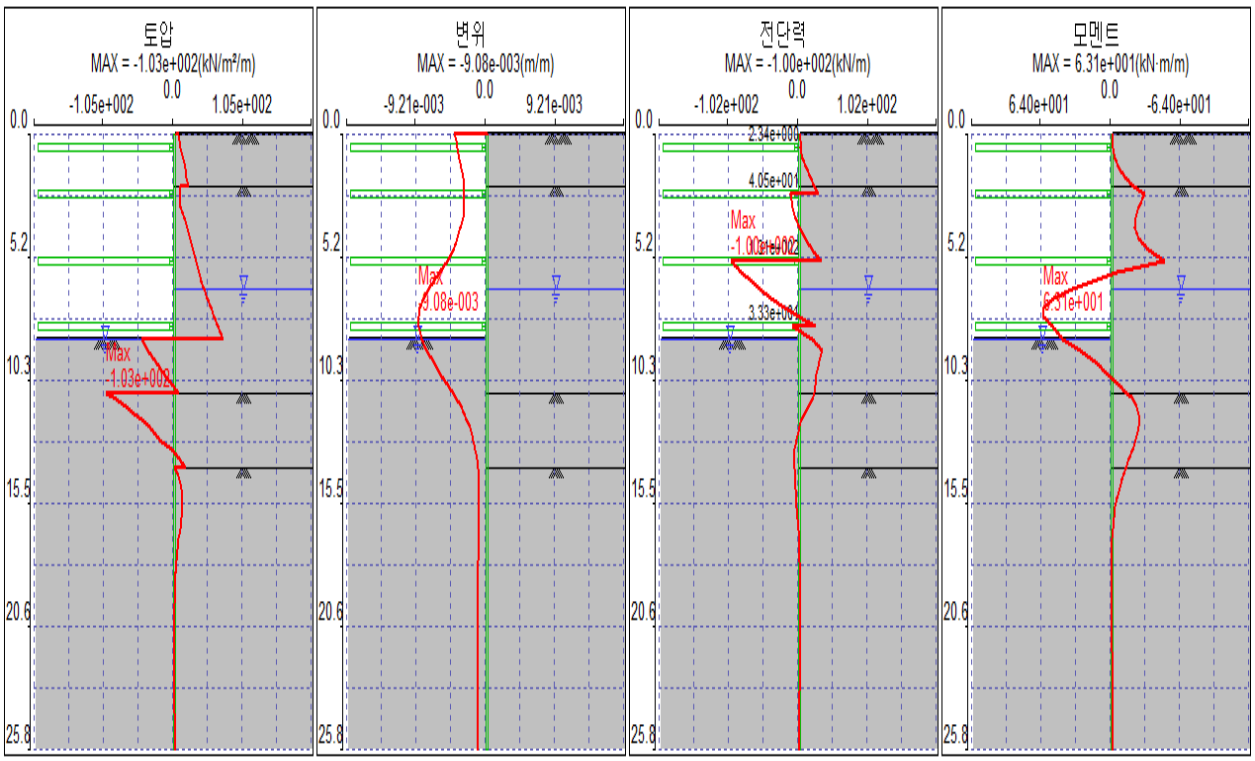
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 Strut-3]



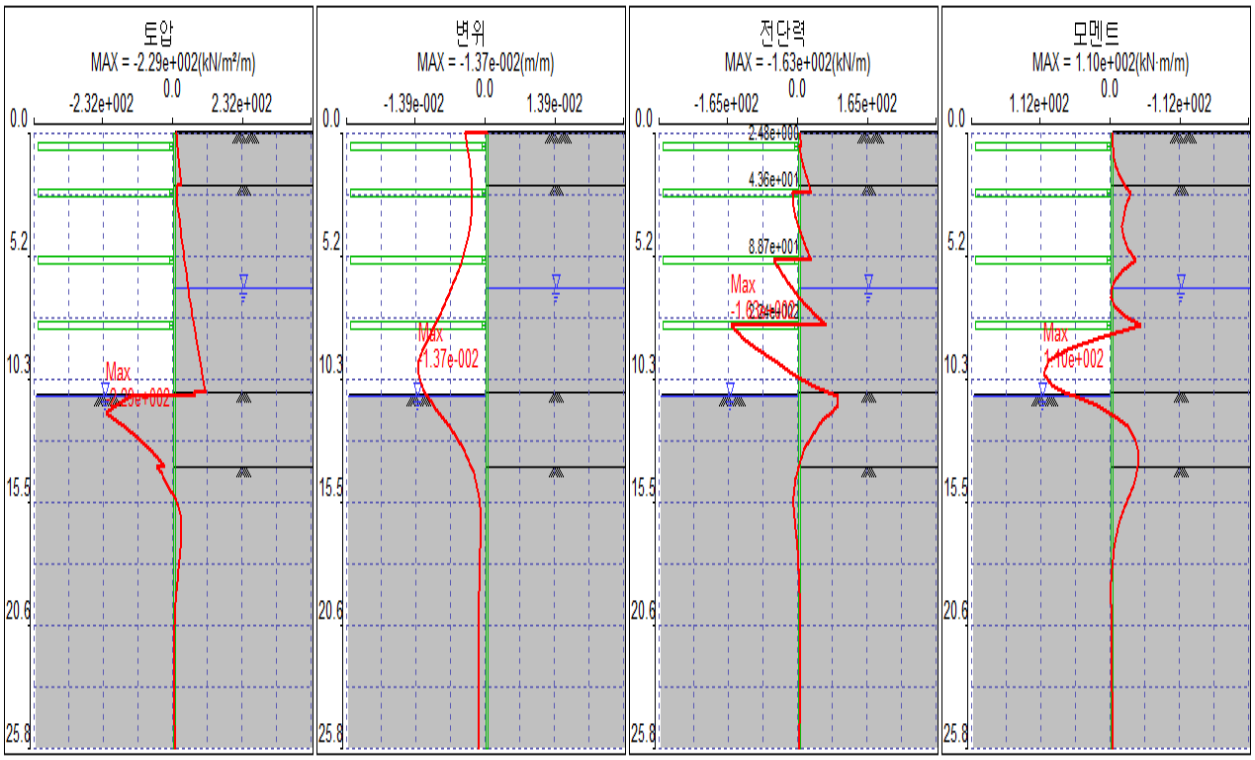
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 8.6 m]



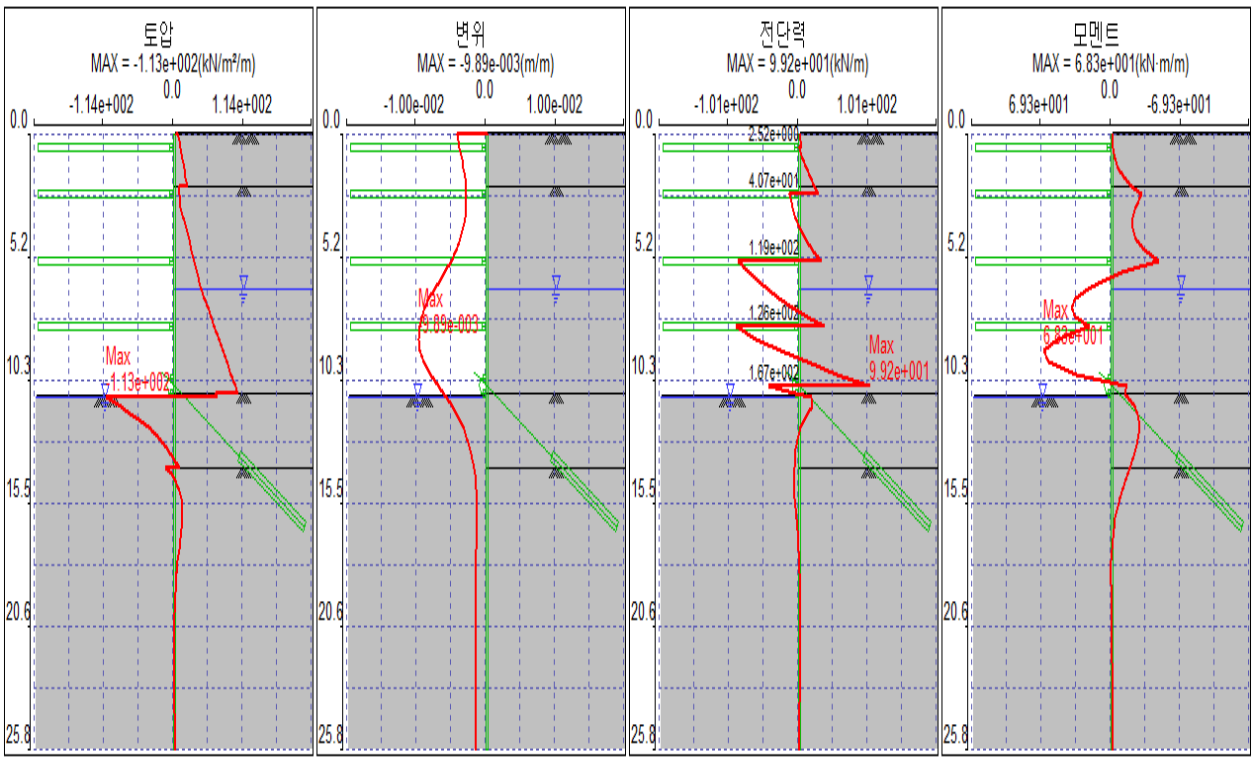
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 Strut-4]



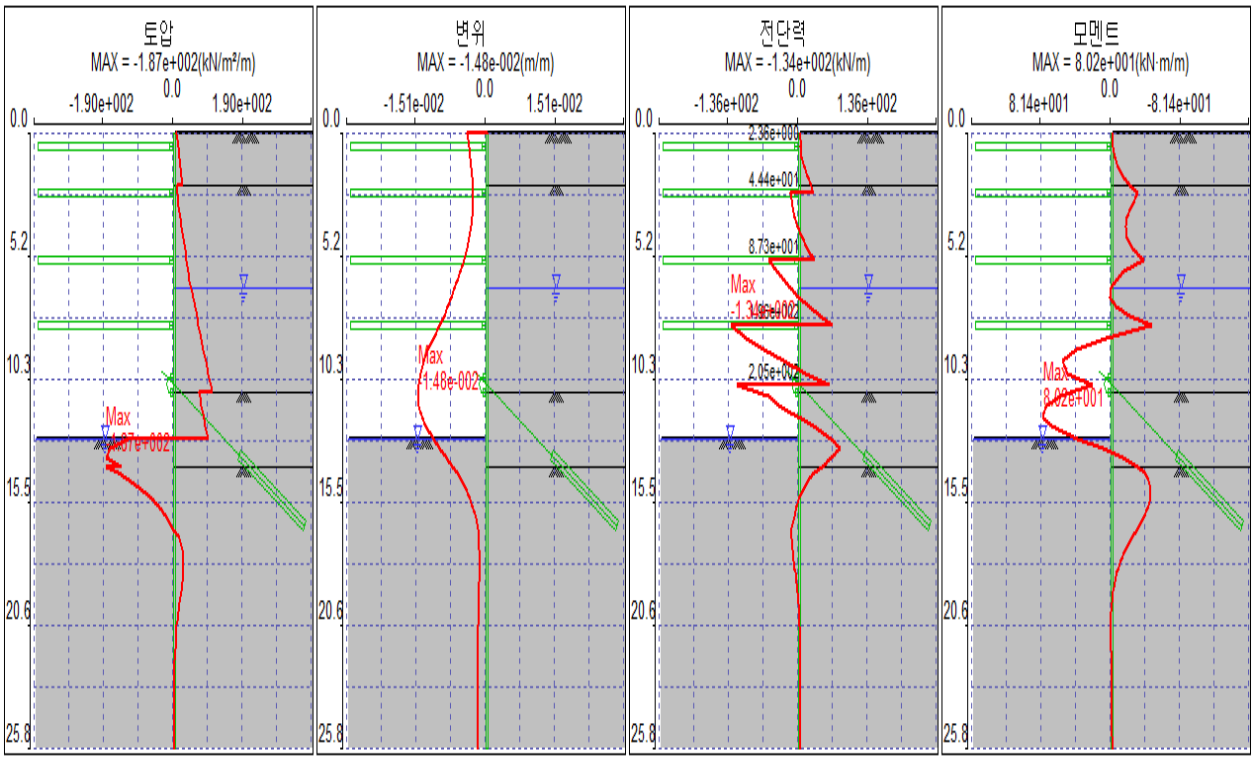
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 11.1 m]



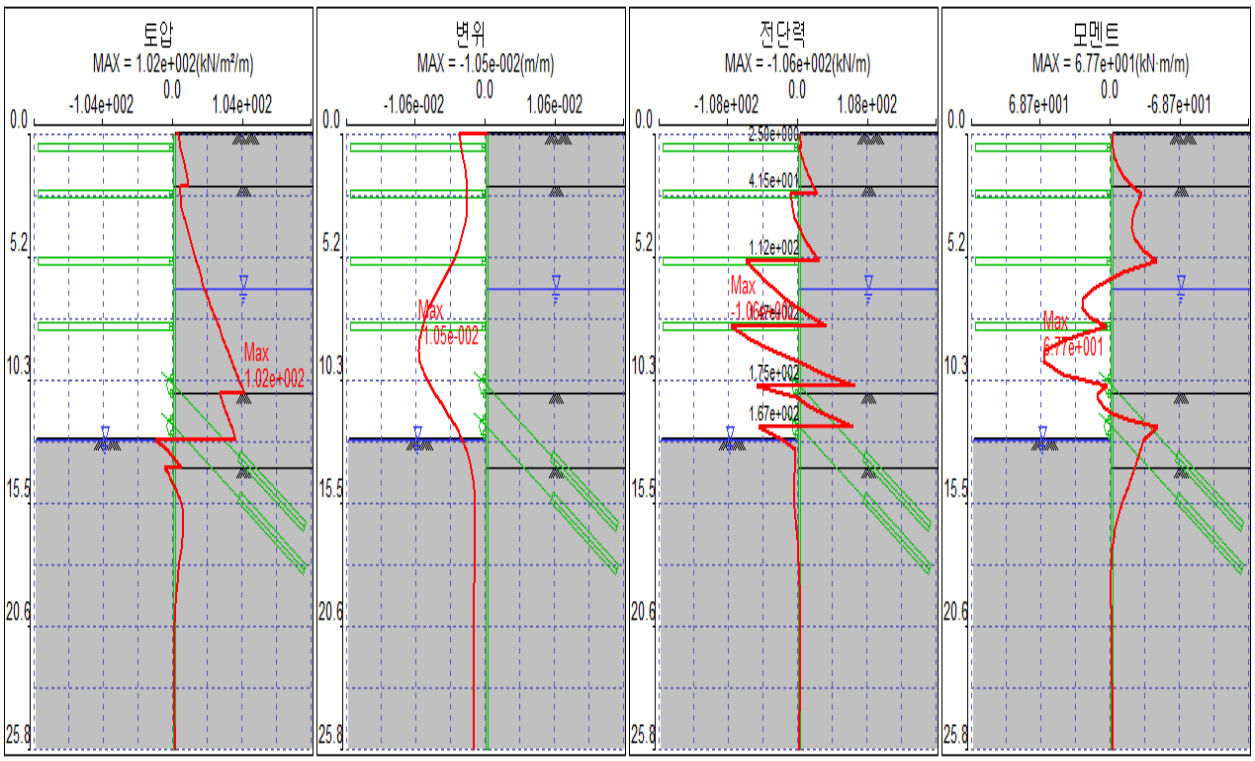
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 Strut-5]



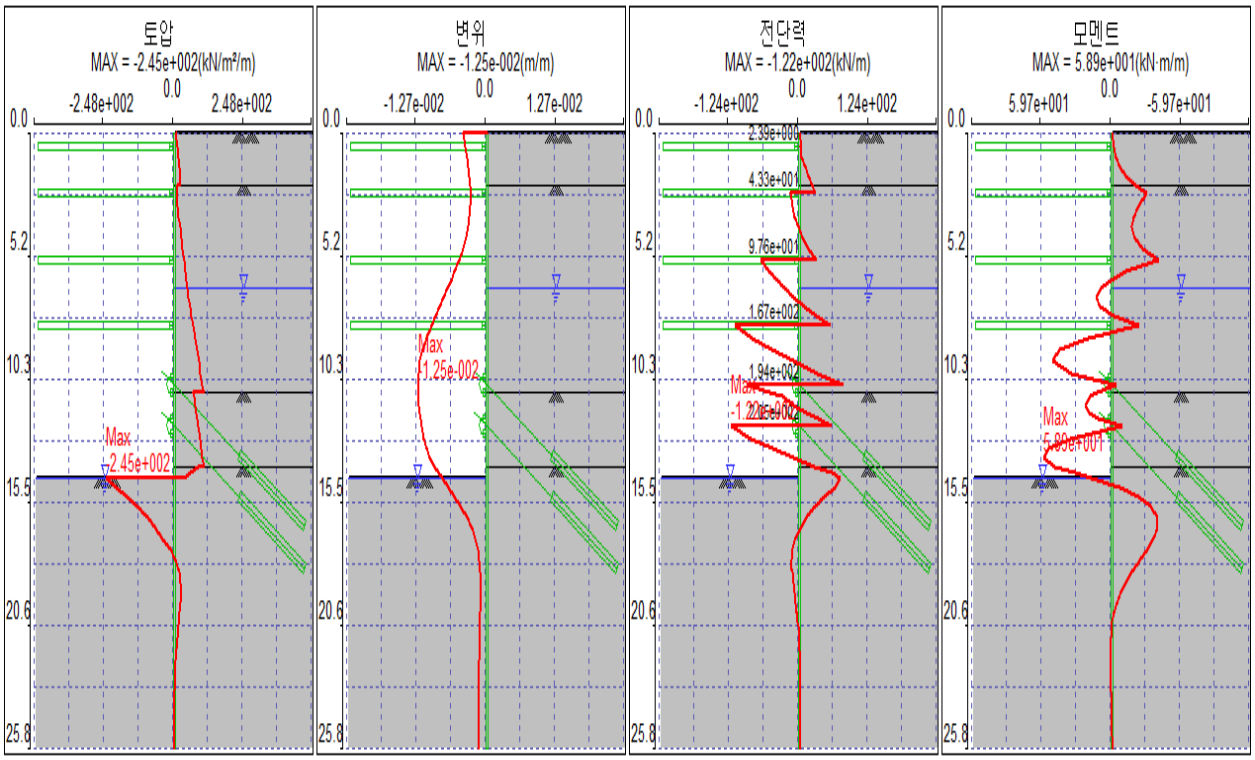
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 12.85 m]



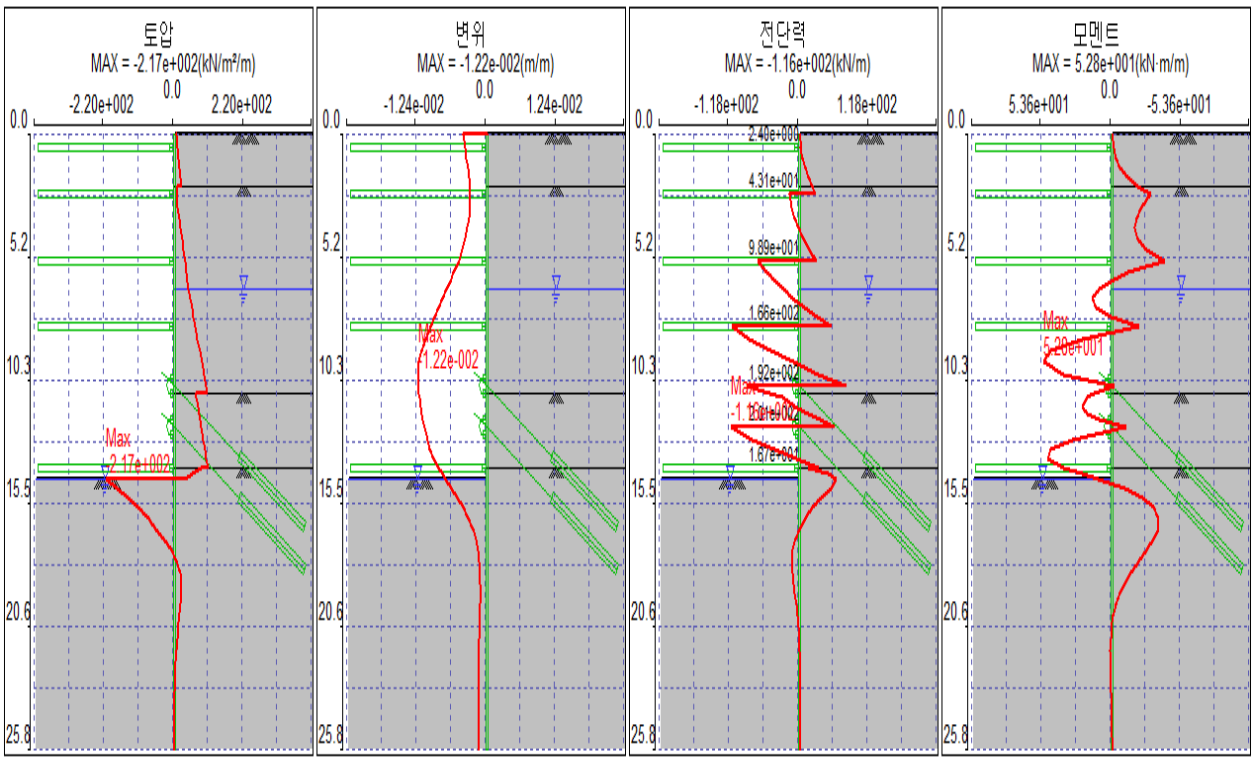
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 Strut-6]



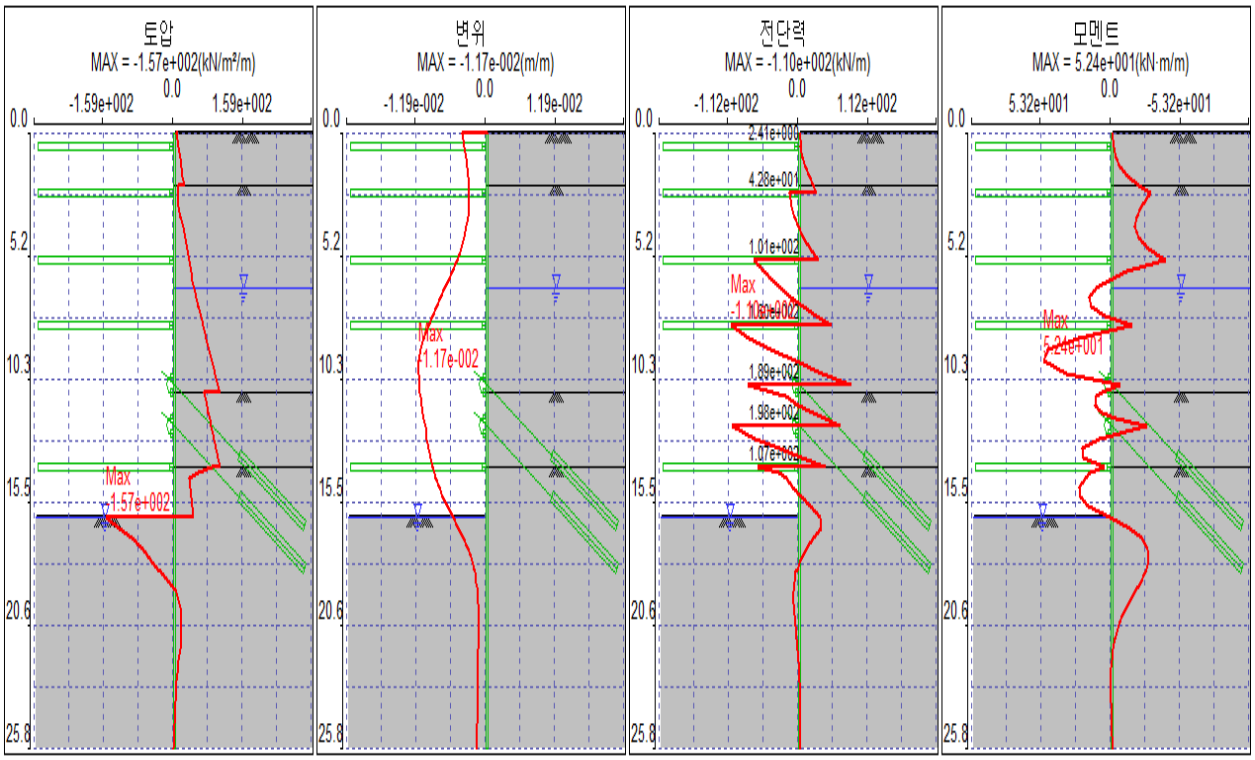
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 14.5 m]



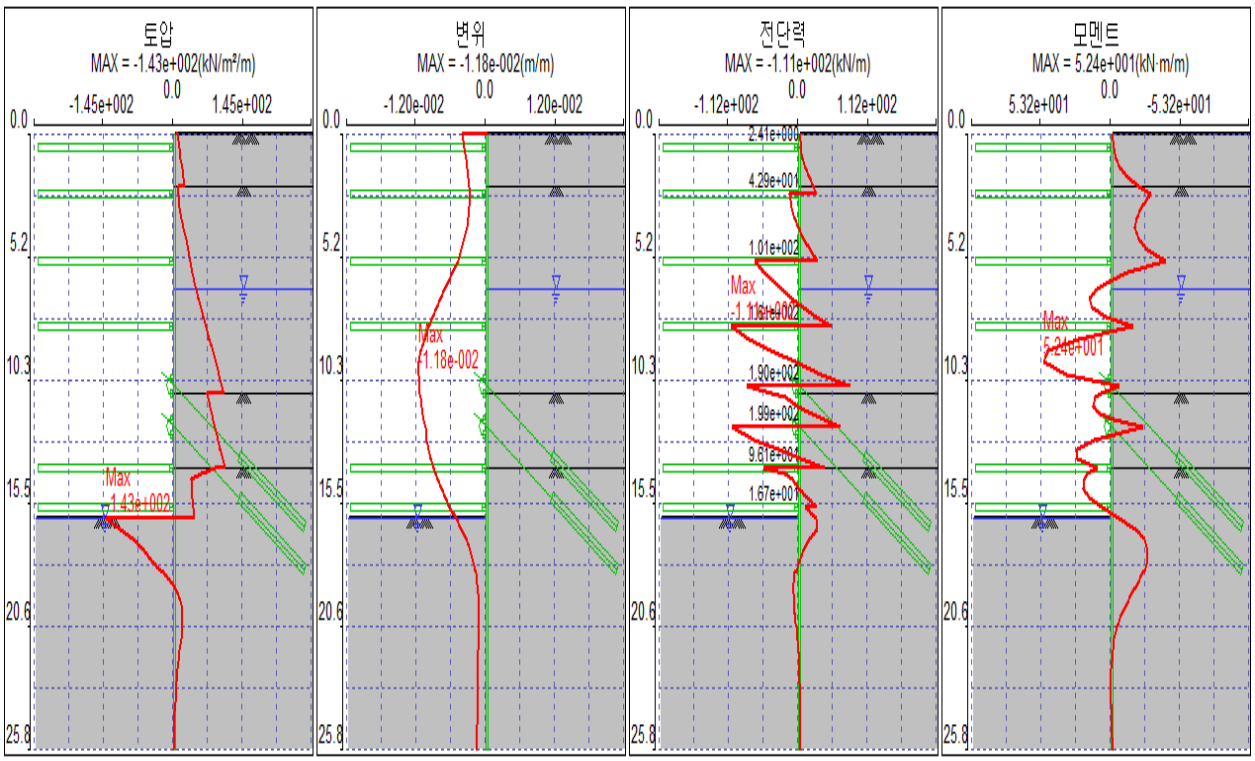
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 Strut-7]



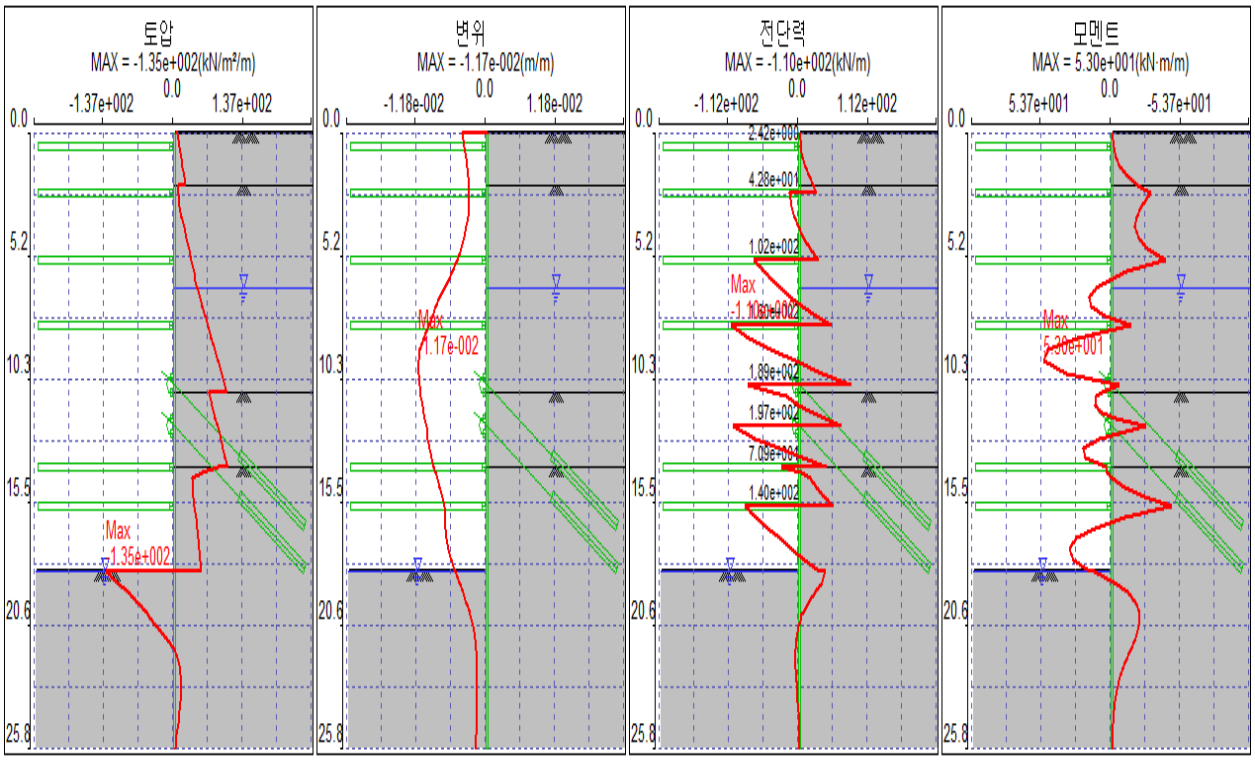
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 16.15 m]



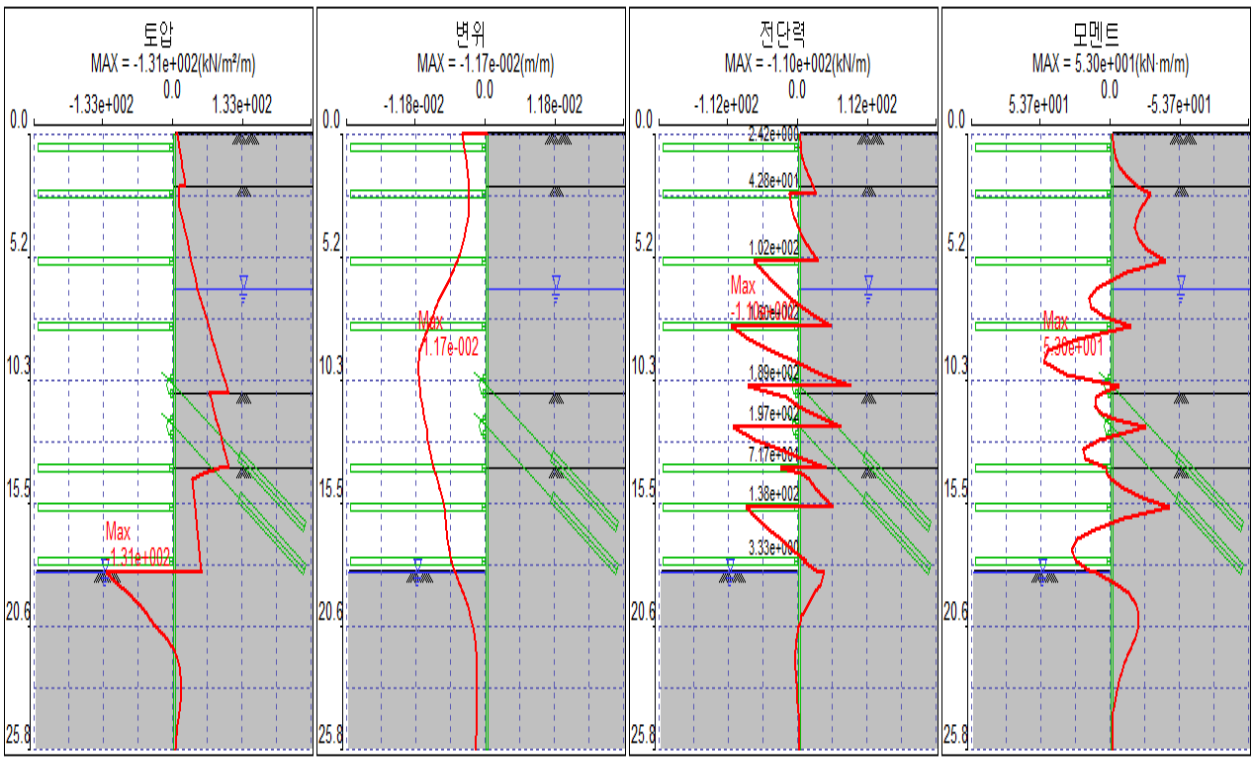
16) 시공 16 단계 [CS16 : 생성 Strut-8]



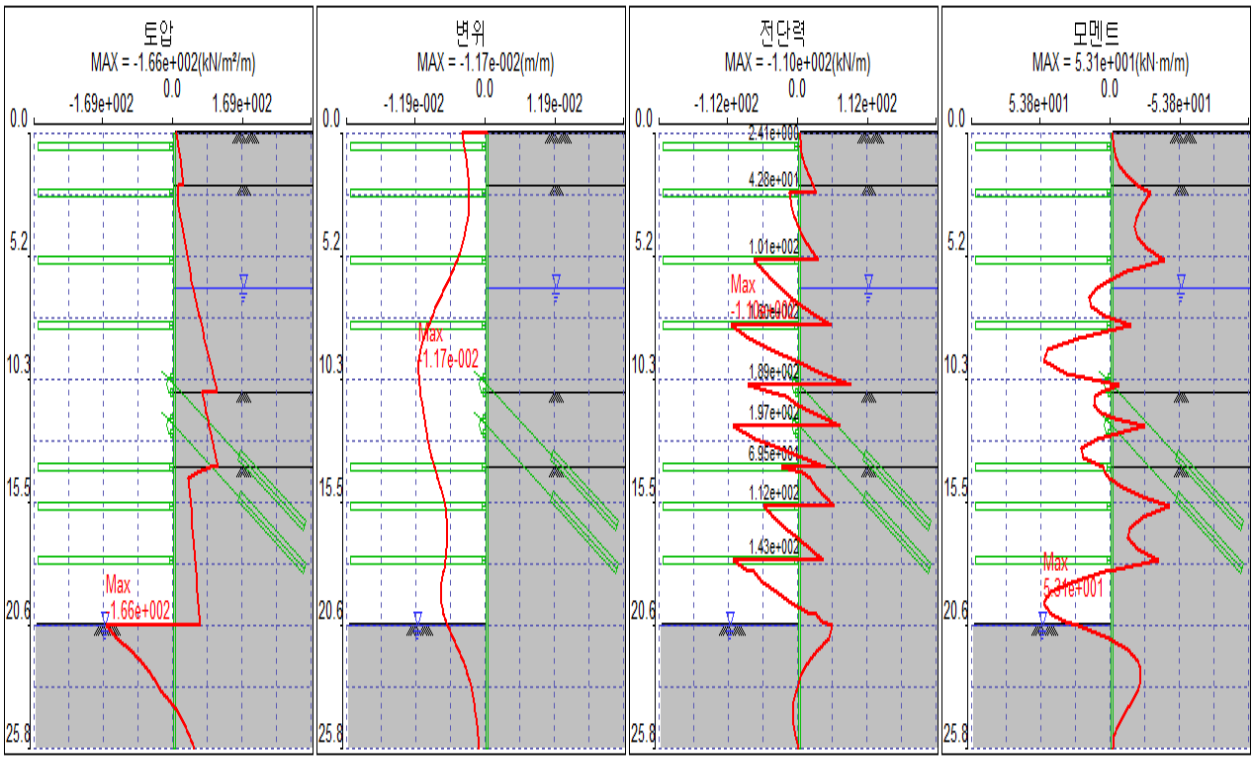
17) 시공 17 단계 [CS17 : 굴착 18.42 m]



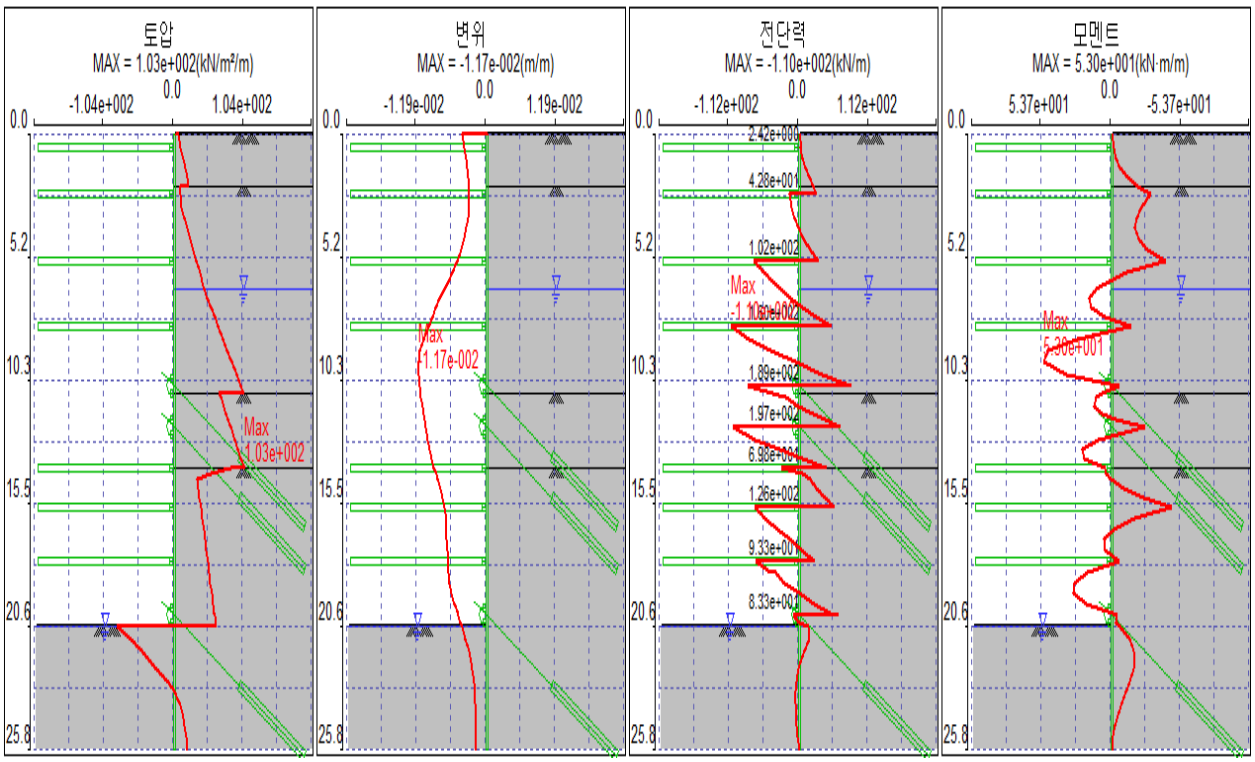
18) 시공 18 단계 [CS18 : 생성 Strut-9]



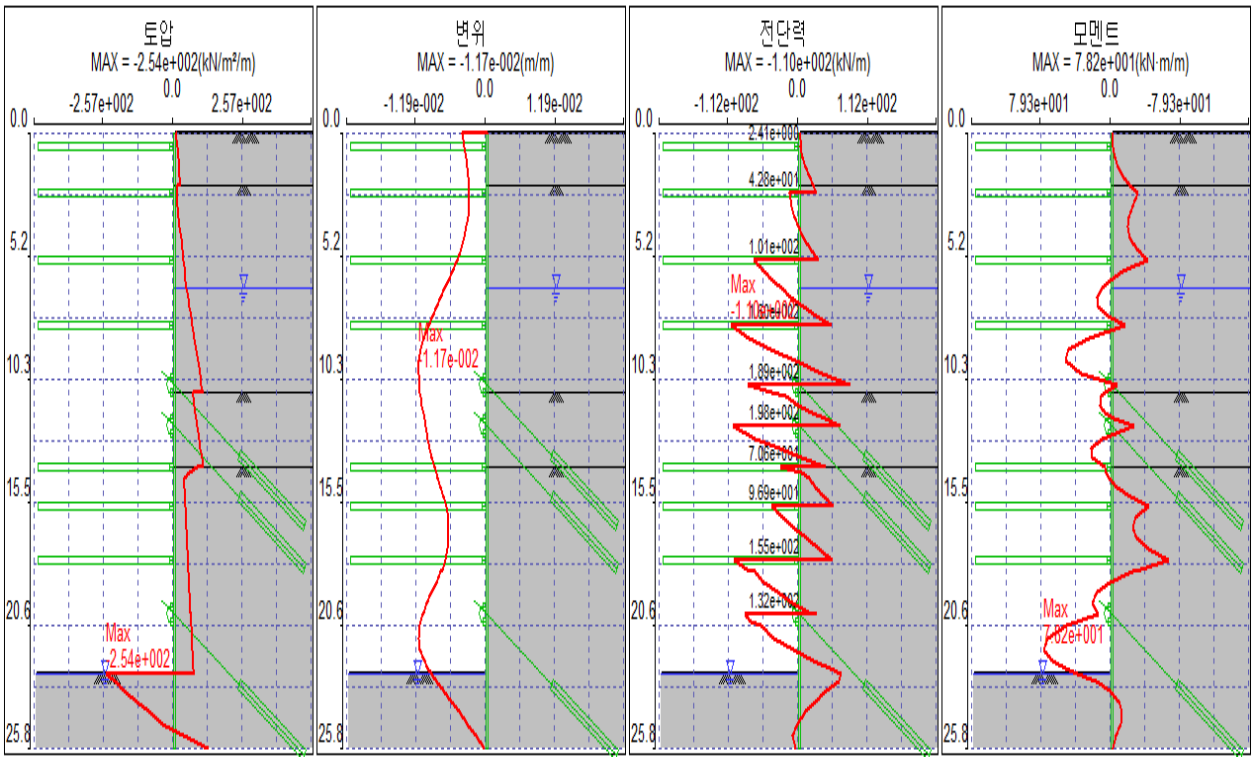
19) 시공 19 단계 [CS21 : 굴착 20.7 m]



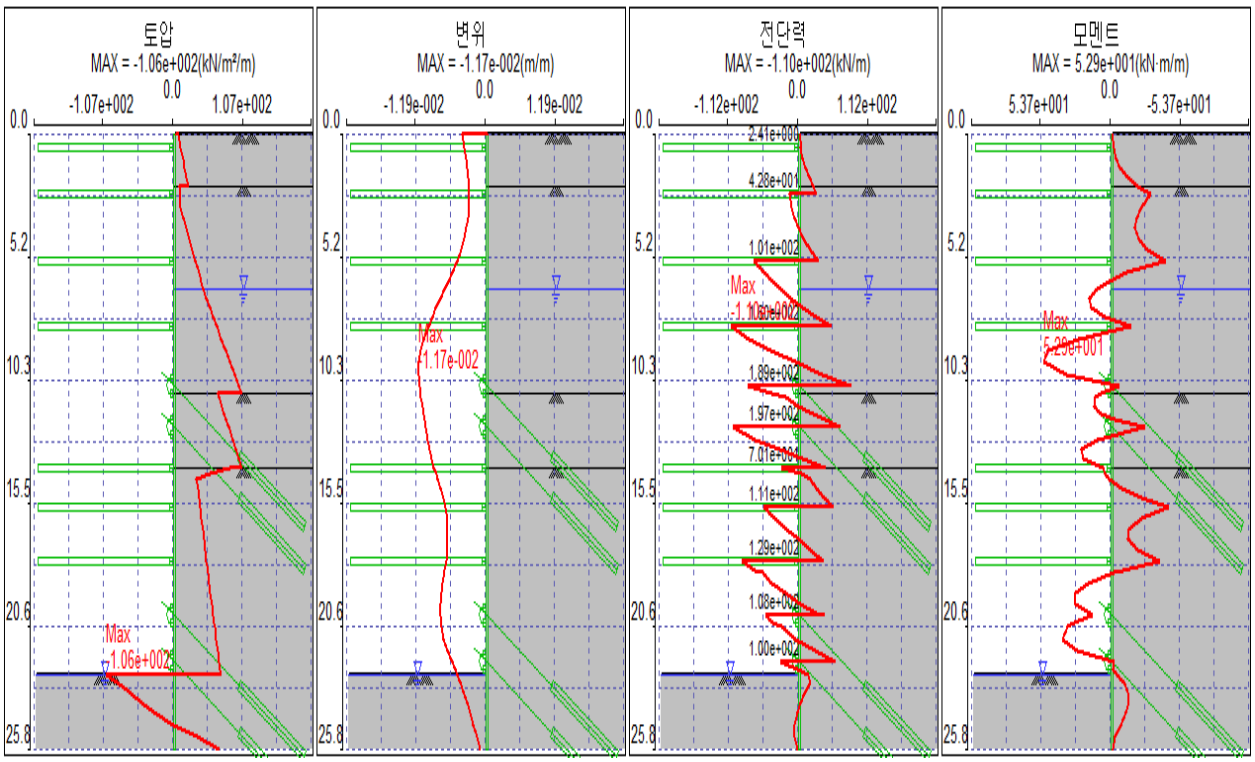
20) 시공 20 단계 [CS24 : 생성 Strut-11]



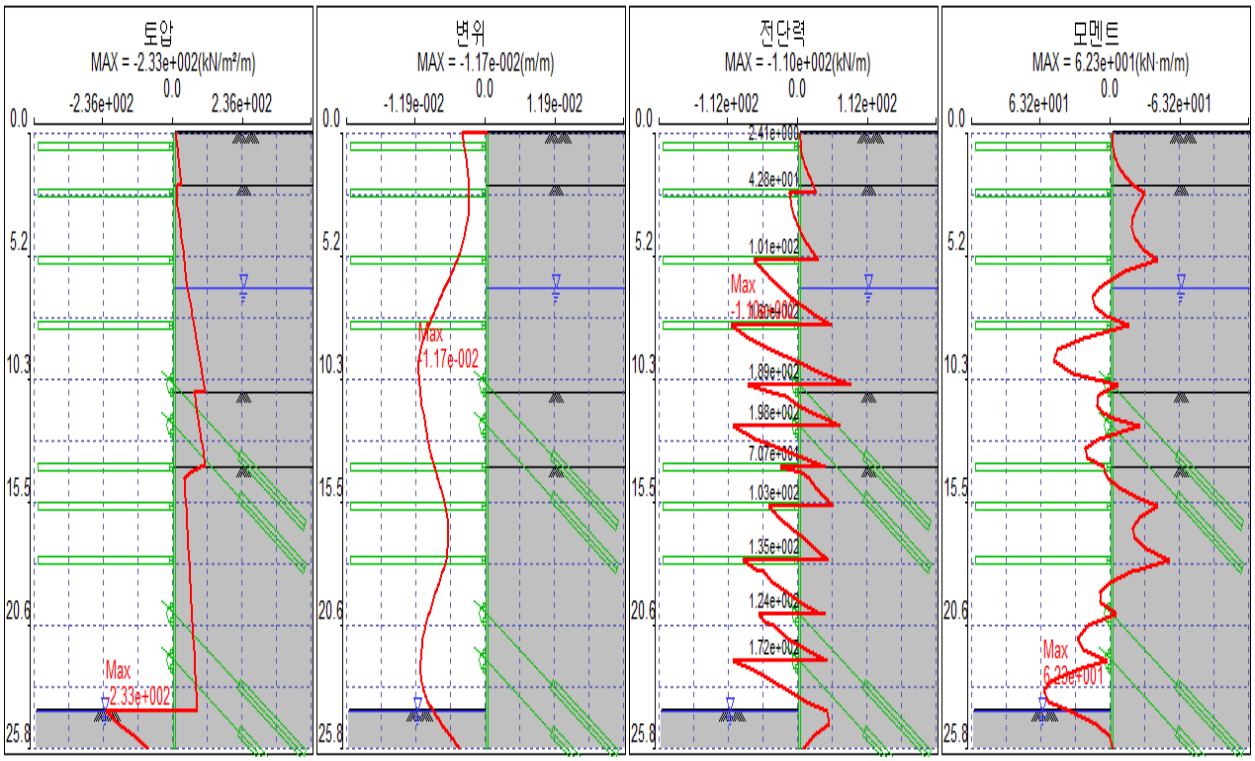
21) 시공 21 단계 [CS25 : 굴착 22.7 m]



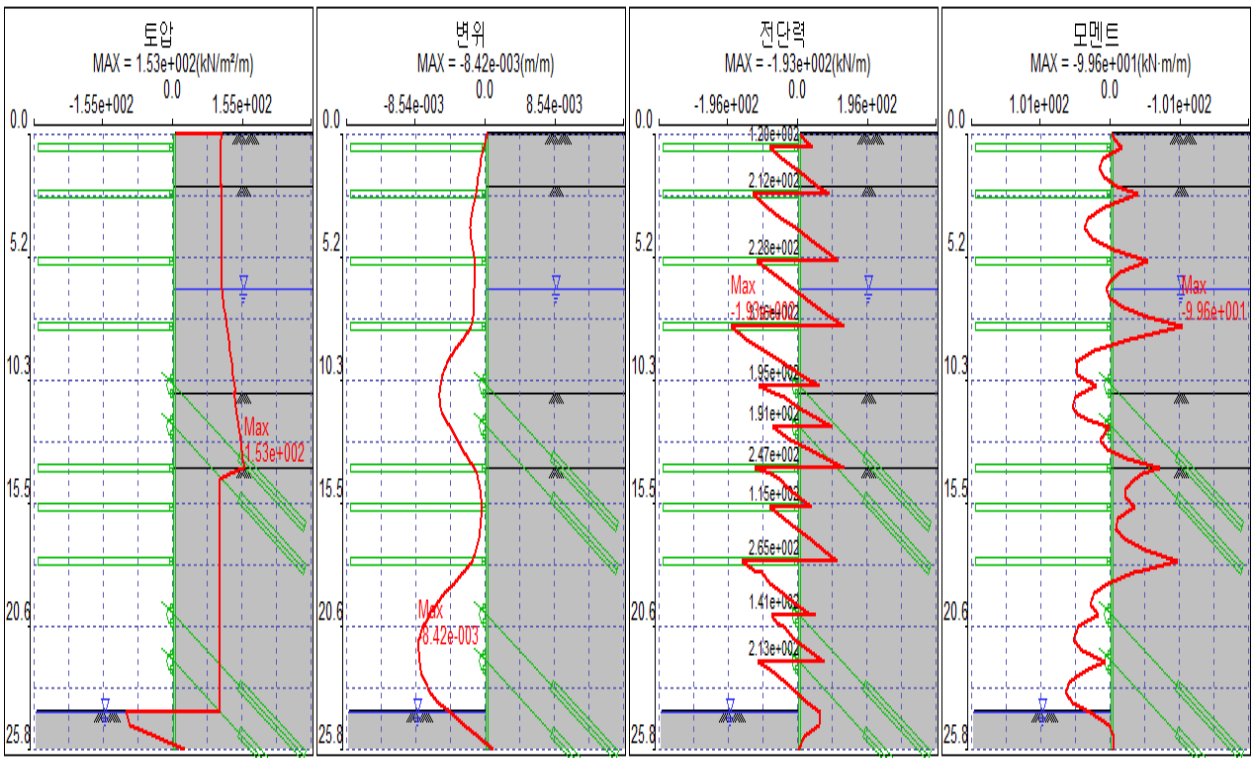
22) 시공 22 단계 [CS26 : 생성 Strut-12]



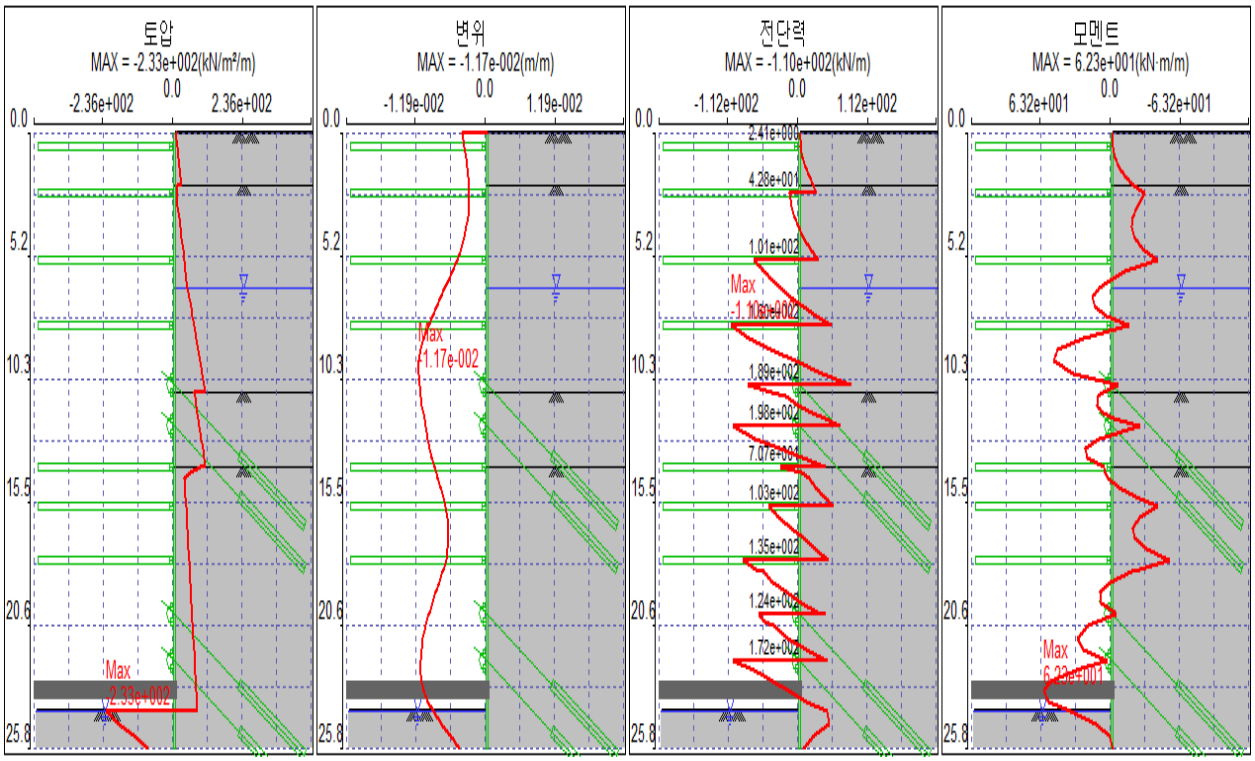
23) 시공 23 단계 [CS27 : 굴착 24.3 m]



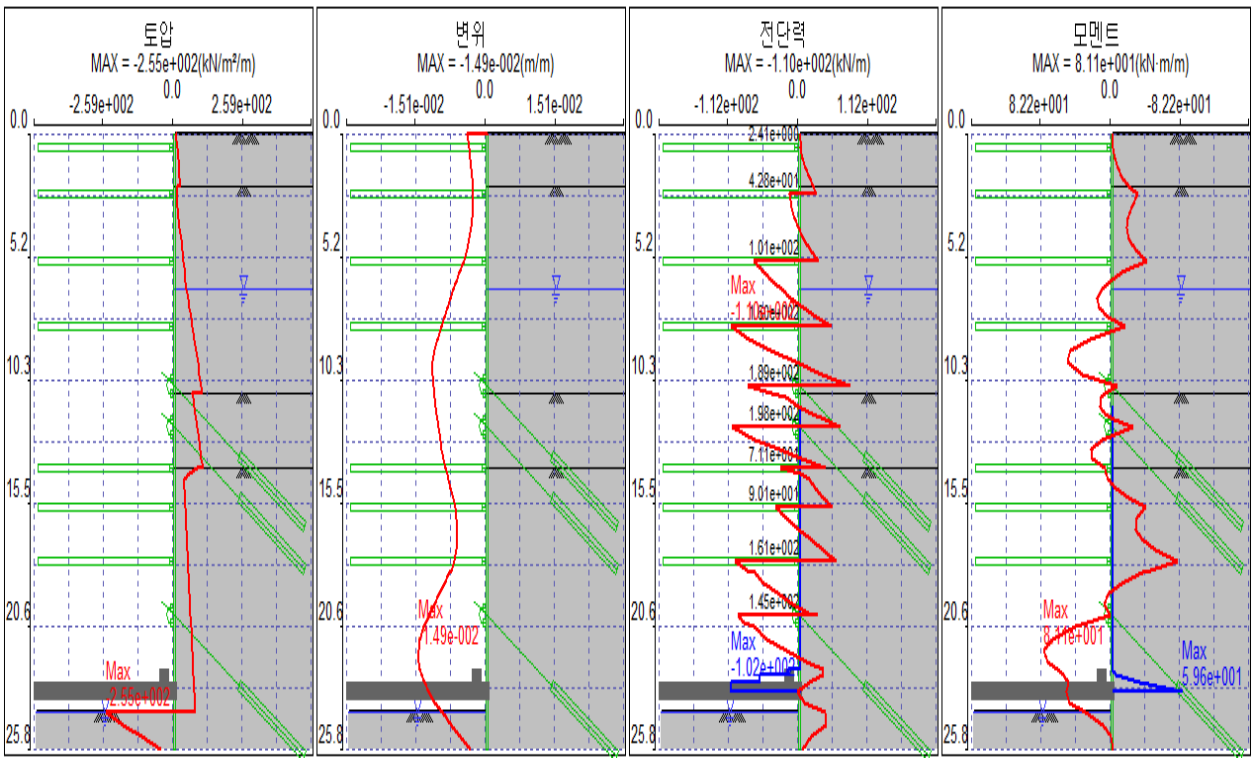
24) 시공 24 단계 [CS28 : Peck]



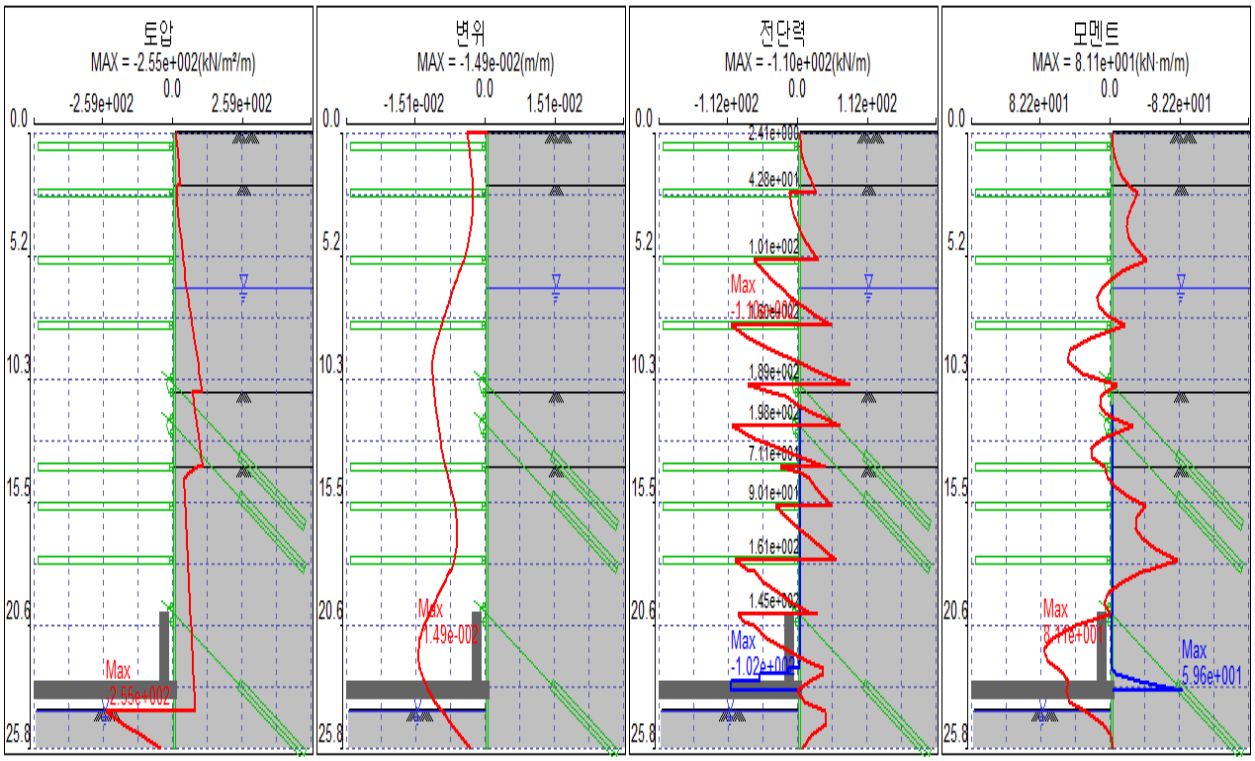
25) 시공 25 단계 [CS29 : 집수정기초]



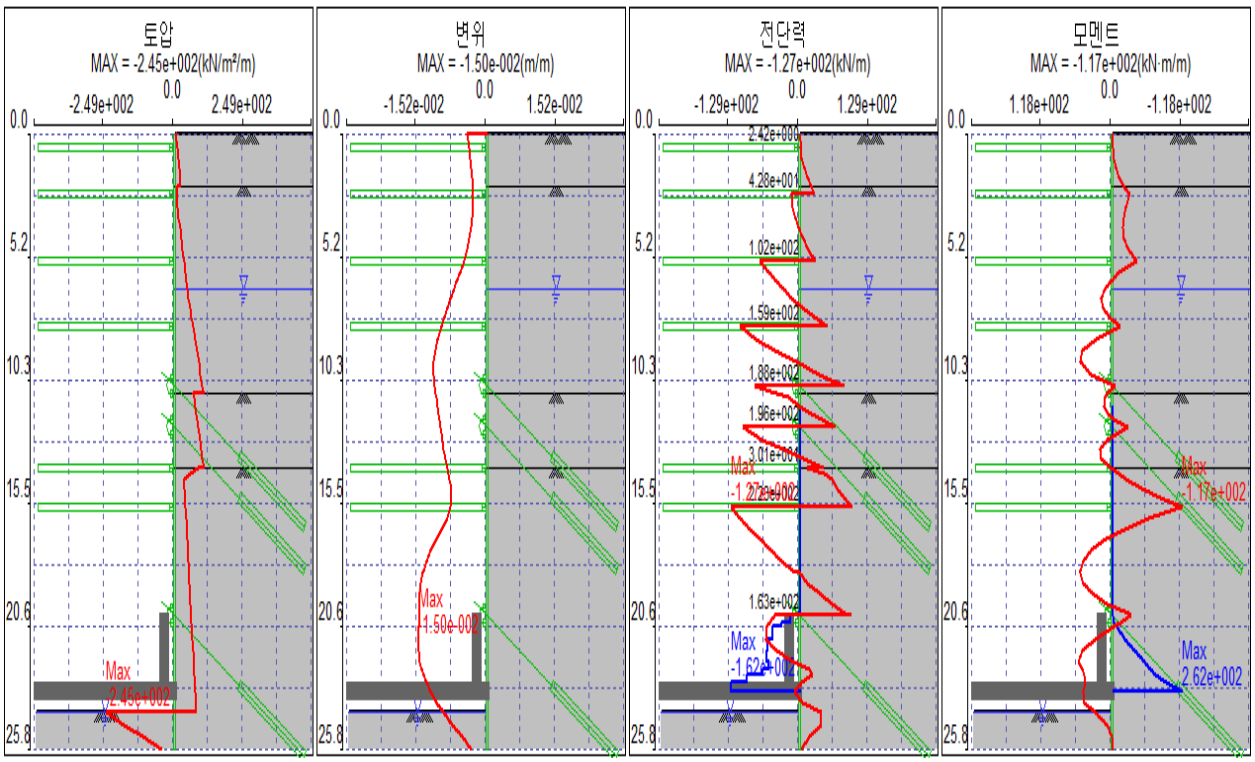
26) 시공 26 단계 [CS30 : 앵커4단 해체]



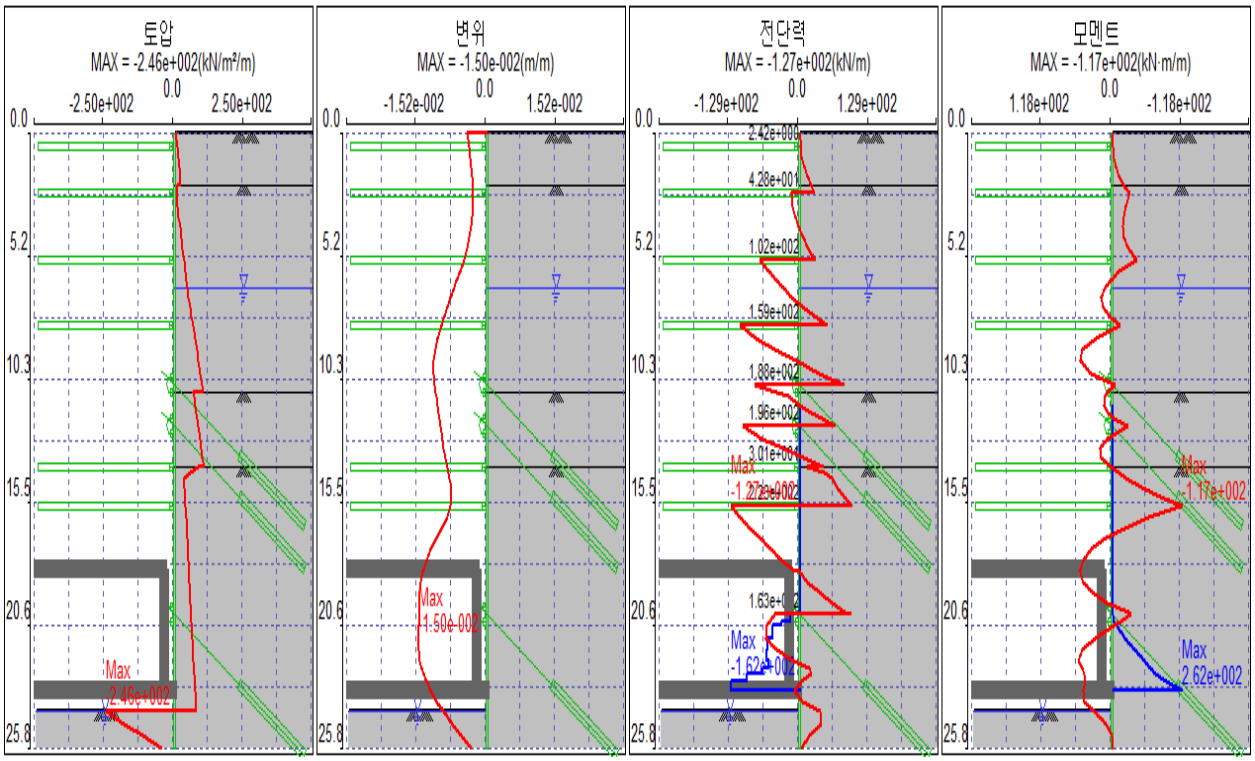
27) 시공 27 단계 [CS31 : 집수정벽체]



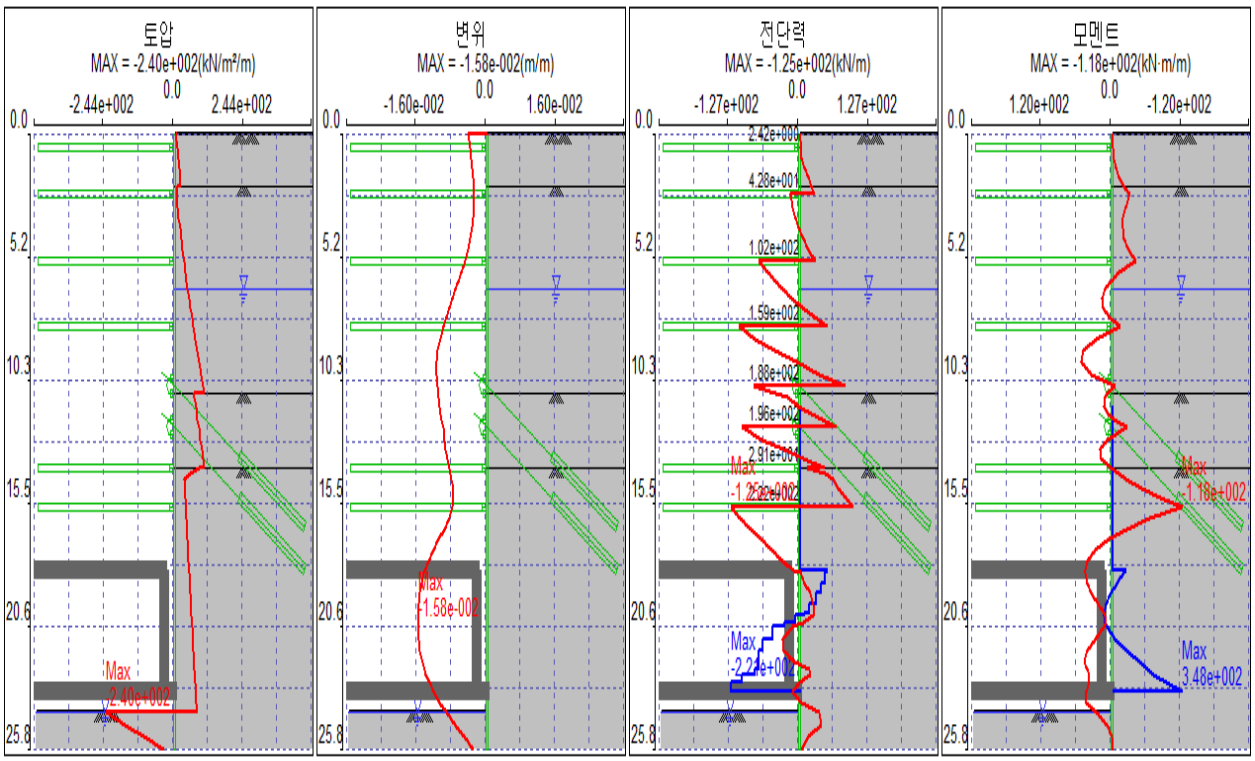
28) 시공 28 단계 [CS32 : 버팀6단 해체]



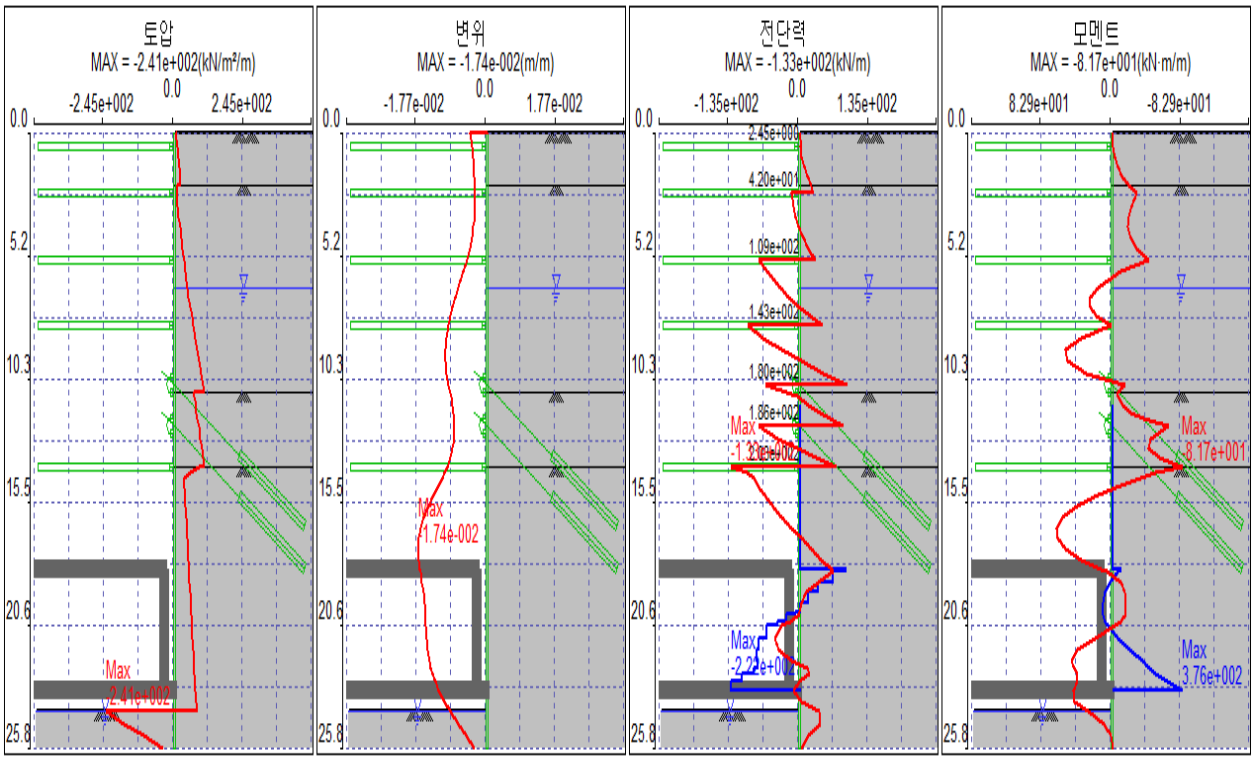
29) 시공 29 단계 [CS33 : 하단슬래브]



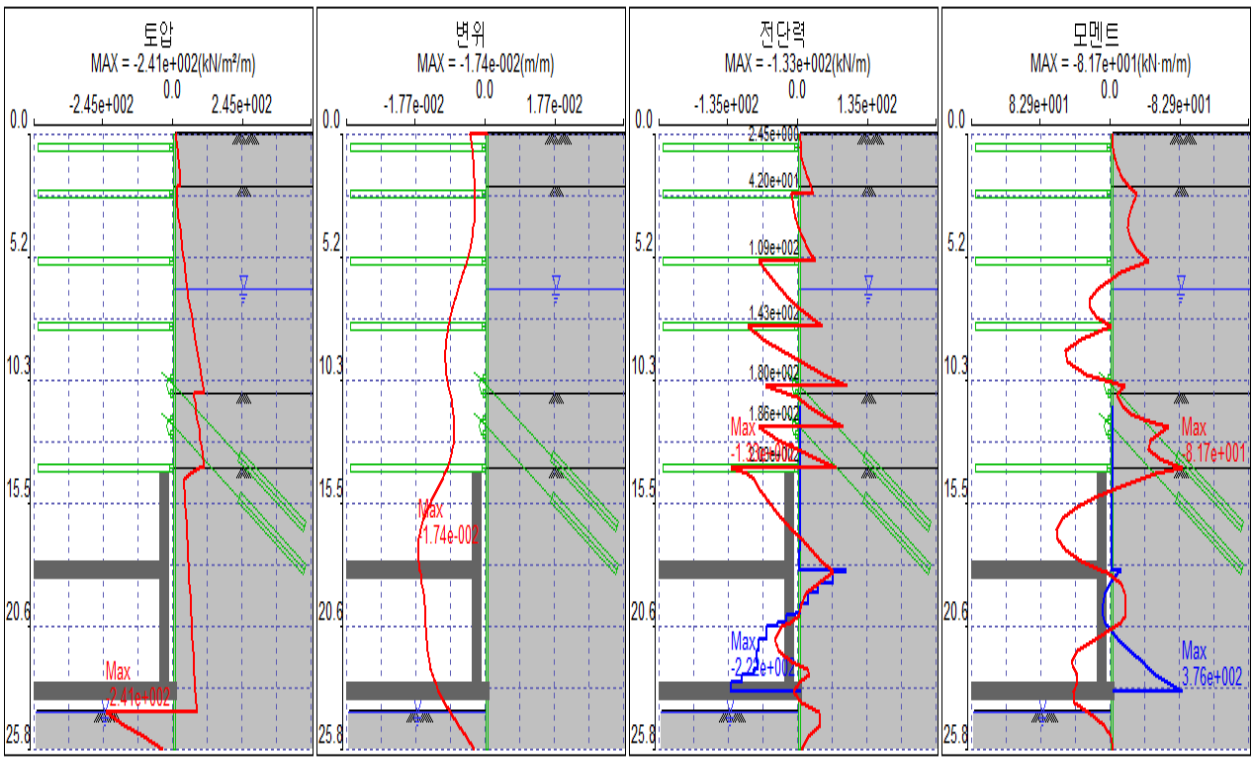
30) 시공 30 단계 [CS34 : 앵커3단 해체]



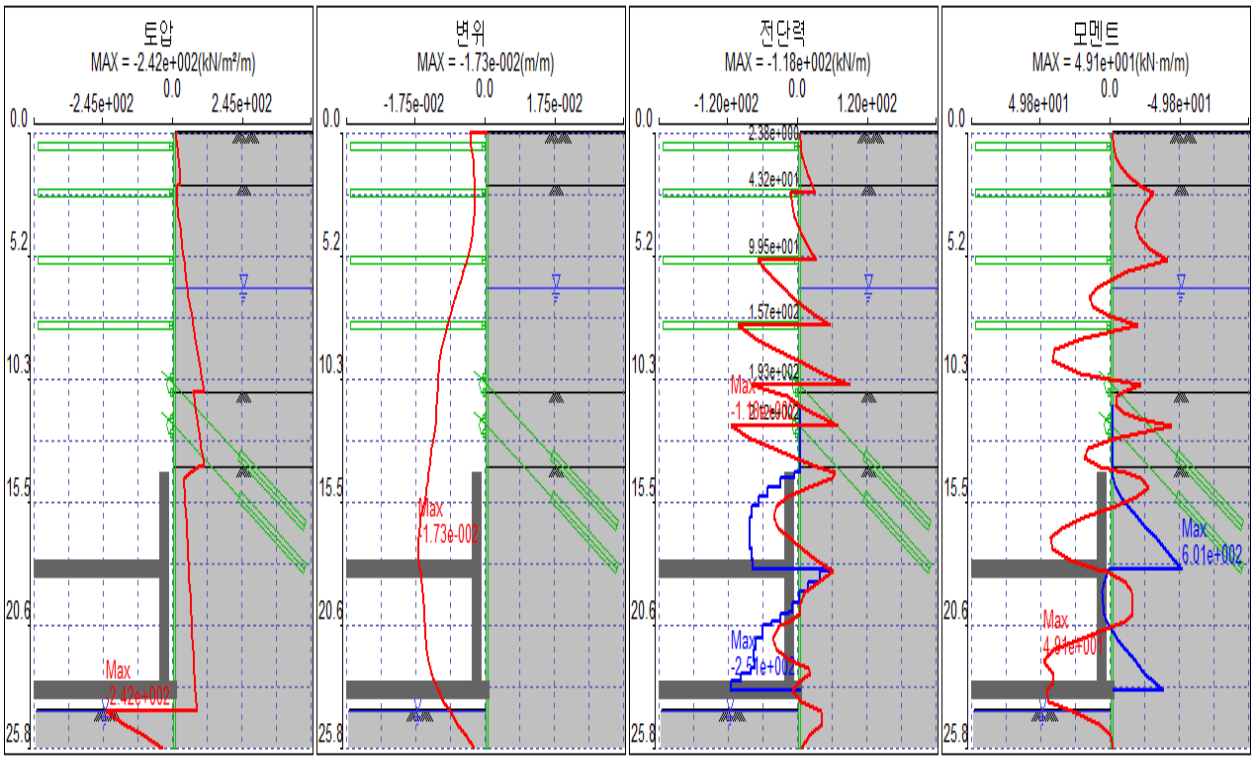
31) 시공 31 단계 [CS35 : 버팀5단 해체]



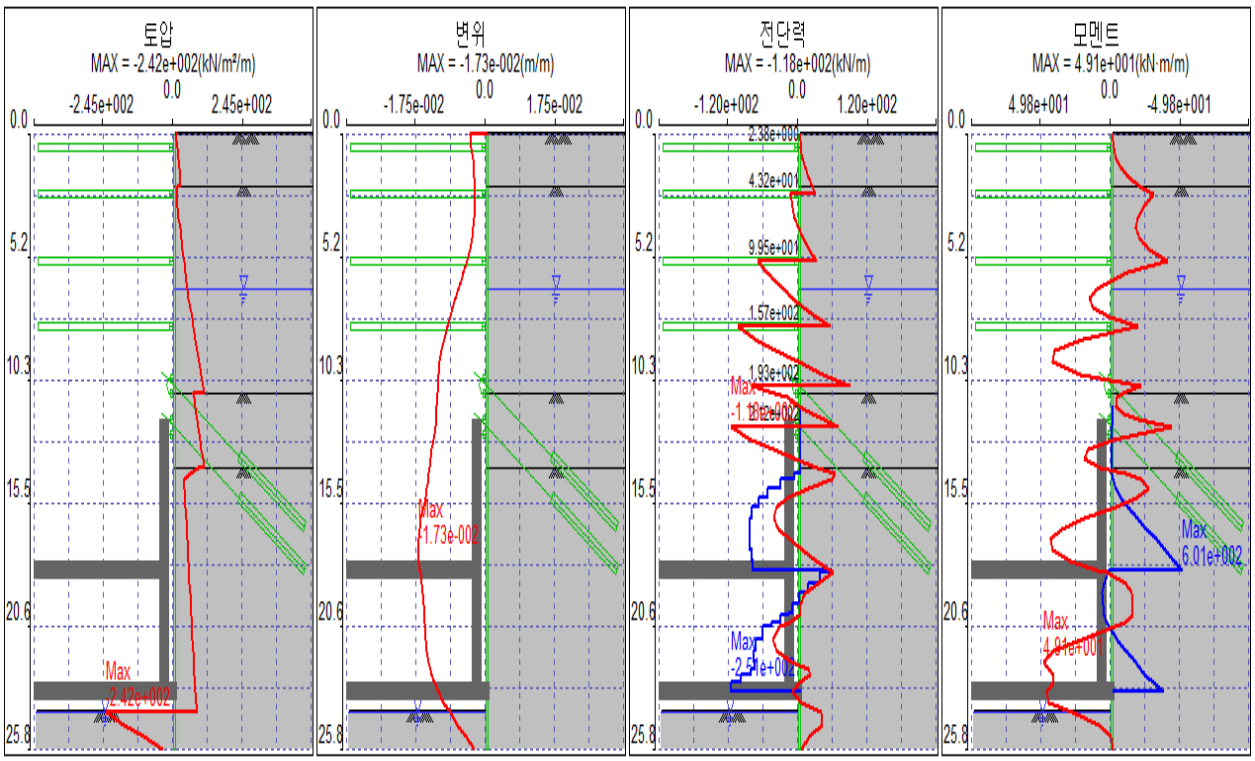
32) 시공 32 단계 [CS36 : 벽체1]



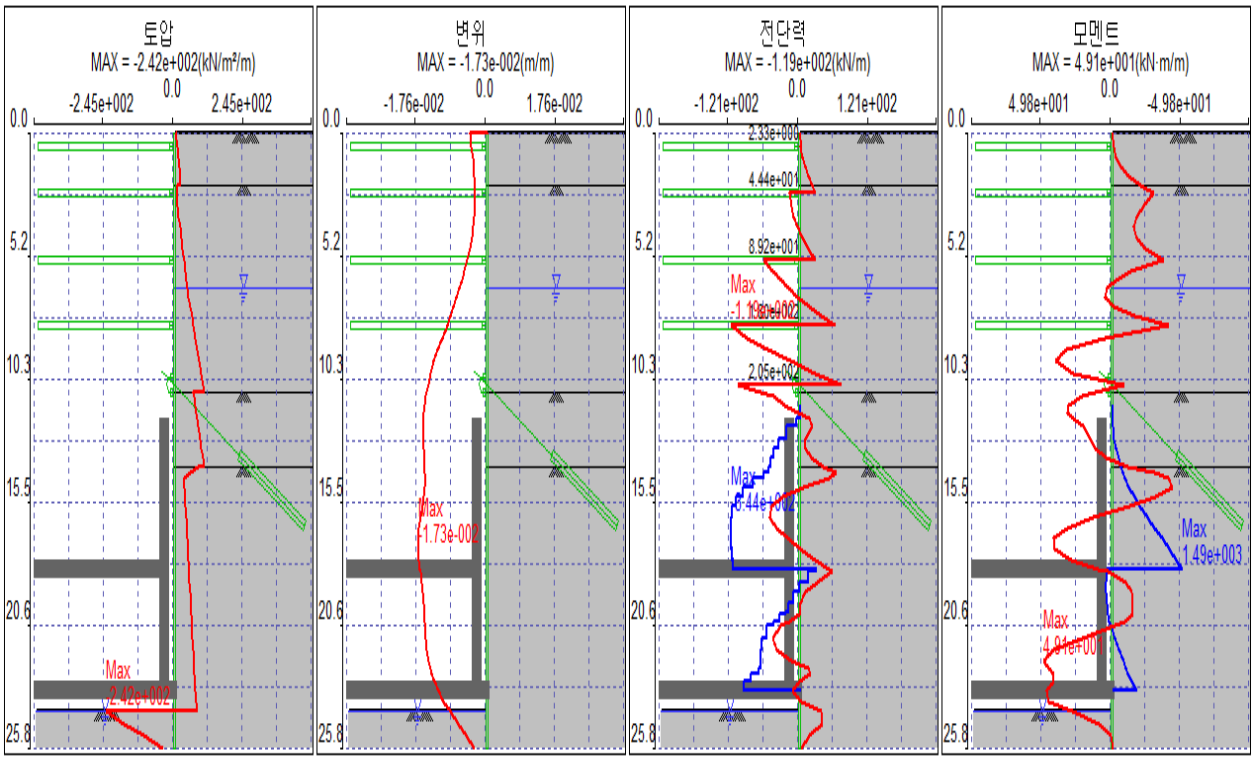
33) 시공 33 단계 [CS37 : 버팀4단 해체]



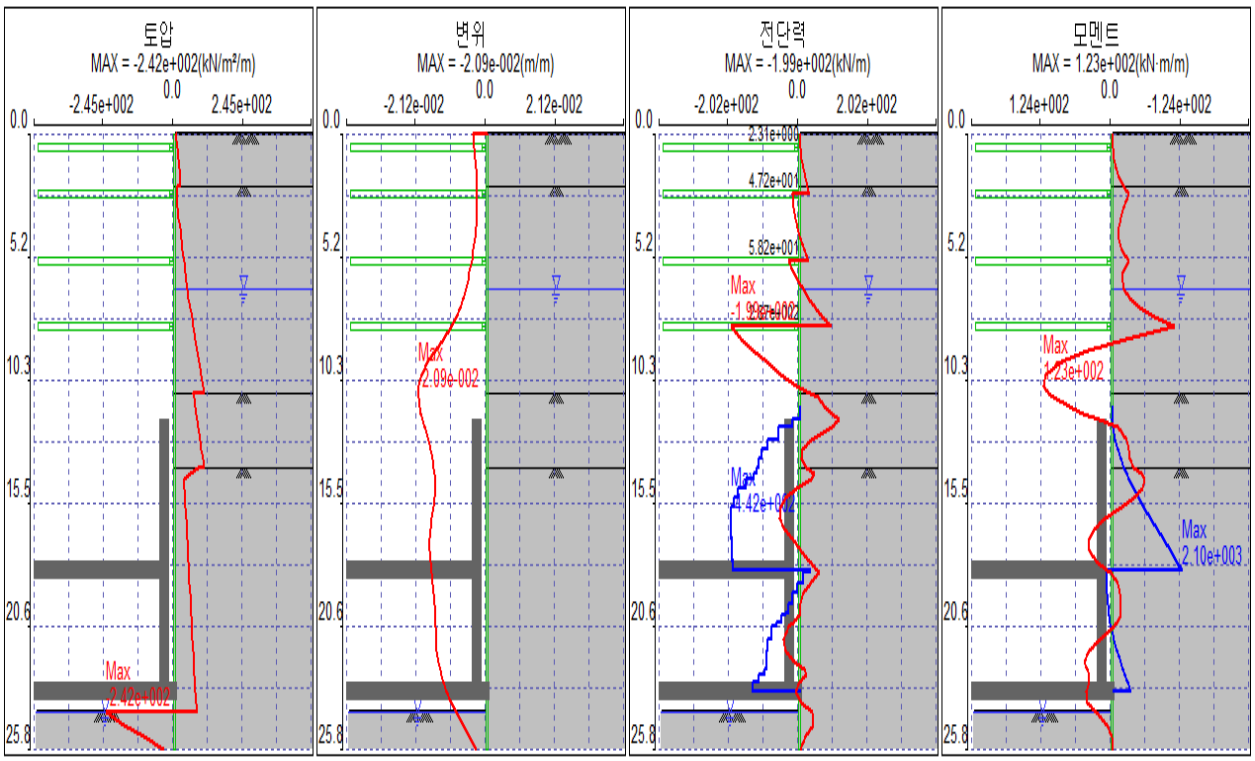
34) 시공 34 단계 [CS38 : 벽체2]



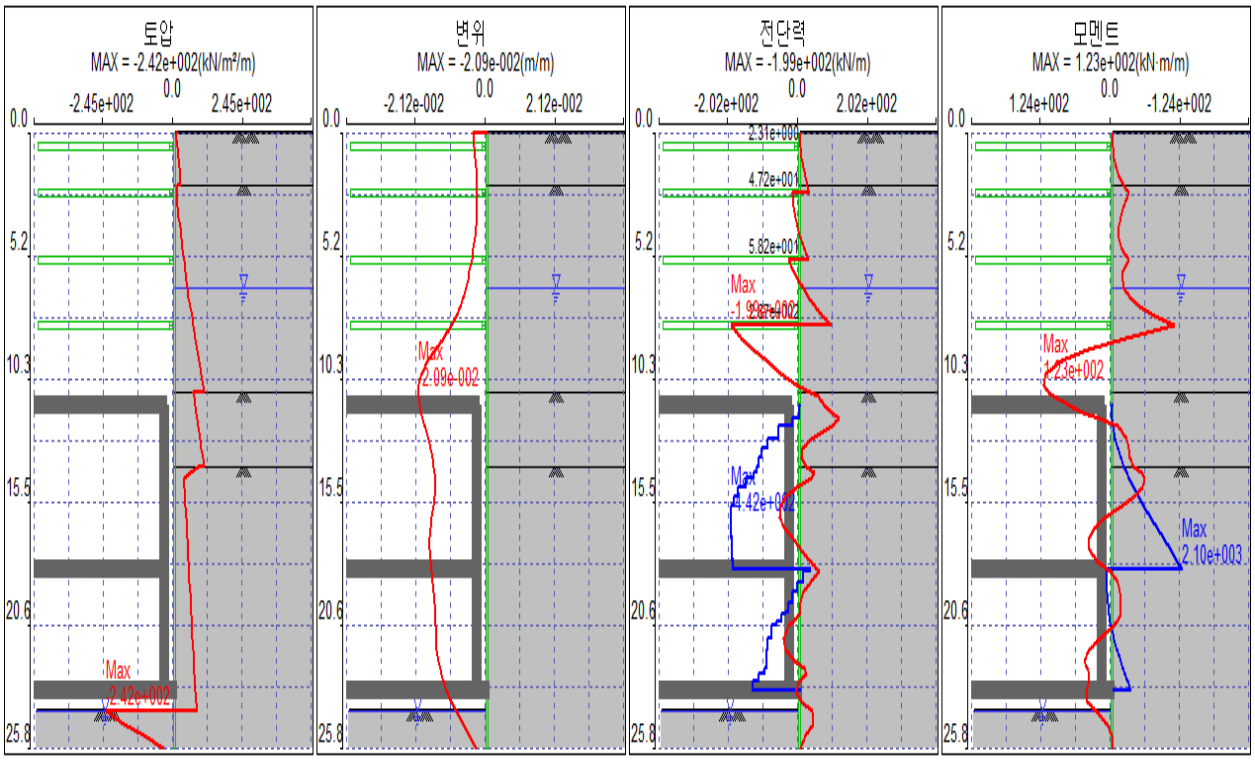
35) 시공 35 단계 [CS39 : 앵커2단 해체]



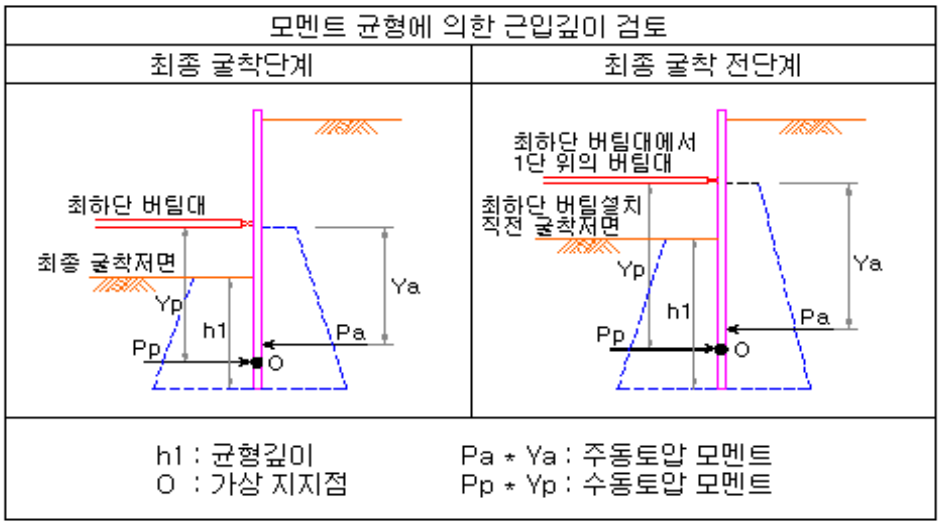
36) 시공 36 단계 [CS40 : 앵커1단 해체]



37) 시공 37 단계 [CS41 : 상단슬래브]



13.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	0.795	1.500	299.314	585.164	1.955	1.200	OK
최종 굴착 전단계	0.846	3.100	541.600	2253.998	4.162	1.200	OK

13.3.1 최종 굴착 단계의 경우

1) 토압의 작용폭

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1.2 m, 굴착면 하부 = 0.3 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 0.9 m

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -22.2 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 182.563 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.073 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 36.182 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 2.861 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (182.563 x 1.073) + (36.182 x 2.861) = 299.314 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 200.701 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 2.916 m

Mp = (Pp x Yp) = (200.701 x 2.916) = 585.164 kN · m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 585.164 / 299.314 = 1.955

S.F. = 1.955 > 1.2 ... OK

13.3.2. 최종 굴착 전단계의 경우

1) 토압의 작용폭

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1.2 m, 굴착면 하부 = 0.3 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 0.9 m

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -20.2 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 193.458 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.286 m
굴착면 하부토압 (Pa2) = 71.487 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 4.096 m
Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)
Ma = (193.458 x 1.286) + (71.487 x 4.096) = 541.6 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

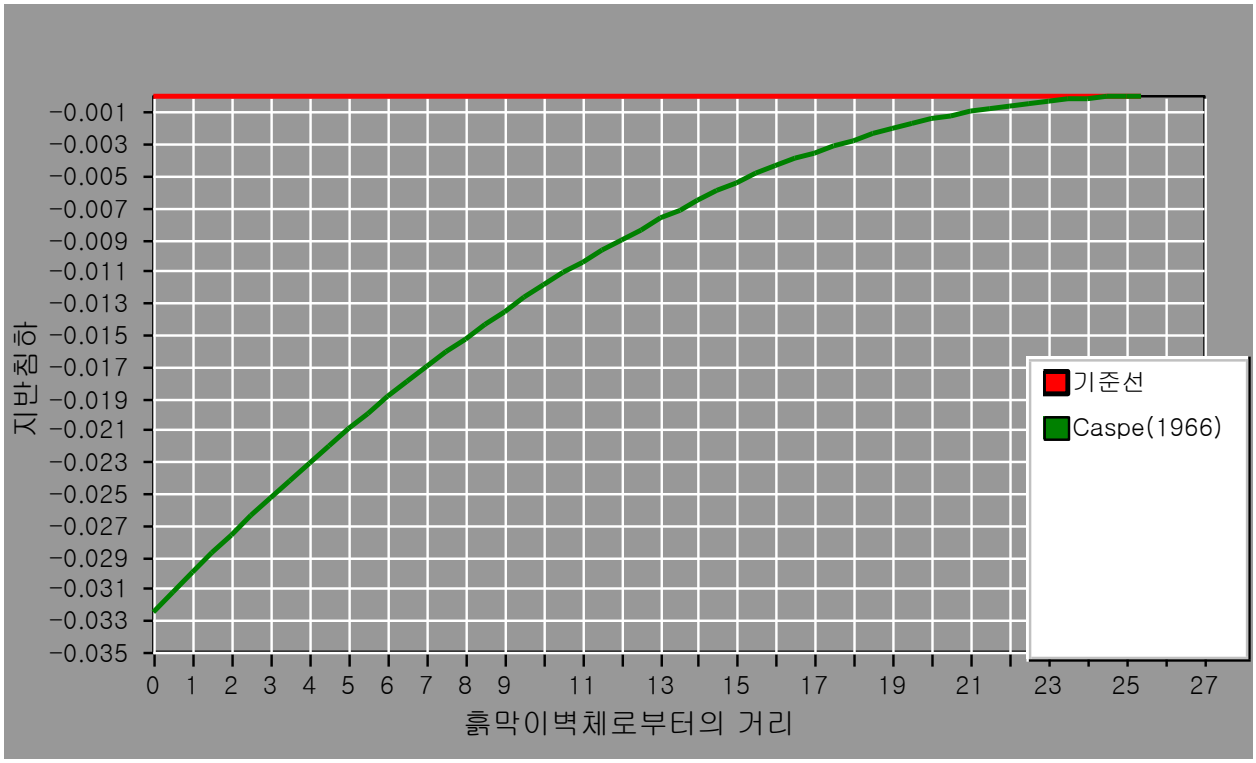
굴착면 하부토압 (Pp) = 528.351 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 4.266 m
Mp = (Pp x Yp) = (528.351 x 4.266) = 2253.998 kN·m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 2253.998 / 541.6 = 4.162
S.F. = 4.162 > 1.2 ... OK

13.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



13.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.206 m³/m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 20 m, Hw = 24.3 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (φ) = 25.412 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + φ/2)

Hp = 0.5 x 20 x tan(45 + 25.412/2) = 15.822 m

Ht = Hp + Hw = 15.822 + 24.3 = 40.122 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-φ/2)

D = 40.122 x tan(45-25.412/2) = 25.358 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.206 / 25.358 = -0.033 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.033 x ((25.358 - Xi) / 25.358)^2

거리 (벽면기준) (m)	지반 침하량 (mm)	절점간 침하량 (mm)	각변위 (x0.001)
0.00	-32.521	-1.270	-2.540
0.50	-31.251	-1.245	-2.489
1.00	-30.006	-1.219	-2.438
1.50	-28.787	-1.194	-2.388
2.00	-27.593	-1.169	-2.337
2.50	-26.425	-1.143	-2.287
3.00	-25.281	-1.118	-2.236

3.50	−24.163	−1.093	−2.186
4.00	−23.070	−1.068	−2.135
4.50	−22.003	−1.042	−2.084
5.00	−20.961	−1.017	−2.034
5.50	−19.944	−0.992	−1.983
6.00	−18.952	−0.966	−1.933
6.50	−17.986	−0.941	−1.882
7.00	−17.045	−0.916	−1.832
7.50	−16.129	−0.891	−1.781
8.00	−15.238	−0.865	−1.730
8.50	−14.373	−0.840	−1.680
9.00	−13.533	−0.815	−1.629
9.50	−12.719	−0.789	−1.579
10.00	−11.929	−0.764	−1.528
10.50	−11.165	−0.739	−1.478
11.00	−10.426	−0.714	−1.427
11.50	−9.713	−0.688	−1.376
12.00	−9.025	−0.663	−1.326
12.50	−8.362	−0.638	−1.275
13.00	−7.724	−0.612	−1.225
13.50	−7.112	−0.587	−1.174
14.00	−6.525	−0.562	−1.124
14.50	−5.963	−0.536	−1.073
15.00	−5.426	−0.511	−1.022
15.50	−4.915	−0.486	−0.972
16.00	−4.429	−0.461	−0.921
16.50	−3.969	−0.435	−0.871
17.00	−3.533	−0.410	−0.820
17.50	−3.123	−0.385	−0.770
18.00	−2.738	−0.359	−0.719
18.50	−2.379	−0.334	−0.668
19.00	−2.045	−0.309	−0.618
19.50	−1.736	−0.284	−0.567
20.00	−1.452	−0.258	−0.517
20.50	−1.194	−0.233	−0.466
21.00	−0.961	−0.208	−0.416
21.50	−0.753	−0.182	−0.365
22.00	−0.570	−0.157	−0.314
22.50	−0.413	−0.132	−0.264
23.00	−0.281	−0.107	−0.213
23.50	−0.175	−0.081	−0.163
24.00	−0.093	−0.056	−0.112
24.50	−0.037	−0.031	−0.062
25.00	−0.006	−0.006	−0.018
25.36	0.000	0.000	0.000
Max	−32.521	−1.270	−2.540

14. 선행하중잭 설계

벽체종류	연성
최종굴착심도	24.300m

구분	설계하중	초기긴장력	초기긴장력/설계하중	교차부개소	교차부손실량	긴장력	재하단계			비고
							1회 (예비재하)	2회 (본재하)	3회 (본재하)	
1단	636.616	50.00kN	7.9%	7개소	87.50kN	137.50kN	50.00kN	50.00kN	37.50kN	선행하중잭
2단	682.654	50.00kN	7.3%	7개소	87.50kN	137.50kN	50.00kN	50.00kN	37.50kN	선행하중잭
3단	949.167	100.00kN	10.5%	7개소	87.50kN	187.50kN	50.00kN	100.00kN	37.50kN	선행하중잭
4단	740.788	50.00kN	6.7%	7개소	87.50kN	137.50kN	50.00kN	50.00kN	37.50kN	선행하중잭
5단	668.807	50.00kN	7.5%	7개소	87.50kN	137.50kN	50.00kN	50.00kN	37.50kN	선행하중잭
6단	795.292	10.00kN	1.3%	7개소	87.50kN	97.50kN	50.00kN	0.00kN	47.50kN	선행하중잭

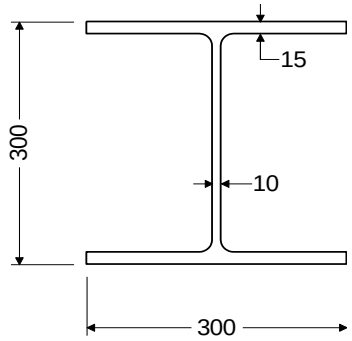
8.띠장 설계

8.1 Strut-1 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x300x10/15(SS400)

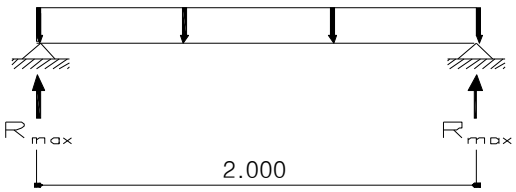
w (N/m)	922.2
A (mm^2)	11980.0
I_x (mm^4)	204000000.0
Z_x (mm^3)	1360000.0
A_w (mm^2)	2700.0
R_x (mm)	131.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 109.807 kN/m ---> Strut-1 (CS18 : Peck)

P = 109.807 × 2.00 m / 1 ea = 219.614 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 219.614 / (13 × 2.000)
= 101.361 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 101.361 × 2.000^2 / 8
= 50.680 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 101.361 × 2.000 / 2
= 101.361 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 50.680 x 1000000 / 1360000.0 = 37.265 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 101.361 x 1000 / 2700 = 37.541 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (37.265 + 37.265) / 37.265

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 300

= 6.667 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.667 − 4.6))

= 182.051 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 182.051 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.051 MPa > f_b = 37.265 MPa ---> O.K

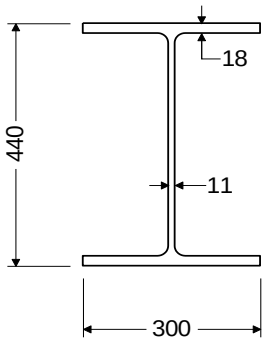
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 37.541 MPa ---> O.K

8.2 Strut-2 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

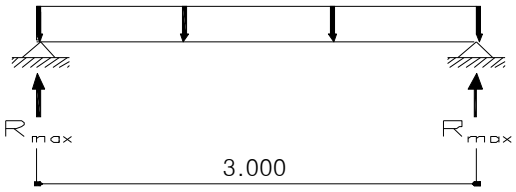
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 176.399 kN/m ---> Strut-2 (CS18 : Peck)

P = 176.399 × 3.00 m / 1 ea = 529.198 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 529.198 / (13 × 3.000)
= 162.830 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 162.830 × 3.000^2 / 8
= 183.184 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 162.830 × 3.000 / 2
= 244.245 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 183.184 x 1000000 / 2550000.0 = 71.837 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 244.245 x 1000 / 4444 = 54.961 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (71.837 + 71.837) / 71.837

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 71.837 MPa ---> O.K

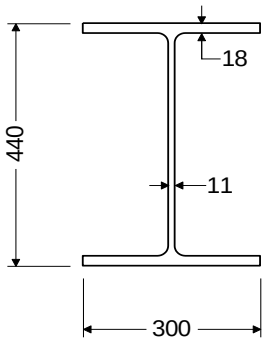
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 54.961 MPa ---> O.K

8.3 Strut-3 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

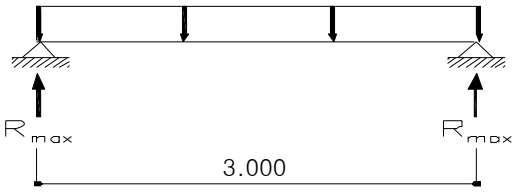
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 273.086 kN/m ---> Strut-3 (CS18 : Peck)

P = 273.086 × 3.00 m / 1 ea = 819.257 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 819.257 / (13 × 3.000)
= 252.079 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 252.079 × 3.000^2 / 8
= 283.589 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 252.079 × 3.000 / 2
= 378.119 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 283.589 x 1000000 / 2550000.0 = 111.211 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 378.119 x 1000 / 4444 = 85.085 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (111.211 + 111.211) / 111.211

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 111.211 MPa ---> O.K

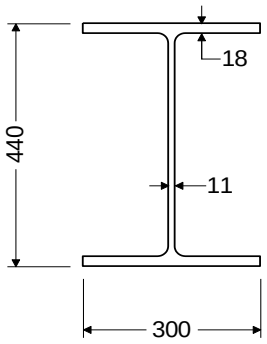
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 85.085 MPa ---> O.K

8.4 Strut-4 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

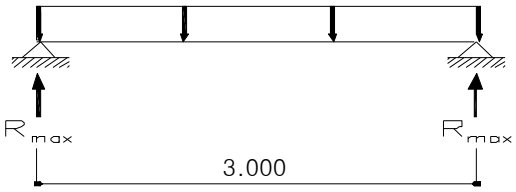
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 276.361 kN/m ---> Strut-4 (CS18 : Peck)

P = 276.361 × 3.00 m / 1 ea = 829.082 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 829.082 / (13 × 3.000)
= 255.102 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 255.102 × 3.000 ^{2} / 8
= 286.990 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 255.102 × 3.000 / 2
= 382.653 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 286.990 x 1000000 / 2550000.0 = 112.545 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 382.653 x 1000 / 4444 = 86.106 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

Φ = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (112.545 + 112.545) / 112.545

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = $1.5 \times 0.9 \times (140 - 2.49 \times (10.000 - 4.6))$

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 112.545 MPa ---> O.K

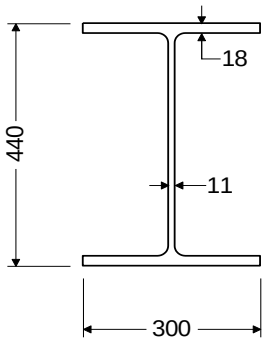
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 86.106 MPa ---> O.K

8.5 Strut-5 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

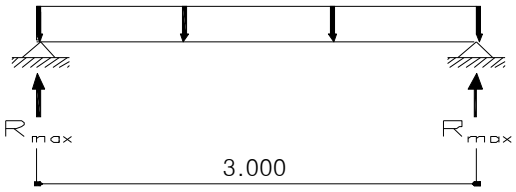
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 298.967 kN/m ---> Strut-5 (CS23 : 버팀5단 해체)

P = 298.967 × 3.00 m / 1 ea = 896.901 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 896.901 / (13 × 3.000)
= 275.970 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 275.970 × 3.000 ^{2} / 8
= 310.466 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 275.970 × 3.000 / 2
= 413.954 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 310.466 x 1000000 / 2550000.0 = 121.751 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 413.954 x 1000 / 4444 = 93.149 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (121.751 + 121.751) / 121.751

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 121.751 MPa ---> O.K

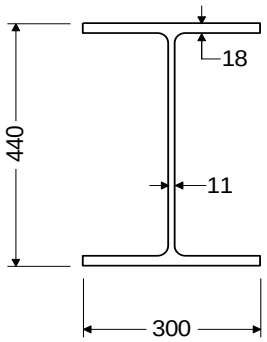
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 93.149 MPa ---> O.K

8.6 Strut-6 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

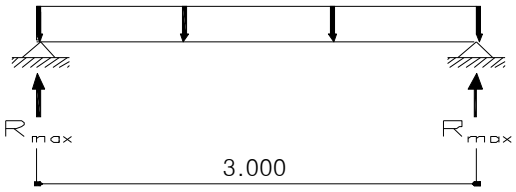
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 233.534 kN/m ---> Strut-6 (CS18 : Peck)

P = 233.534 × 3.00 m / 1 ea = 700.603 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 700.603 / (13 × 3.000)
= 215.570 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 215.570 × 3.000^2 / 8
= 242.517 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 215.570 × 3.000 / 2
= 323.355 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 242.517 x 1000000 / 2550000.0 = 95.105 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 323.355 x 1000 / 4444 = 72.762 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (95.105 + 95.105) / 95.105

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 95.105 MPa ---> O.K

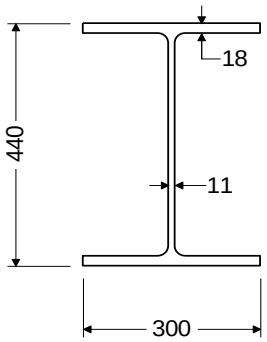
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 72.762 MPa ---> O.K

8.7 Strut-7 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

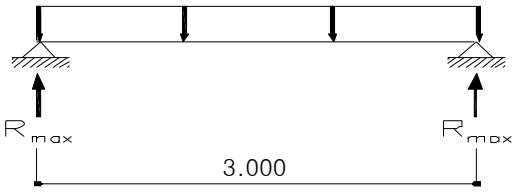
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 154.766 kN/m ---> Strut-7 (CS18 : Peck)

P = 154.766 × 3.00 m / 1 ea = 464.298 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 464.298 / (13 × 3.000)
= 142.861 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 142.861 × 3.000^2 / 8
= 160.719 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 142.861 × 3.000 / 2
= 214.291 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 160.719 x 1000000 / 2550000.0 = 63.027 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 214.291 x 1000 / 4444 = 48.220 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (63.027 + 63.027) / 63.027

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 63.027 MPa ---> O.K

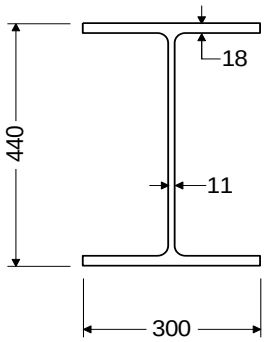
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 48.220 MPa ---> O.K

8.8 Strut-8 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

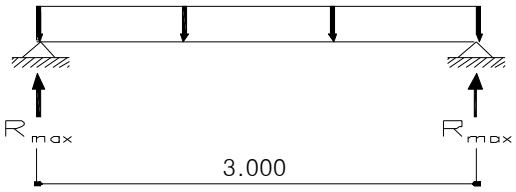
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 202.276 kN/m ---> Strut-8 (CS18 : Peck)

P = 202.276 × 3.00 m / 1 ea = 606.827 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 606.827 / (13 × 3.000)
= 186.716 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 186.716 × 3.000 ^{2} / 8
= 210.056 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 186.716 × 3.000 / 2
= 280.074 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 210.056 x 1000000 / 2550000.0 = 82.375 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 280.074 x 1000 / 4444 = 63.023 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (82.375 + 82.375) / 82.375

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 82.375 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 63.023 MPa ---> O.K

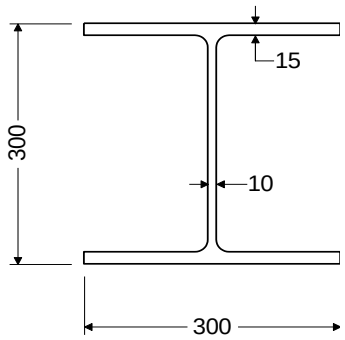
8.띠장 설계

8.1 Strut-1 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x300x10/15(SS400)

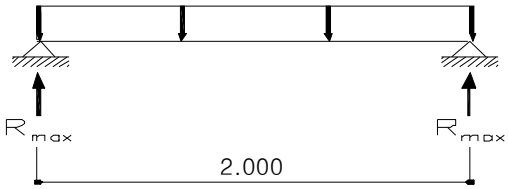
w (N/m)	922.2
A (mm^2)	11980.0
I_x (mm^4)	204000000.0
Z_x (mm^3)	1360000.0
A_w (mm^2)	2700.0
R_x (mm)	131.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 97.236 kN/m ---> Strut-1 (CS22 : Peck)

P = 97.236 × 2.00 m / 1 ea = 194.472 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 194.472 / (13 × 2.000)
= 89.756 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 89.756 × 2.000^2 / 8
= 44.878 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 89.756 × 2.000 / 2
= 89.756 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 44.878 x 1000000 / 1360000.0 = 32.999 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 89.756 x 1000 / 2700 = 33.243 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (32.999 + 32.999) / 32.999

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 300

= 6.667 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.667 − 4.6))

= 182.051 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 182.051 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.051 MPa > f_b = 32.999 MPa ---> O.K

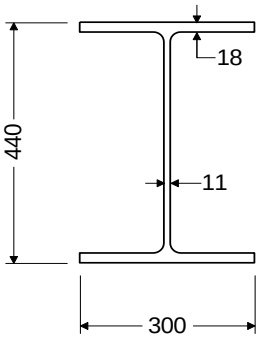
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 33.243 MPa ---> O.K

8.2 Strut-2 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

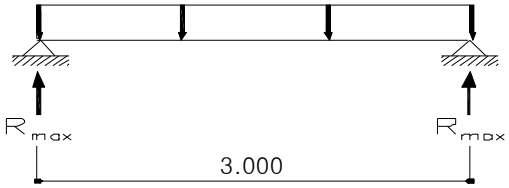
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 196.402 kN/m ---> Strut-2 (CS22 : Peck)

P = 196.402 × 3.00 m / 1 ea = 589.206 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 589.206 / (13 × 3.000)
= 181.294 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 181.294 × 3.000 ^{2} / 8
= 203.956 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 181.294 × 3.000 / 2
= 271.941 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 203.956 x 1000000 / 2550000.0 = 79.983 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 271.941 x 1000 / 4444 = 61.193 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

Φ = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (79.983 + 79.983) / 79.983

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 79.983 MPa ---> O.K

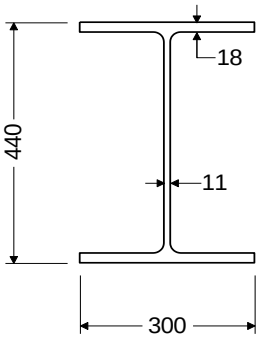
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 61.193 MPa ---> O.K

8.3 Strut-3 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

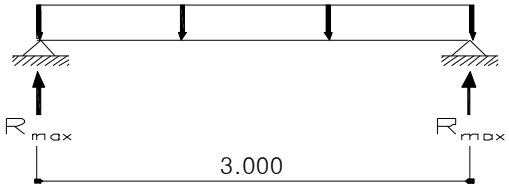
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 210.098 kN/m ---> Strut-3 (CS34 : 버팀3단 해체)

P = 210.098 × 3.00 m / 1 ea = 630.294 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 630.294 / (13 × 3.000)
= 193.937 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 193.937 × 3.000 ^{2} / 8
= 218.179 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 193.937 × 3.000 / 2
= 290.905 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 218.179 x 1000000 / 2550000.0 = 85.560 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 290.905 x 1000 / 4444 = 65.460 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (85.560 + 85.560) / 85.560

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 85.560 MPa ---> O.K

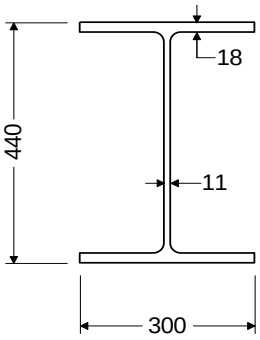
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 65.460 MPa ---> O.K

8.4 Strut-4 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

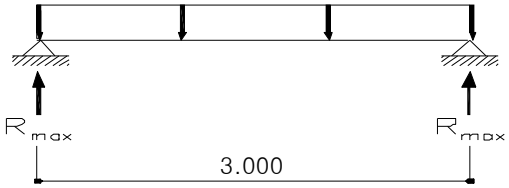
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 233.797 kN/m ---> Strut-4 (CS33 : 버팀4단 해체)

P = 233.797 × 3.00 m / 1 ea = 701.390 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 701.390 / (13 × 3.000)
= 215.812 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 215.812 × 3.000 ^{2} / 8
= 242.789 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 215.812 × 3.000 / 2
= 323.718 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 242.789 x 1000000 / 2550000.0 = 95.211 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 323.718 x 1000 / 4444 = 72.844 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

Φ = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (95.211 + 95.211) / 95.211

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 95.211 MPa ---> O.K

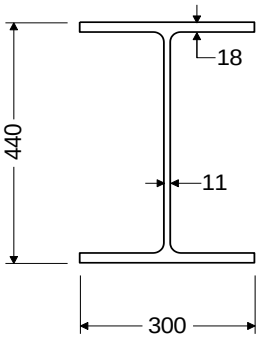
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 72.844 MPa ---> O.K

8.5 Strut-5 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

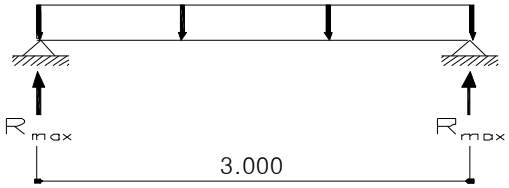
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 260.584 kN/m ---> Strut-5 (CS32 : 공기정화 벽체2)

P = 260.584 × 3.00 m / 1 ea = 781.752 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 781.752 / (13 × 3.000)
= 240.539 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 240.539 × 3.000 ^{2} / 8
= 270.607 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 240.539 × 3.000 / 2
= 360.809 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 270.607 x 1000000 / 2550000.0 = 106.120 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 360.809 x 1000 / 4444 = 81.190 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

Φ = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (106.120 + 106.120) / 106.120

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 106.120 MPa ---> O.K

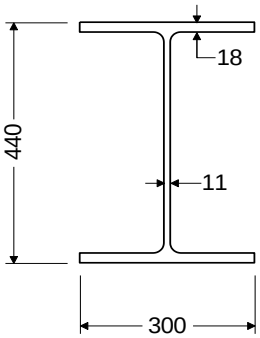
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 81.190 MPa ---> O.K

8.6 Strut-6 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

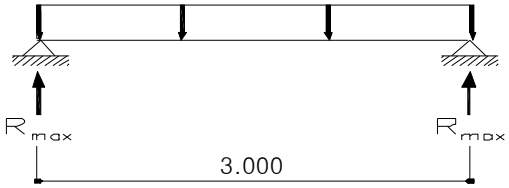
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 246.547 kN/m ---> Strut-6 (CS22 : Peck)

P = 246.547 × 3.00 m / 1 ea = 739.641 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 739.641 / (13 × 3.000)
= 227.582 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 227.582 × 3.000 ^{2} / 8
= 256.030 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 227.582 × 3.000 / 2
= 341.373 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 256.030 x 1000000 / 2550000.0 = 100.404 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 341.373 x 1000 / 4444 = 76.817 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (100.404 + 100.404) / 100.404

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 100.404 MPa ---> O.K

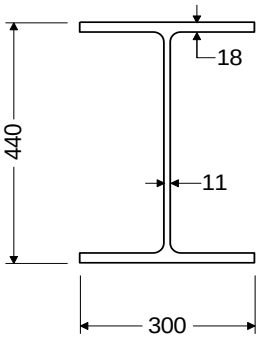
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 76.817 MPa ---> O.K

8.7 Strut-7 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

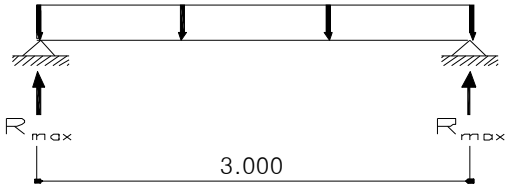
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 201.193 kN/m ---> Strut-7 (CS22 : Peck)

P = 201.193 × 3.00 m / 1 ea = 603.579 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 603.579 / (13 × 3.000)
= 185.717 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 185.717 × 3.000^2 / 8
= 208.931 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 185.717 × 3.000 / 2
= 278.575 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 208.931 x 1000000 / 2550000.0 = 81.934 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 278.575 x 1000 / 4444 = 62.686 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

Φ = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (81.934 + 81.934) / 81.934

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 81.934 MPa ---> O.K

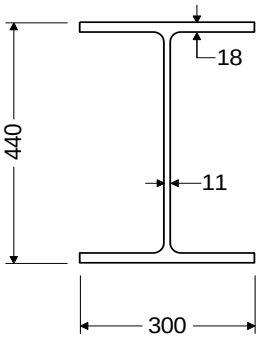
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 62.686 MPa ---> O.K

8.8 Strut-8 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

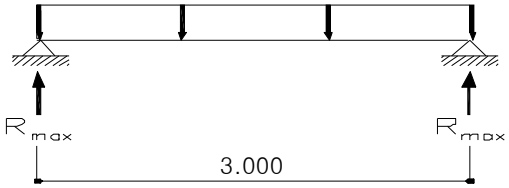
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 98.417 kN/m ---> Strut-8 (CS26 : 벽체)

P = 98.417 × 3.00 m / 1 ea = 295.251 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 295.251 / (13 × 3.000)
= 90.846 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 90.846 × 3.000 ^{2} / 8
= 102.202 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 90.846 × 3.000 / 2
= 136.270 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 102.202 x 1000000 / 2550000.0 = 40.079 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 136.270 x 1000 / 4444 = 30.664 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (40.079 + 40.079) / 40.079

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 40.079 MPa ---> O.K

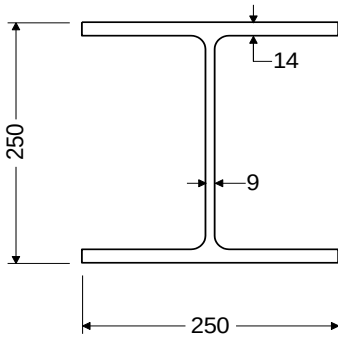
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 30.664 MPa ---> O.K

8.9 Strut-9 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

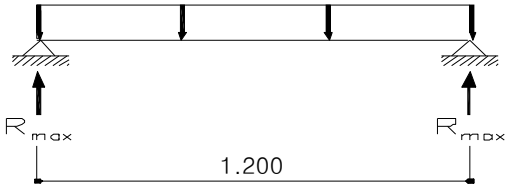
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



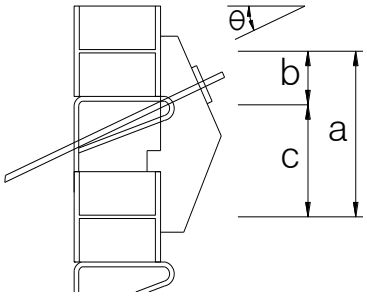
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 268.789 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 268.789 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 166.331$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 166.331 / (13 \times 1.200)$
$= 127.947$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 127.947 \times 1.200^{2} / 8$
$= 23.030$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 127.947 \times 1.200 / 2$
$= 76.768$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 23.030 x 1000000 / 867000.0 = 26.563 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 76.768 x 1000 / 1998 = 38.422 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (26.563 + 26.563) / 26.563

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 188.327 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 188.327 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 188.327 MPa > f_b = 26.563 MPa ---> O.K

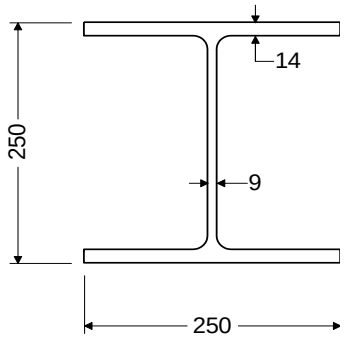
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 38.422 MPa ---> O.K

8.10 Strut-10 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

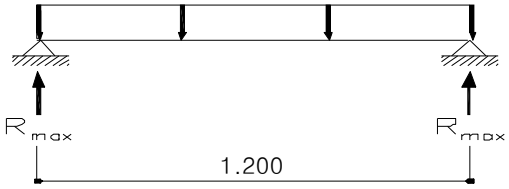
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



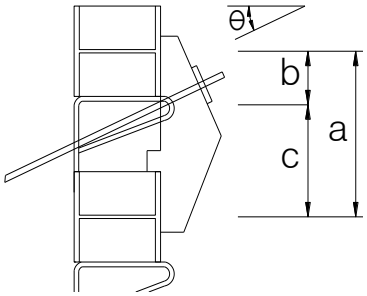
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 271.720 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 271.720 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 168.144$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 168.144 / (13 \times 1.200)$
$= 129.342$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 129.342 \times 1.200^{2} / 8$
$= 23.282$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 129.342 \times 1.200 / 2$
$= 77.605$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 23.282 x 1000000 / 867000.0 = 26.853 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 77.605 x 1000 / 1998 = 38.841 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (26.853 + 26.853) / 26.853

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 188.327 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 188.327 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 188.327 MPa > f_b = 26.853 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 38.841 MPa ---> O.K

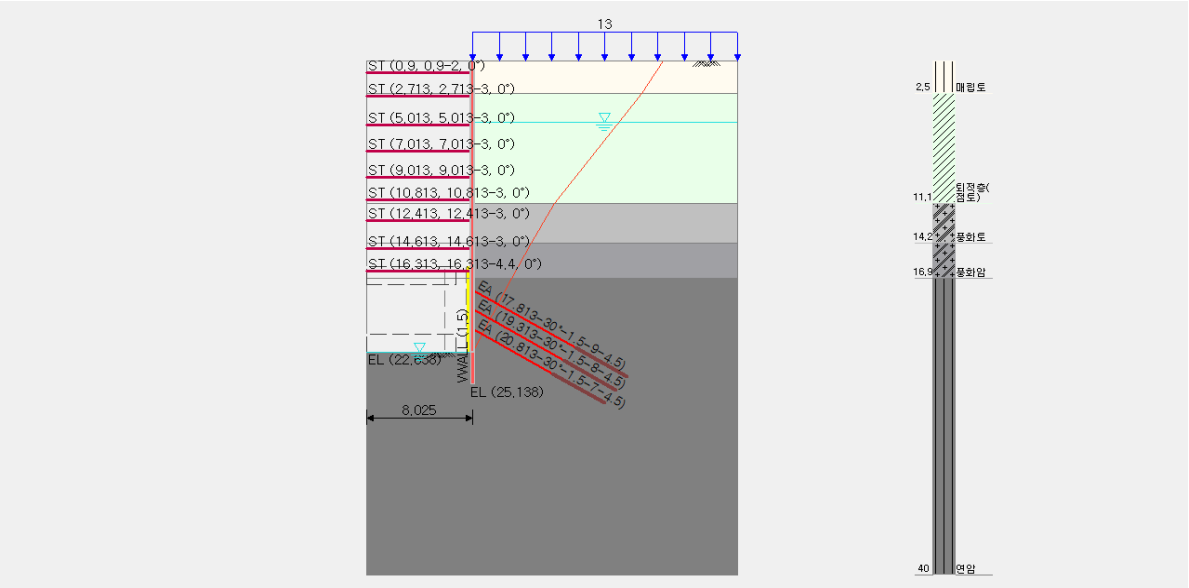
GeoX 구조계산서

TYPE-19 (여의도) 해체단계 검토 Rev.04

목 차

1.표준단면
2.설계요약
3.설계조건
3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재
3.2 재료의 허용응력
3.3 적용 프로그램
4.복공판 설계
5.주형보 설계
6.주형 지지보 설계
6.1 주형지지보(중앙)
6.2 주형지지보(측벽)
7.지보재 설계
7.1 Strut 설계 (주형보)
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)
7.4 Strut 설계 (강관버팀보-3단)
7.5 Strut 설계 (강관버팀보-4단)
7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)
7.7 Strut 설계 (강관버팀보-6단)
7.8 Strut 설계 (강관버팀보-7단)
7.9 Strut 설계 (강관버팀보-8단)
7.10 Earth Anchor 설계 (앵커-1단, 앵커-2단, 앵커-3단)
8.띠장 설계
8.1 주형보 띠장 설계
8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계
8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계
8.4 강관버팀보-3단 띠장 설계
8.5 강관버팀보-4단 띠장 설계
8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계
8.7 강관버팀보-6단 띠장 설계
8.8 강관버팀보-7단 띠장 설계
8.9 강관버팀보-8단 띠장 설계
8.10 앵커-1단 띠장 설계
8.11 앵커-2단 띠장 설계
8.12 앵커-3단 띠장 설계
9.측면말뚝 설계
9.1 흙막이벽(우)-H-PILE
10.중간말뚝 설계
11. 흙막이 벽체 설계
11.1 흙막이벽(우)-H-PILE 설계 (22.64m ~ 22.64m)
12. C.I.P 설계
12.1 흙막이벽(우)-C.I.P (0.00m ~ 22.64m)
13.전산 입력 정보
14.해석결과

1.표준단면


13
ST (0.9, 0.9-2, 0°)
ST (2.713, 2.713-3, 0°)
ST (5.013, 5.013-3, 0°)
ST (7.013, 7.013-3, 0°)
ST (9.013, 9.013-3, 0°)
ST (10.813, 10.813-3, 0°)
ST (12.413, 12.413-3, 0°)
ST (14.613, 14.613-3, 0°)
ST (16.313, 16.313-4.4, 0°)
EA (17.813-30~1.5~9~4.5)
EA (19.313-30~1.5~8~4.5)
EA (20.813-30~1.5~7~4.5)
VWALL (1.5)
EL (22.638)
EL (25.138)
8.025
2.5
매립토
11.1
퇴적층(점토)
14.2
풍화토
16.9
풍화암
40
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-D:1000x1990x200	-	휨응력	56.830	175.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	8.923	100.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	99.600	151.711	O.K	처짐	O.K
		전단응력	40.902	90.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	90.321	194.689	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	45.580	123.750	O.K		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	90.485	209.712	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	85.793	123.750	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.90	휨응력	6.988	95.452	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	16.948	147.446	O.K		
		전단응력	2.367	90.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x12	2.71	휨응력	28.266	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	42.976	121.590	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	89.387	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x12	5.01	휨응력	28.266	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	40.988	121.590	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	89.387	O.K		
강관버팀보-3단 P 406.4x12	7.01	휨응력	28.266	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	45.244	121.590	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	89.387	O.K		
강관버팀보-4단 P 406.4x12	9.01	휨응력	28.266	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	48.564	121.590	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	89.387	O.K		
강관버팀보-5단 P 406.4x12	10.81	휨응력	28.266	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	51.039	121.590	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	89.387	O.K		
강관버팀보-6단 P 406.4x12	12.41	휨응력	28.266	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	50.282	121.590	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	89.387	O.K		
강관버팀보-7단 P 406.4x12	14.61	휨응력	28.266	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	48.222	121.590	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	89.387	O.K		
강관버팀보-8단 P 406.4x12	16.31	휨응력	28.266	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	51.705	121.590	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	89.387	O.K		

부 재	위 치 (m)	Strand 소요개수산정	자유장 산정	정착장 산정
앵커-1단 Strand12.7x4EA	17.81	O.K	O.K	O.K
앵커-2단 Strand12.7x4EA	19.31	O.K	O.K	O.K
앵커-3단 Strand12.7x4EA	20.81	O.K	O.K	O.K

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
주형보 H 300x305x15/15	0.90	휨응력	44.733	152.017	O.K	
		전단응력	31.810	90.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 440x300x11/18	2.71	휨응력	70.450	142.373	O.K	
		전단응력	53.900	90.000	O.K	
강관버팀보-2단 H 440x300x11/18	5.01	휨응력	66.439	142.373	O.K	
		전단응력	50.831	90.000	O.K	
강관버팀보-3단 H 440x300x11/18	7.01	휨응력	75.028	142.373	O.K	
		전단응력	57.402	90.000	O.K	
강관버팀보-4단 H 440x300x11/18	9.01	휨응력	81.729	142.373	O.K	
		전단응력	62.529	90.000	O.K	
강관버팀보-5단 H 440x300x11/18	10.81	휨응력	86.725	142.373	O.K	
		전단응력	66.351	90.000	O.K	
강관버팀보-6단 H 440x300x11/18	12.41	휨응력	85.197	142.373	O.K	
		전단응력	65.182	90.000	O.K	
강관버팀보-7단 H 440x300x11/18	14.61	휨응력	81.040	142.373	O.K	
		전단응력	62.002	90.000	O.K	
강관버팀보-8단 H 440x300x11/18	16.31	휨응력	129.168	129.301	O.K	
		전단응력	67.380	90.000	O.K	
앵커-1단 2H 250x250x9/14	17.81	휨응력	32.007	153.578	O.K	
		전단응력	37.038	90.000	O.K	
앵커-2단 2H 250x250x9/14	19.31	휨응력	32.678	153.578	O.K	
		전단응력	37.813	90.000	O.K	
앵커-3단 2H 250x250x9/14	20.81	휨응력	31.979	153.578	O.K	
		전단응력	37.005	90.000	O.K	

2.6 측면말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우)-H-PILE H 300x305x15/15	-	휨응력	28.452	180.868	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	57.171	196.658	O.K	수평변위	O.K
		전단응력	9.954	123.750	O.K	지지력	O.K

2.7 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	76.457	159.234	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	21.504	137.022	O.K	지지력	O.K

2.8 흙막이벽체설계

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우)-H-PILE	22.64 ~ 22.64	휨응력	0.000	364.500	O.K		
		압축응력	0.000	338.000	O.K		
		전단응력	0.000	209.250	O.K		

2.9 C.I.P

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우)-C.I.P	0.00 ~ 22.64	압축응력	9.165	9.600	O.K	철근량검토	
		인장응력	197.566	225.000	O.K	주철근	O.K
		전단응력	0.500	0.739	O.K	전단철근	O.K

2.10 흙막이벽체 수평변위

부 재	시공단계	최대수평변위(mm)	허용수평변위(mm)	비 고
흙막이벽(우)-H-PILE	CS28 : 하단슬래브 타설	2.971	45.276	O.K

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

C.I.P., H Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관), Earth Anchor로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

C.I.P.+H Pile

엄지말뚝간격 : 1.50m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	4.40	m
Earth Anchor	-	Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-D:1000x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 440x300x11/18(SM490)	-	
	H 300x305x15/15(SM490)	-	
H-PILE (측벽)	H 300x305x15/15(SM490)	1.50m	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SM490)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x12(SS400)	3.00m ~ 4.40m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(SS400)	-	
	H 250x250x9/14(SS400)	-	

3.2 재료의 허용응력

가. 강재

[강재의 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		SS400,SM400, SMA400	SM490	SM490Y,SM520, SMA490	SM570,SMA570
축방향 인장 (순단면)		210	285	322.5	405
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 18.6$ 210	$0 < \ell/r \le 16$ 285	$0 < \ell/r \le 15.1$ 322.5	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405
		$18.6 < \ell/r \le 92.8$ $210 - 1.23(\ell/r - 18.6)$	$16 < \ell/r \le 80.1$ $285 - 1.935(\ell/r - 16)$	$15.1 < \ell/r \le 75.5$ $322.5 - 2.33(\ell/r - 15.1)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.285(\ell/r - 13.4)$
		$92.8 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$75.5 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,400+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	210	285	322.5	405
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.6$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.8$ 322.5	$\ell/b \le 3.4$ 405
		$4.6 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.735(\ell/b - 4.6)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.865(\ell/b - 4.0)$	$3.8 < \ell/b \le 27$ $322.5 - 7.035(\ell/b - 3.8)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$
전단응력 (총단면)		120	165	188	233
지압응력		315	428	488	608
용접 강도	공 장	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%
	현 장	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%

종 류		HSB500	HSB600	HSB800	비고
축방향 인장 (순단면)		345	405	570	230x1.5=345 270x1.5=405 380x1.5=570
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 14.6$ 345	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405	$0 < \ell/r \le 18.0$ 570	
		$14.6 < \ell/r \le 73.0$ $345 - 2.58(\ell/r - 14.6)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.29(\ell/r - 13.4)$	$18.0 < \ell/r \le 54.2$ $570 - 6.27(\ell/r - 18)$	
		$73 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,100+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$	$54.2 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{2,300+(\ell/r)^2}$	
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	345	405	570	
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 3.6$ 345	$\ell/b \le 3.4$ 405	$\ell/b \le 5.4$ 570	
		$3.6 < \ell/b \le 27$ $345 - 7.79(\ell/b - 3.6)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$	$5.4 < \ell/b \le 19$ $570 - 18.9(\ell/b - 5.4)$	
전단응력 (총단면)		203	233	330	135x1.5=203 155x1.5=233 220x1.5=330

종 류	축방향 인장 (순단면)	축방향 압축 (총단면)	휨압축응력	지압응력
비 고	140x1.5=210 190x1.5=285 215x1.5=322.5 270x1.5=405	ℓ(mm) : 유효좌굴장 r(mm): 단면회전 반지름	ℓ : 플랜지의 고정점간거리 b : 압축플랜지의 폭	강판과 강판
판두께	40mm이하	40mm이하	40mm이하 $A_w/A_c \leq 2$	40mm이하

나. 강널말뚝

[강널말뚝 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		강널말뚝 (SY30)
휨응력	인장응력	270
	압축응력	270
전단응력		150

다. 볼트

[볼트 허용응력] (MPa)

볼 트 종 류	응력의 종류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	4T 기준
	지 압	315	
고장력 볼트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	
고장력 볼트	전 단	190	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.7.0

나. 탄소성법

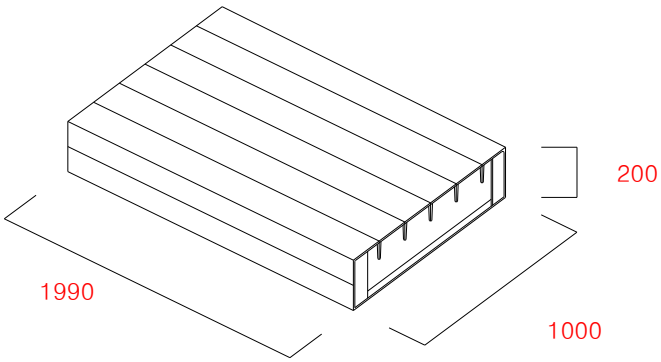
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-D:1000x1990x200

w (kN/piece)	3.600
I_x (mm^4)	148200000
A (mm^2)	19970
Z_x (mm^3)	1560000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

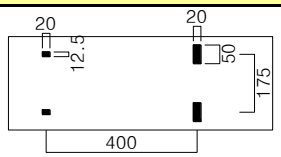
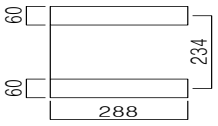
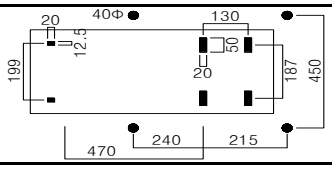
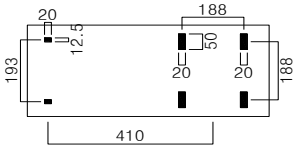
가. 고정하중

w_d = 3.600 × 1 / 1.990

= 1.809 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참고

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량(kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.809 \times 1.990^{2}}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.654 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.809 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 178.200 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.654 × 1000000.000 / 1560000 = 56.830 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 178.200 × 1000.000 / 19970 = 8.923 MPa

4.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

▶ fba = 1.25 × 140
= 175.000 MPa

▶ τa = 1.25 × 80
= 100.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 175.000 MPa > f_b = 56.830 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 100.000 MPa > τ = 8.923 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.809 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 148200000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 148200000}$$

= 0.0118692 + 0.931

= 0.942 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

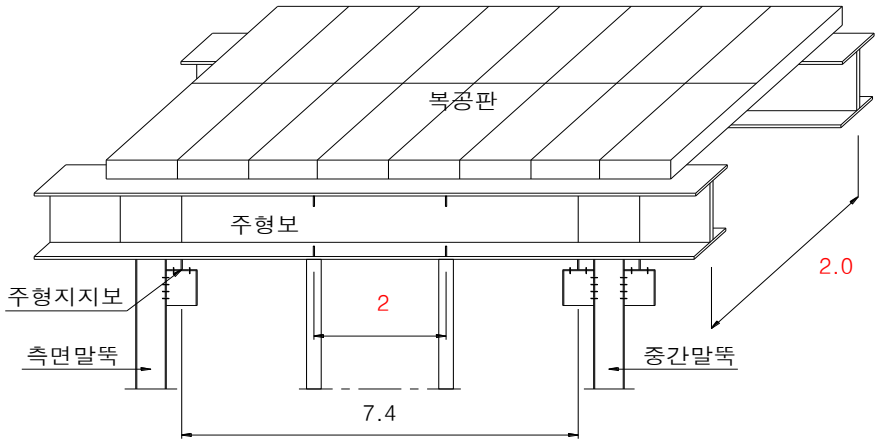
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 0.942 mm ---> O.K

5.주형보 설계

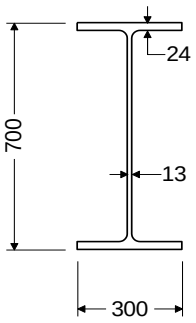
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 7.420 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1812.9
A (mm^2)	23550.0
I_x (mm^4)	2010000000.0
Z_x (mm^3)	5760000.0
A_w (mm^2)	8476.0
E (N/mm^2)	210000.0



5.2 단면력 산정

가. 고정하중

(1) 복 공 판 = 3.600 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.813 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.563 kN/m

M_d = w_d x L^2 / 8 = 5.563 x 7.420 x 7.420 / 8 = 38.284 kN·m

S_d = w_d x L / 2 = 5.563 x 7.420 / 2 = 20.638 kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 7.420)

= 0.316 > 0.3 이므로

∴ Use, i = 0.300 적용

(2) 후륜하중

① DB- 24 : P_{r1} = 96 x (1 + 0.300) = 124.800 kN

② DB- 18 : P_{r2} = 72 x (1 + 0.300) = 93.600 kN

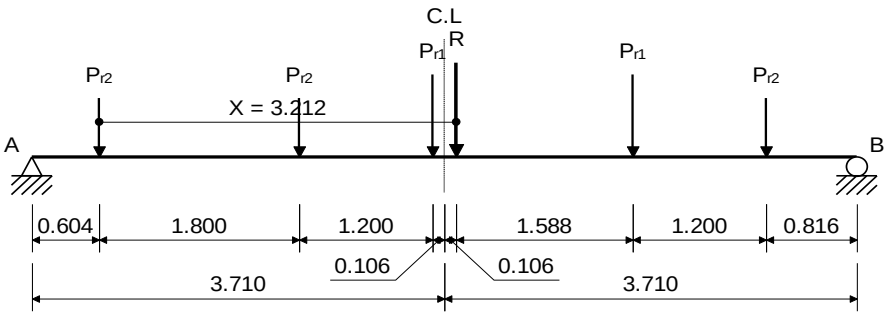
(3) 전륜하중

① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

② DB- 18 : P_{f2} = 18 x (1 + 0.300) = 23.400 kN

(4) 차선별 최대 휨모멘트 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 3 = 124.800 x 2 + 93.600 x 3

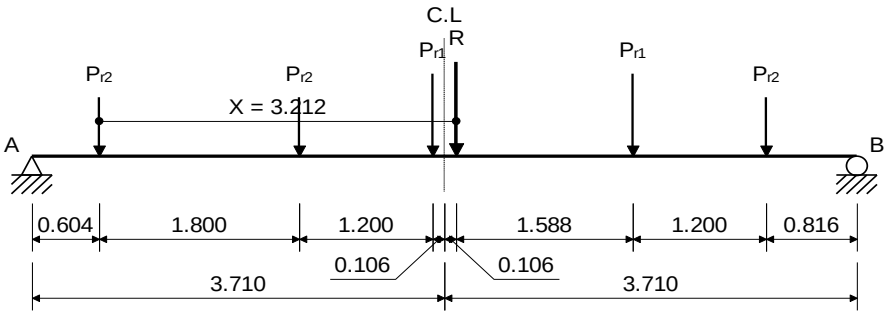
= 530.400 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800 + Pr2 x 6.000) / R

= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800 + 93.600 x 6.000) / 530.400

= 3.212 m

b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 6.816 + Pr2 x 5.016 + Pr1 x 3.816 + Pr1 x 2.016 + Pr2 x 0.816) / L

= (93.600 x 6.816 + 93.600 x 5.016 + 124.800 x 3.816 + 124.800 x 2.016 + 93.600 x 0.816) / 7.420

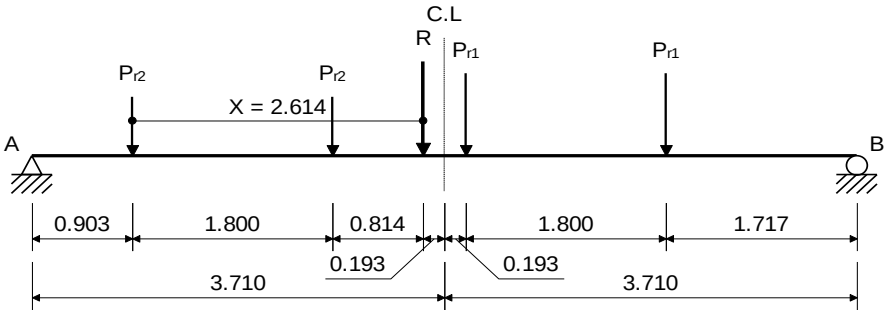
= 257.631 kN

M_l = (Ra x 3.604 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (257.631 x 3.604 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 535.413 kN·m

② **2** 차선 재하시 (후륜하중)



a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 2 = 124.800 x 2 + 93.600 x 2

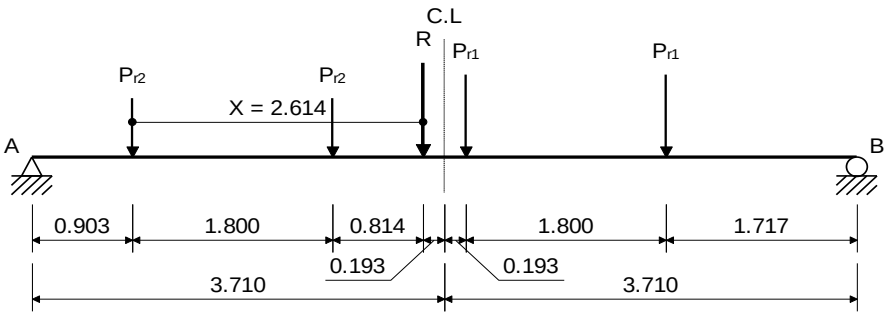
= 436.800 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800) / R

= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800) / 436.800

= 2.614 m

b. 최대 휨모멘트



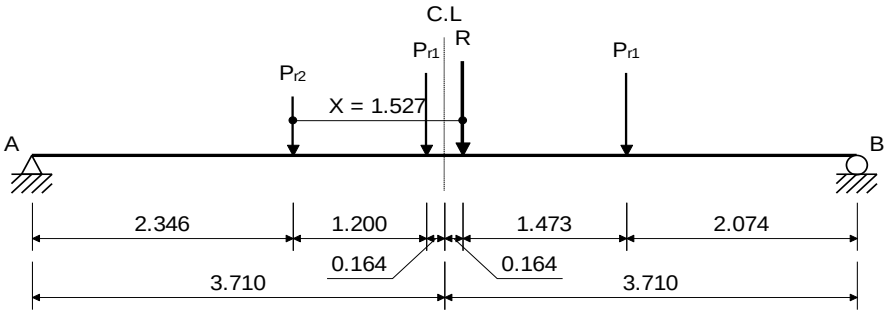
R_a = (Pr2 x 6.517 + Pr2 x 4.717 + Pr1 x 3.517 + Pr1 x 1.717) / L

= (93.600 x 6.517 + 93.600 x 4.717 + 124.800 x 3.517 + 124.800 x 1.717) / 7.420

= 229.753 kN

M_l = (Ra x 3.903 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (229.753 x 3.903 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 503.574 kN·m

③ 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

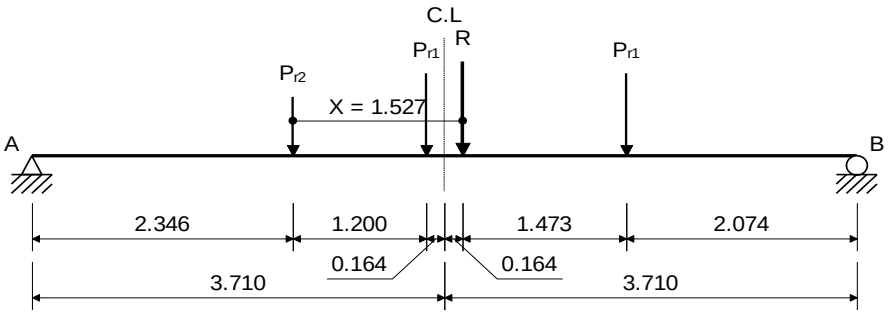


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 1 = 124.800 x 2 + 93.600 x 1
= 343.200 kN

X = (Pr1 x 1.200 + Pr1 x 3.000) / R
= (124.800 x 1.200 + 124.800 x 3.000) / 343.200
= 1.527 m

b. 최대 휨모멘트

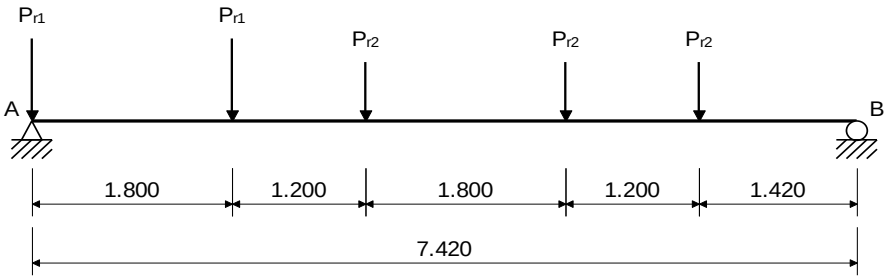


R_a = (Pr2 x 5.074 + Pr1 x 3.874 + Pr1 x 2.074) / L
= (93.600 x 5.074 + 124.800 x 3.874 + 124.800 x 2.074) / 7.420
= 164.031 kN

M_l = (Ra x 3.546 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (164.031 x 3.546 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 469.395 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 7.420 + Pr1 x 5.620 + Pr2 x 4.420 + Pr2 x 2.620 + Pr2 x 1.420) / L

= (124.800 x 7.420 + 124.800 x 5.620 + 93.600 x 4.420 + 93.600 x 2.620 + 93.600 x 1.420) / 7.420

= 326.044 kN

S_l = 326.044 x 1.00 = 326.044 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 38.284 + 535.413 = 573.698 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 20.638 + 326.044 = 346.683 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 573.698 x 1000000 / 5760000.0 = 99.600 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 346.683 x 1000 / 8476 = 40.902 MPa

5.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (99.600 + 99.600) / 99.600

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 300

= 6.667 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.667 − 4.6))

= 151.711 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 151.711 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 151.711 MPa > f_b = 99.600 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 40.902 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

$M = M_{l\,max} / (1+i) = 535.413 / 1.300 = 411.856$ kN·m

$w = 8 \times M / L^2 = 8 \times 411.856 / (7.42 \times 7.42) = 59.845$ kN/m

$\delta_l = 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_x)$

$= 5 \times 59.845 \times 7420.0^{\,4} / (384 \times 210000 \times 2010000000)$

$= 5.596$ mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (7420.0 / 400 , 25)

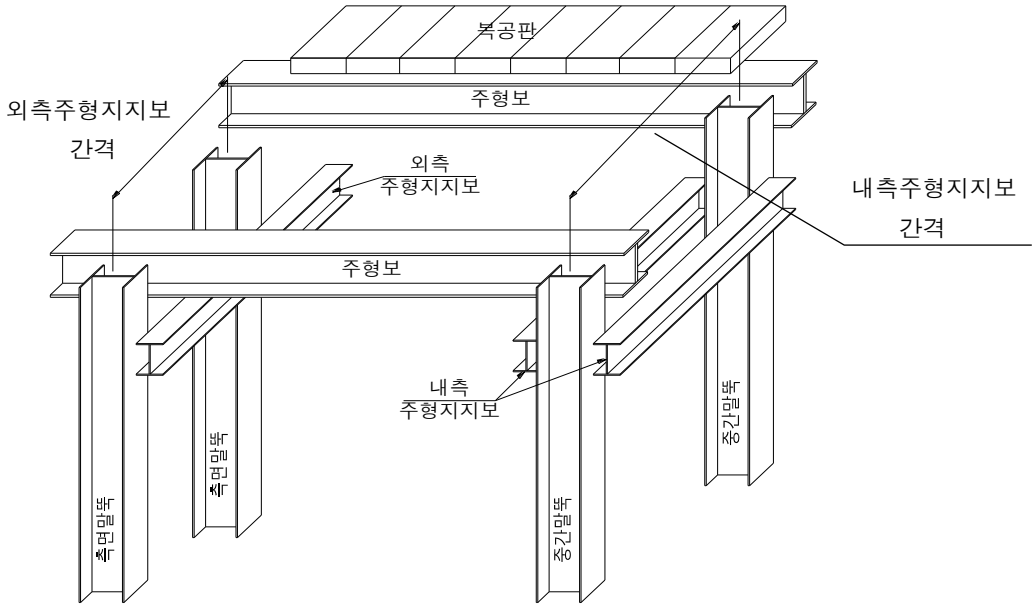
= 18.550 mm > δ_l = 5.596 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(중앙)

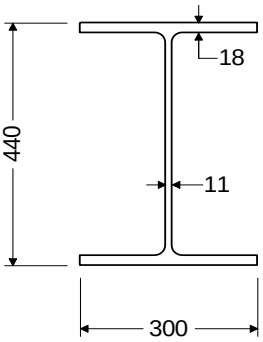
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 5.00 m

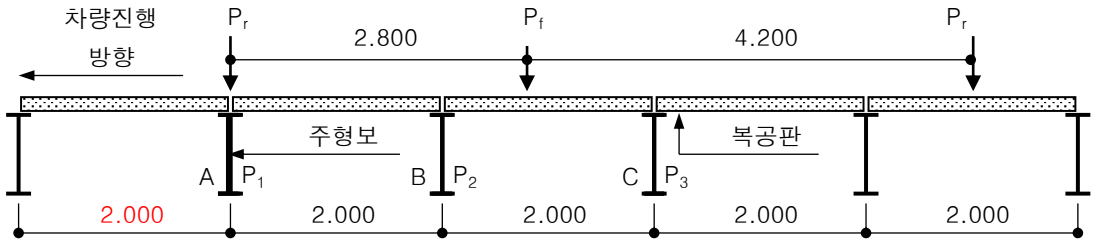


(2) 사용강재 : 2H 440x300x11/18(SM490)

w (N/m)	2423.4
A (mm^2)	31480.0
I_x (mm^4)	1122000000.0
Z_x (mm^3)	5100000.0
A_w (mm^2)	8888.0
R_x (mm)	378.0



나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 20.638 + 326.044 = 346.683 kN

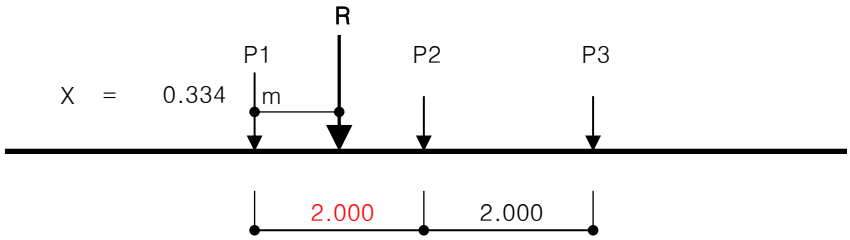
▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000

= 20.638 + 81.511 x 1.200 / 2.000 = 69.545 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_3) = S_d + P_f x 0.800 / 2.000

= 20.638 + 81.511 x 0.800 / 2.000 = 53.243 kN

다. 최대 휨모멘트 산정



① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1 + P_2

= 346.683 + 69.545

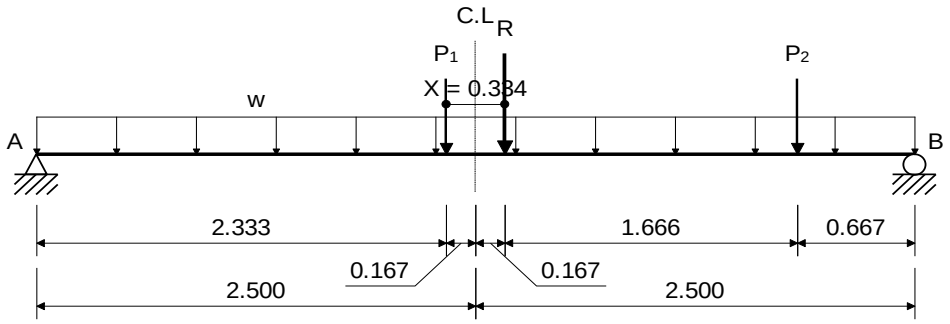
= 416.228 kN

X = (P_2 x 2.000) / R

= (69.545 x 2.000) / 416.228

= 0.334 m

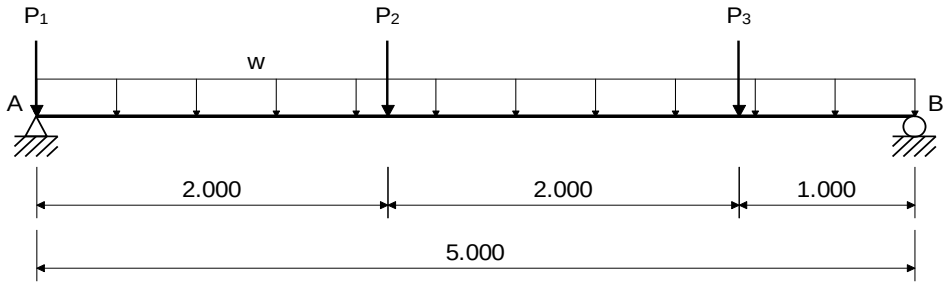
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 2.667 + P_2 x 0.667) / L
= (346.683 x 2.667 + 69.545 x 0.667) / 5.000
= 194.205 kN

M_{max} = (Ra x 2.333) + w x L^2 / 8
= (194.205 x 2.333) + 2.423 x 5.00^2 / 8
= 460.637 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 5.000 + P_2 x 3.000 + P_3 x 1.000) / L
= (346.683 x 5.000 + 69.545 x 3.000 + 53.243 x 1.000) / 5.000
= 399.058 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 399.058 + 2.423 x 5.00 / 2
= 405.117 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 460.637 x 1000000 / 5100000.0 = 90.321 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 405.117 x 1000 / 8888 = 45.580 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190

= 213.750 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (90.321 + 90.321) / 90.321

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 5000 / 600

= 8.333 ---> 4 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 3.91 x (8.333 − 4))

= 194.689 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 194.689 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 110

= 123.750 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 194.689 MPa > f_b = 90.321 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 123.750 MPa > τ = 45.580 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.25 x 0.9 x 100 = 112.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 405117 / (112.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

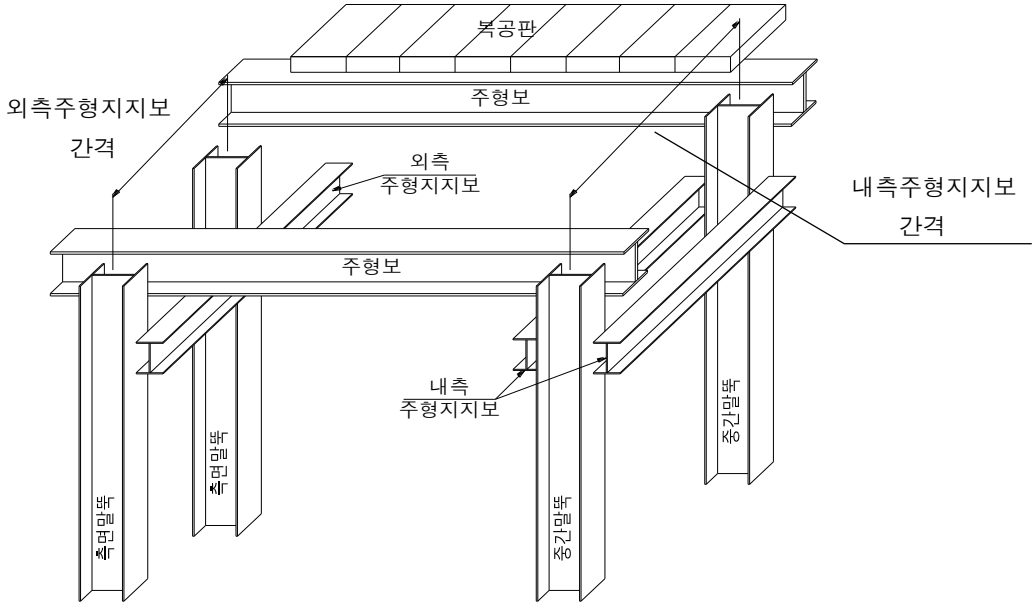
= 7.96 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 10 ea > n_{req} = 7.96 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(측벽)

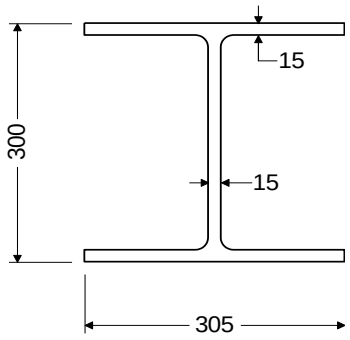
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 1.50 m

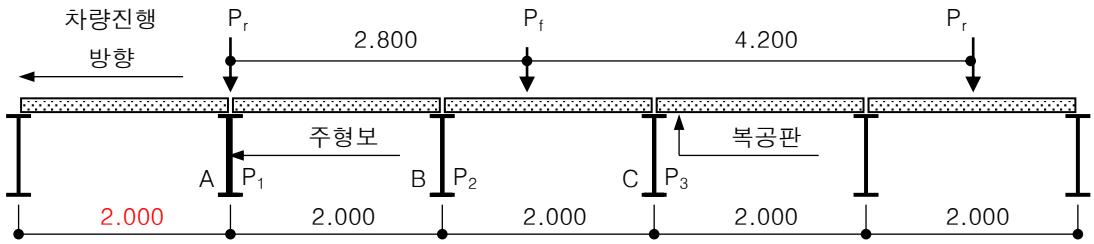


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



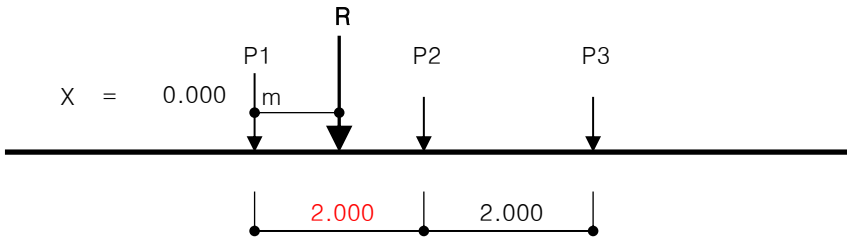
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 20.638 + 326.044 = 346.683 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

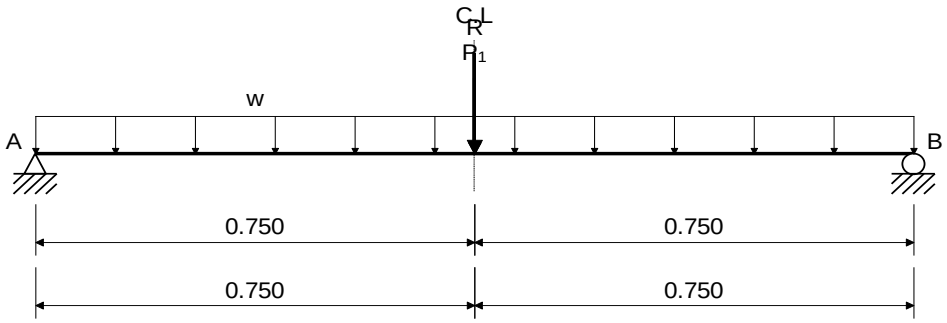


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

$R = P_1$
$= 346.683$
$= 346.683$ kN

$X = (0.000) / R$
$= (0.000) / 346.683$
$= 0.000$ m

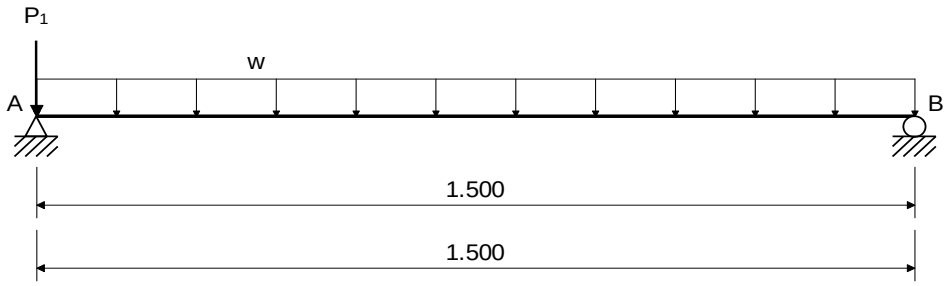
② 최대 휨모멘트



$R_a = (P_1 \times 0.750) / L$
$= (346.683 \times 0.750) / 1.500$
$= 173.341$ kN

$M_{max} = (Ra \times 0.750) + w \times L^2 / 8$
$= (173.341 \times 0.750) + 1.038 \times 1.50^2 / 8$
$= 130.298$ kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 1.500) / L
= (346.683 x 1.500) / 1.500
= 346.683 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 346.683 + 1.038 x 1.50 / 2
= 347.461 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 130.298 x 1000000 / 1440000.0 = 90.485 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 347.461 x 1000 / 4050 = 85.793 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190
= 213.750 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (90.485 + 90.485) / 90.485
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 305
= 4.918 ---> 4 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 3.91 x (4.918 − 4))
= 209.712 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 209.712 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 110

= 123.750 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 209.712 MPa > f_b = 90.485 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 123.750 MPa > τ = 85.793 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.25 x 0.9 x 100 = 112.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 347461 / (112.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 6.83 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 10 ea > n_{req} = 6.83 ea ---> O.K

7.지보재 설계

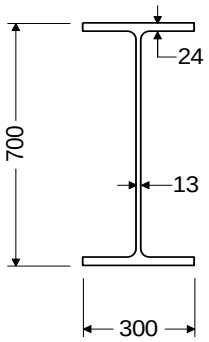
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1812.924
A (mm^2)	23550
I_x (mm^4)	2010000000
Z_x (mm^3)	5760000
R_x (mm)	293.0
R_y (mm)	67.8



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 139.567 kN/m ---> 주형보 (CS26 : PECK)
= 139.567 x 2.00 / 1 단
= 279.133 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 279.133 + 120.0 = 399.133 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 5760000.0 = 6.988 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 399.133 x 1000 / 23550 = 16.948 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 20.063 x 1000 / 8476 = 2.367 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 1.297

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (23.936 − 9.960) / 23.936

= 0.584

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L_x / R_x = 8025 / 293

27.389 ---> 18.6 < Lx/Rx ≤ 92.8 이므로

f_{cagx} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (27.389 − 18.6))

= 149.392 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 149.392 MPa

L_y / R_y = 2000 / 67.8

29.499 ---> 18.6 < Ly/Ry ≤ 92.8 이므로

f_{cagy} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (29.499 − 18.6))

= 147.446 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 147.446 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 147.446 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 8025 / 300

= 26.750 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (26.750 − 4.6))

= 95.452 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 95.452 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (27.389)^2

= 1799.612 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 147.446 MPa > f_c = 16.948 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 95.452 MPa > f_b = 6.988 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 2.367 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{16.948}{147.446} + \frac{6.988}{95.452 \times (1 - (16.948 / 1799.612))}$$

$$= 0.189 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 16.948 + \frac{6.988}{1 - (16.948 / 1799.612)}$$

$$= 24.003 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.189 , 0.152)

= 0.189 < 1.0 ---> O.K

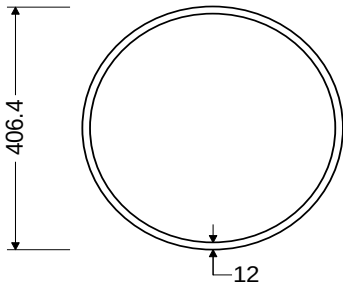
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 172.995 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS26 : PECK)
= 172.995 x 3.00 / 1 단
= 518.984 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 518.984 + 120.0 = 638.984 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 638.984 x 1000 / 14868.5 = 42.976 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.079 x 12)

= 15.688 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.079

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (71.241 − 14.710) / 71.241

= 0.794 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 121.590 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 121.590 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (57.527)^2

= 407.936 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 121.590 MPa > f_c = 42.976 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{42.976}{121.590} + \dfrac{28.266}{157.500 \times (1 - (42.976 / 407.936))}$

= 0.554 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 42.976 + \frac{28.266}{1 - (42.976 / 407.936)}$$

$$= 74.570 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.554 , 0.473)

= 0.554 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{71.241}{121.590} + \left\{ \frac{2.697}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.587 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

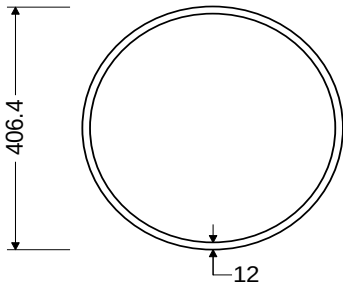
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 163.146 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS26 : PECK)
= 163.146 x 3.00 / 1 단
= 489.437 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 489.437 + 120.0 = 609.437 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 609.437 x 1000 / 14868.5 = 40.988 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.082 x 12)

= 15.655 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.082

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (69.254 − 12.723) / 69.254

= 0.816 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 121.590 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 121.590 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (57.527)^2

= 407.936 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 121.590 MPa > f_c = 40.988 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{40.988}{121.590} + \dfrac{28.266}{157.500 \times (1 - (40.988 / 407.936))}$

= 0.537 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 40.988 + \frac{28.266}{1 - (40.988 / 407.936)}$$

$$= 72.412 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.537 , 0.460)

= 0.537 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{69.254}{121.590} + \left\{ \frac{2.697}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.570 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

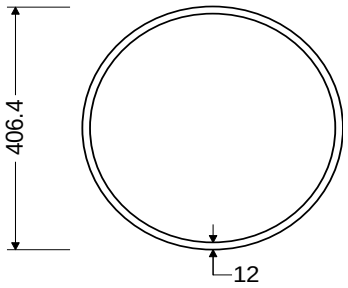
7.4 Strut 설계 (강관버팀보-3단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 184.235 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 9.513 m)
= 184.235 x 3.00 / 1 단
= 552.704 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 552.704 + 120.0 = 672.704 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 672.704 x 1000 / 14868.5 = 45.244 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.077 x 12)

= 15.724 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.077

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (73.509 − 16.978) / 73.509

= 0.769 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 121.590 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 121.590 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (57.527)^2

= 407.936 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 121.590 MPa > f_c = 45.244 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{45.244}{121.590} + \dfrac{28.266}{157.500 \times (1 - (45.244 / 407.936))}$

= 0.574 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 45.244 + \frac{28.266}{1 - (45.244 / 407.936)}$$

$$= 77.035 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.574 , 0.489)

= 0.574 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{73.509}{121.590} + \left\{ \frac{2.697}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.605 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

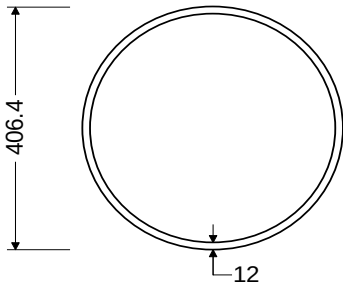
7.5 Strut 설계 (강관버팀보-4단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 200.690 kN/m ---> 강관버팀보-4단 (CS11 : 굴착 11.313 m)
= 200.690 x 3.00 / 1 단
= 602.071 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 602.071 + 120.0 = 722.071 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 722.071 x 1000 / 14868.5 = 48.564 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.074 x 12)

= 15.773 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.074

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (76.830 − 20.298) / 76.830

= 0.736 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 121.590 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 121.590 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (57.527)^2

= 407.936 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 121.590 MPa > f_c = 48.564 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{48.564}{121.590} + \dfrac{28.266}{157.500 \times (1 - (48.564 / 407.936))}$

= 0.603 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 48.564 + \frac{28.266}{1 - (48.564 / 407.936)}$$

$$= 80.649 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.603 , 0.512)

= 0.603 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{76.830}{121.590} + \left\{ \frac{2.697}{89.387} \right\}^2$$

= 0.633 < 1.0 ---> O.K

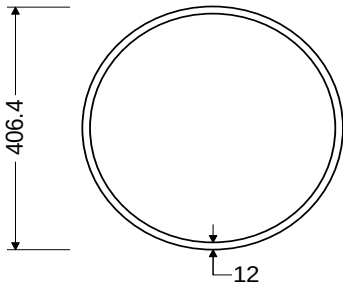
7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 212.958 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS13 : 굴착 12.913 m)
= 212.958 x 3.00 / 1 단
= 638.873 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 638.873 + 120.0 = 758.873 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 758.873 x 1000 / 14868.5 = 51.039 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.071 x 12)

= 15.807 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.071

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (79.305 − 22.773) / 79.305

= 0.713 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 121.590 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 121.590 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (57.527)^2

= 407.936 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 121.590 MPa > f_c = 51.039 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{51.039}{121.590} + \dfrac{28.266}{157.500 \times (1 - (51.039 / 407.936))}$

= 0.625 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 51.039 + \frac{28.266}{1 - (51.039 / 407.936)}$$

$$= 83.347 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.625 , 0.529)

= 0.625 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{79.305}{121.590} + \left\{ \frac{2.697}{89.387} \right\}^2$$

= 0.653 < 1.0 ---> O.K

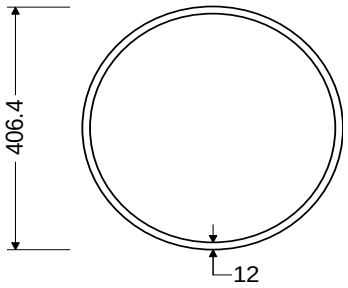
7.7 Strut 설계 (강관버팀보-6단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 209.206 kN/m ---> 강관버팀보-6단 (CS26 : PECK)
= 209.206 x 3.00 / 1 단
= 627.619 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 627.619 + 120.0 = 747.619 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 747.619 x 1000 / 14868.5 = 50.282 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.072 x 12)

= 15.796 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.072

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (78.548 − 22.016) / 78.548

= 0.720 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 121.590 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 121.590 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (57.527)^2

= 407.936 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 121.590 MPa > f_c = 50.282 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{50.282}{121.590} + \dfrac{28.266}{157.500 \times (1 - (50.282 / 407.936))}$

= 0.618 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 50.282 + \frac{28.266}{1 - (50.282 / 407.936)}$$

$$= 82.522 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.618 , 0.524)

= 0.618 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{78.548}{121.590} + \left\{ \frac{2.697}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.647 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

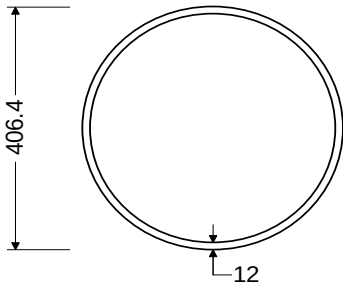
7.8 Strut 설계 (강관버팀보-7단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 198.999 kN/m ---> 강관버팀보-7단 (CS32 : 버팀보8단 해체)
= 198.999 x 3.00 / 1 단
= 596.996 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 596.996 + 120.0 = 716.996 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 716.996 x 1000 / 14868.5 = 48.222 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.074 x 12)

= 15.768 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.074

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (76.488 − 19.957) / 76.488

= 0.739 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 121.590 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 121.590 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (57.527)^2

= 407.936 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 121.590 MPa > f_c = 48.222 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{48.222}{121.590} + \dfrac{28.266}{157.500 \times (1 - (48.222 / 407.936))}$

= 0.600 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 48.222 + \frac{28.266}{1 - (48.222 / 407.936)}$$

$$= 80.277 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.600 , 0.510)

= 0.600 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{76.488}{121.590} + \left\{ \frac{2.697}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.630 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

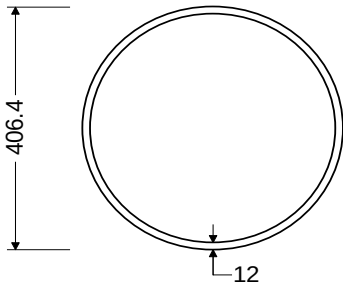
7.9 Strut 설계 (강관버팀보-8단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 4.40 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 147.450 kN/m ---> 강관버팀보-8단 (CS31 : 벽체 타설)
= 147.450 x 4.40 / 1 단
= 648.778 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 648.778 + 120.0 = 768.778 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 768.778 x 1000 / 14868.5 = 51.705 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.071 x 12)

= 15.815 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.071

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (79.971 − 23.439) / 79.971

= 0.707 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 121.590 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 121.590 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (57.527)^2

= 407.936 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 121.590 MPa > f_c = 51.705 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{51.705}{121.590} + \dfrac{28.266}{157.500 \times (1 - (51.705 / 407.936))}$

= 0.631 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 51.705 + \frac{28.266}{1 - (51.705 / 407.936)}$$

$$= 84.073 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.631 , 0.534)

= 0.631 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{79.971}{121.590} + \left\{ \frac{2.697}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.659 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

7.10 Earth Anchor 설계 (앵커-1단, 앵커-2단, 앵커-3단)

가. 설계제원

(1) 사용앵커 : P.C strand ϕ12.7mm 4-wire (SWPC7B) : 4 ea

A_p (mm^2)	394.84	f_{py} (N/mm^2)	1570.0
D_s (mm)	12.70	f_{pu} (N/mm^2)	1860.0
천공경, D (mm)	100.0	E_p (N/mm^2)	200000

(2) ANCHOR의 허용인장력

구 분		사용기간	인장재 극한하중 (f_{pu})에 대하여	인장재 항복하중 (f_{py})에 대하여	적용
일 시 앵 커		2년 미만	0.65 f_{pu}	0.80 f_{py}	×
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	0.60 f_{pu}	0.75 f_{py}	O
	지진시	2년 이상	0.75 f_{pu}	0.90 f_{py}	×

(3) 허용인장강도 : P_a = Min. (0.60 x f_{pu} x A_p , 0.75 x f_{py} x A_p)

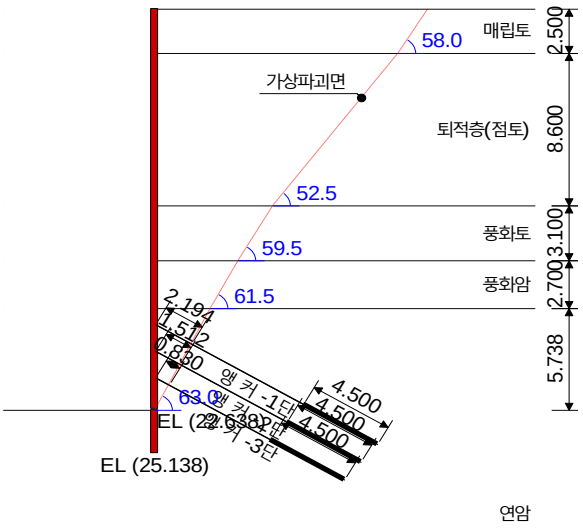
= Min. (0.60 x 1860.0 x 394.84 ,

0.75 x 1570.0 x 394.84)

= Min. (440641.4 , 464924.1) N

= 440.641 kN

나. EARTH ANCHOR 자유장 산정



▶ 적용자유장(L_f) 산정

구분	설치위치 (GL.-m)	필요 자유장 L_{freq} (m)	안전거리 L_u (m)	적용 자유장 L_f (m)	판 정
앵커-1단	17.813	2.194	3.396	9.000	O.K
앵커-2단	19.313	1.512	3.396	8.000	O.K
앵커-3단	20.813	0.830	3.396	7.000	O.K

다. 강선의 초기 긴장력 산정

(1) 소요설계축력 ($T_{req} = R_{max}$ x Anchor 수평간격)

구 분	설치위치 (GL.-m)	최대축력 R_{max} (kN/m,ea)	Anchor 수평간격(m)	설치각 (°)	소요설계축력 T_{req} (kN/ea)
앵커-1단	17.813	139.579	1.500	30	209.369
앵커-2단	19.313	141.239	1.500	30	211.859
앵커-3단	20.813	134.991	1.500	30	202.487

(2) 긴장력의 감소량 산정

① 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Pp = \Delta fps \times A_p \times N = E_p \times \Delta L \times A_p \times N / L$

여기서, ΔPp = 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfps = P.C 강선의 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

L = 자유장 + 0.5 m

ΔL = 정착장치의 P.C 강선의 활동량 (mm)

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	Ep (N/mm^2)	ΔL (mm)	A_p (mm^2)	N (ea)	L (m)	ΔP_p (N)
17.813	200000	3.0	98.71	4	9.5	24937.263
19.313	200000	3.0	98.71	4	8.5	27871.059
20.813	200000	3.0	98.71	4	7.5	31587.200

② RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Ppr = \Delta fpr \times A_p \times N = r \times fpt \times A_p \times N$

여기서, ΔPpr = RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfpr = P.C 강선의 RELAXATION에 의한 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

fpt = 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (N/mm^2)

= 0.80 x f_{py}

= 0.80 x 1570.0

= 1256.0 N/mm^2

r = P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (%)

설치위치 (GL.-m)	r (%)	f_{pt} (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	ΔP_{pr} (N)
17.813	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
19.313	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
20.813	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952

③ 손실을 감안한 초기긴장력(JACKING FORCE)

JFreq = Treq + Δ Pp + Δ Ppr

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	Δ P_p (kN)	Δ P_{pr} (kN)	JF_{req} (kN)
17.813	209.369	24.937	24.796	259.102
19.313	211.859	27.871	24.796	264.526
20.813	202.487	31.587	24.796	258.870

④ strand 소요갯수 산정

$n_{req} = JF_{req} / P_a$

설치위치 (GL.-m)	손실을 감안한 초기 긴장력(JF_{req},kN/ea)	허용인장강도 P_a (kN)	N (ea)	N_{req} (ea)	비 고
17.813	259.102	110.160	4	2.352	O.K
19.313	264.526	110.160	4	2.401	O.K
20.813	258.870	110.160	4	2.350	O.K

라. EARTH ANCHOR 정착장 산정

▶ 앵커 내력의 안전률 (Fs)

구 분		사용기간	극한 인발력(fug)에 대한 안전률
일 시 앵 커		2년 미만	1.5
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	2.5
	지진시	2년 이상	1.5 ~ 2.0

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τ_a)

지 반 종 류	장기허용부착응력 (kN/m^2)	단기허용부착응력 (kN/m^2)
토 사	400	700
암 반	700	1000

▶ 마찰저항장(L_{a1})과 부착저항장(L_{a2}) 중 큰 값 적용하며, 진행파괴성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정식

$$La1 = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$$

여기서, T = 설계축력 (kN)
Fs = 안전률
D = 앵커체 지름 (mm)
τ_u = 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (kN/m^2)

▶ 부착저항장(L_{a2}) 산정식

$$La2 = \frac{T}{\pi \times N \times D_s \times \tau_a}$$

N = strand 사용갯수 (ea)
D_s = strand 지름 (mm)
τ_a = 인장재의 허용부착응력 (kN/m^2)

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정

앵커이름	설치위치	T_{req} (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_{a1} (m)	T_1 (kN)
앵커-1단	17.813	209.369	연암	2.50	100.000	1050.000	1.587	209.369
합계		-	-	-	-	-	1.587	-
앵커-2단	19.313	211.859	연암	2.50	100.000	1050.000	1.606	211.859
합계		-	-	-	-	-	1.606	-
앵커-3단	20.813	202.487	연암	2.50	100.000	1050.000	1.535	202.487
합계		-	-	-	-	-	1.535	-

여기서, T_{req}는 해당 지반에서의 필요 축력,
T_1은 해당 지반이 부담하는 축력이다.

▶ 부착저항장(L_{a2})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	N (ea)	D_s (mm)	τ_a (kN/m^2)	L_{a2} (m)
17.813	209.369	4.0	12.70	1000.0	1.312
19.313	211.859	4.0	12.70	1000.0	1.327
20.813	202.487	4.0	12.70	1000.0	1.269

▶ 적용정착장(L_a) 산정

설치위치 (GL.-m)	마찰저항장(L_{a1})	부착저항장(L_{a2})	적용정착장(L_a)	판 정
17.813	1.587	1.312	4.5	O.K
19.313	1.606	1.327	4.5	O.K
20.813	1.535	1.269	4.5	O.K

▶ 총 소요장 산정 (L)

설치위치 (GL.-m)	적용자유장 L_f (m)	여유장 L_e (m)	적용정착장 L_a (m)	총 소요장 L (m)
17.813	9.000	1.500	4.500	15.000
19.313	8.000	1.500	4.500	14.000
20.813	7.000	1.500	4.500	13.000

마. ELONGATION 산정

$Lel = JF_{req} \times L / E_p \times A_p \times N$

여기서, Lel = 신장량 (mm)

JFreq = JACKING FORCE (kN)

L = 자유장 + 0.5 m

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	JF_{req} (kN)	L (m)	E_p (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	L_{el} (mm)
17.813	259.102	9.5	200000	98.71	4	31.170
19.313	264.526	8.5	200000	98.71	4	28.473
20.813	258.870	7.5	200000	98.71	4	24.586

바. EARTH ANCHOR 제원표

설치위치 (GL.-m)	수평간격 (m)	설치각 (°)	적용자유장 (m)	여유장 (m)	적용정착장 (m)	JF_{req} (kN)
17.813	1.50	30.0	9.000	1.500	4.500	259.102
19.313	1.50	30.0	8.000	1.500	4.500	264.526
20.813	1.50	30.0	7.000	1.500	4.500	258.870

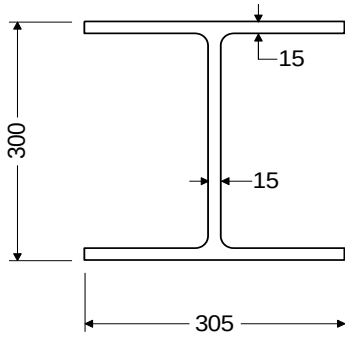
8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

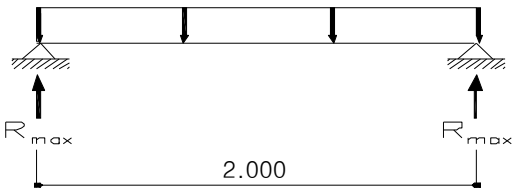
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 139.567 kN/m ---> 주형보 (CS26 : PECK)

P = 139.567 × 2.00 m / 1 ea = 279.133 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 279.133 / (13 × 2.000)
= 128.831 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 128.831 × 2.000 ^{2} / 8
= 64.415 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 128.831 × 2.000 / 2
= 128.831 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 64.415 x 1000000 / 1440000.0 = 44.733 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 128.831 x 1000 / 4050 = 31.810 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (44.733 + 44.733) / 44.733

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.557 − 4.6))

= 152.017 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.017 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.017 MPa > f_b = 44.733 MPa ---> O.K

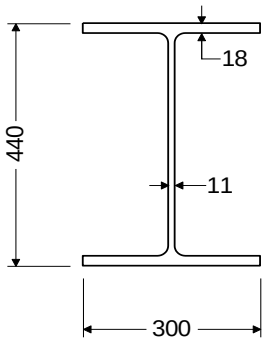
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 31.810 MPa ---> O.K

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

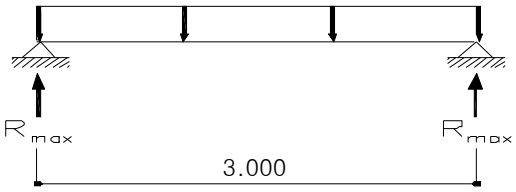
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 172.995 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS26 : PECK)

P = 172.995 × 3.00 m / 1 ea = 518.984 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 518.984 / (13 × 3.000)
= 159.687 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 159.687 × 3.000 ^{2} / 8
= 179.648 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 159.687 × 3.000 / 2
= 239.531 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 179.648 x 1000000 / 2550000.0 = 70.450 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 239.531 x 1000 / 4444 = 53.900 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (70.450 + 70.450) / 70.450

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 70.450 MPa ---> O.K

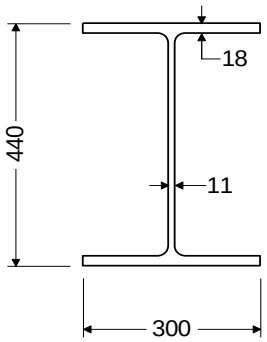
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 53.900 MPa ---> O.K

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

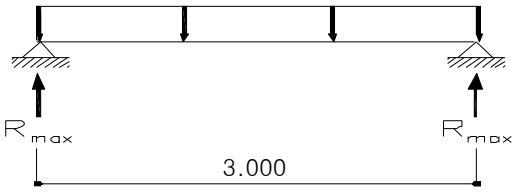
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 163.146 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS26 : PECK)

P = 163.146 × 3.00 m / 1 ea = 489.437 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 489.437 / (13 × 3.000)
= 150.596 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 150.596 × 3.000^2 / 8
= 169.421 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 150.596 × 3.000 / 2
= 225.894 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 169.421 x 1000000 / 2550000.0 = 66.439 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 225.894 x 1000 / 4444 = 50.831 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (66.439 + 66.439) / 66.439

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 66.439 MPa ---> O.K

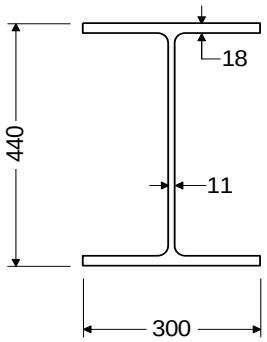
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 50.831 MPa ---> O.K

8.4 강관버팀보-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

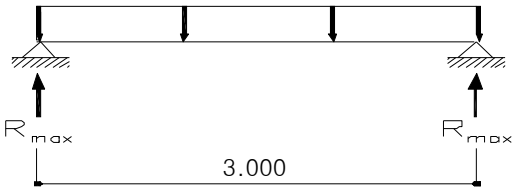
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 184.235 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 9.513 m)

P = 184.235 × 3.00 m / 1 ea = 552.704 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 552.704 / (13 × 3.000)
= 170.063 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 170.063 × 3.000^2 / 8
= 191.321 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 170.063 × 3.000 / 2
= 255.094 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 191.321 x 1000000 / 2550000.0 = 75.028 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 255.094 x 1000 / 4444 = 57.402 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (75.028 + 75.028) / 75.028

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 75.028 MPa ---> O.K

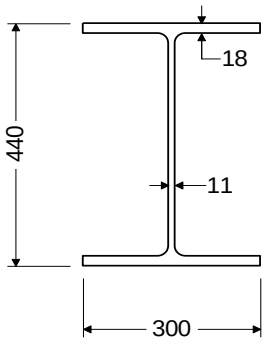
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 57.402 MPa ---> O.K

8.5 강관버팀보-4단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

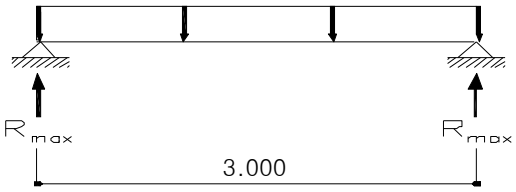
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 200.690 kN/m ---> 강관버팀보-4단 (CS11 : 굴착 11.313 m)

P = 200.690 × 3.00 m / 1 ea = 602.071 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 602.071 / (13 × 3.000)
= 185.253 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 185.253 × 3.000 ^{2} / 8
= 208.409 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 185.253 × 3.000 / 2
= 277.879 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 208.409 x 1000000 / 2550000.0 = 81.729 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 277.879 x 1000 / 4444 = 62.529 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (81.729 + 81.729) / 81.729

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 81.729 MPa ---> O.K

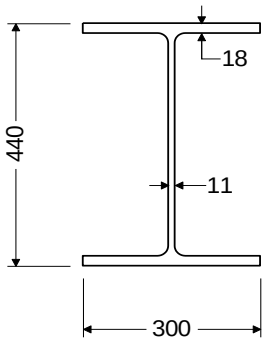
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 62.529 MPa ---> O.K

8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

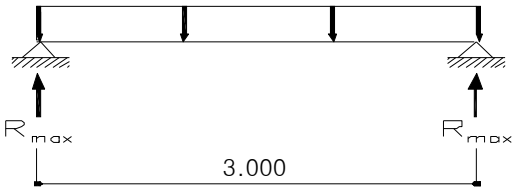
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 212.958 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS13 : 굴착 12.913 m)

P = 212.958 × 3.00 m / 1 ea = 638.873 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 638.873 / (13 × 3.000)
= 196.576 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 196.576 × 3.000 ^{2} / 8
= 221.148 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 196.576 × 3.000 / 2
= 294.864 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 221.148 x 1000000 / 2550000.0 = 86.725 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 294.864 x 1000 / 4444 = 66.351 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (86.725 + 86.725) / 86.725

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 86.725 MPa ---> O.K

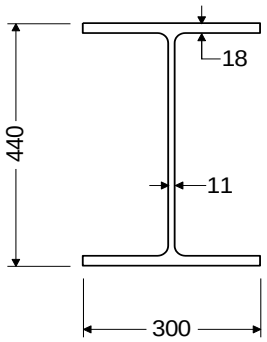
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 66.351 MPa ---> O.K

8.7 강관버팀보-6단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

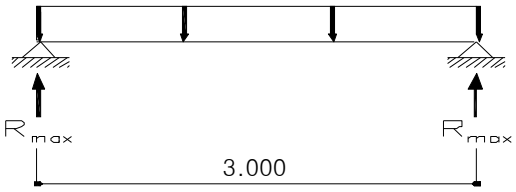
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 209.206 kN/m ---> 강관버팀보-6단 (CS26 : PECK)

P = 209.206 × 3.00 m / 1 ea = 627.619 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 627.619 / (13 × 3.000)
= 193.114 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 193.114 × 3.000^2 / 8
= 217.253 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 193.114 × 3.000 / 2
= 289.671 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 217.253 x 1000000 / 2550000.0 = 85.197 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 289.671 x 1000 / 4444 = 65.182 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (85.197 + 85.197) / 85.197

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 85.197 MPa ---> O.K

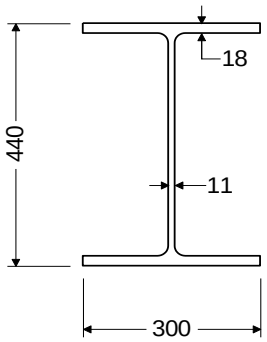
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 65.182 MPa ---> O.K

8.8 강관버팀보-7단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

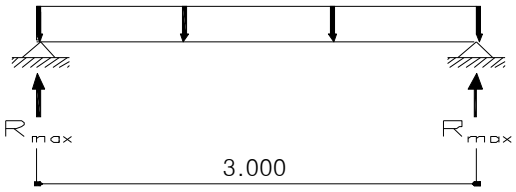
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 198.999 kN/m ---> 강관버팀보-7단 (CS32 : 버팀보8단 해체)

P = 198.999 × 3.00 m / 1 ea = 596.996 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 596.996 / (13 × 3.000)
= 183.691 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 183.691 × 3.000 ^{2} / 8
= 206.653 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 183.691 × 3.000 / 2
= 275.537 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 206.653 x 1000000 / 2550000.0 = 81.040 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 275.537 x 1000 / 4444 = 62.002 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (81.040 + 81.040) / 81.040

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 81.040 MPa ---> O.K

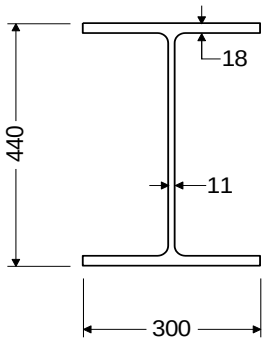
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 62.002 MPa ---> O.K

8.9 강관버팀보-8단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

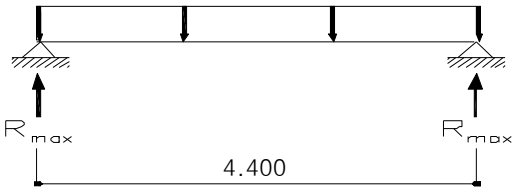
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 4.400 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 147.450 kN/m ---> 강관버팀보-8단 (CS31 : 벽체 타설)

P = 147.450 × 4.40 m / 1 ea = 648.778 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 648.778 / (13 × 4.400)
= 136.107 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 136.107 × 4.400 ^{2} / 8
= 329.380 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 136.107 × 4.400 / 2
= 299.436 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 329.380 x 1000000 / 2550000.0 = 129.168 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 299.436 x 1000 / 4444 = 67.380 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (129.168 + 129.168) / 129.168

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 4400 / 300

= 14.667 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (14.667 − 4.6))

= 129.301 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 129.301 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 129.301 MPa > f_b = 129.168 MPa ---> O.K

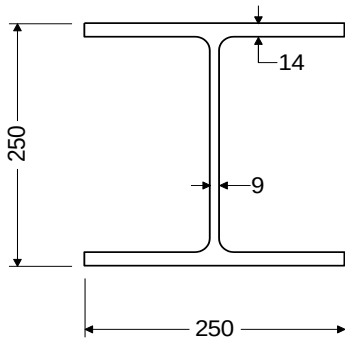
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 67.380 MPa ---> O.K

8.10 앵커-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

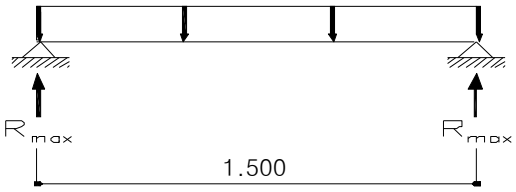
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



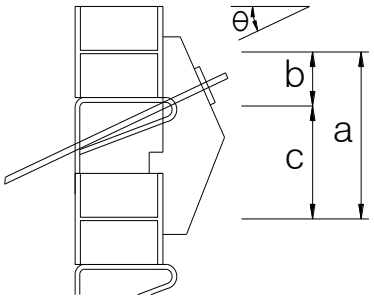
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 259.102 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 259.102 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 160.336$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 160.336 / (13 \times 1.500)$
$= 98.668$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 98.668 \times 1.500^2 / 8$
$= 27.750$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 98.668 \times 1.500 / 2$
$= 74.001$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 27.750 x 1000000 / 867000.0 = 32.007 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 74.001 x 1000 / 1998 = 37.038 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (32.007 + 32.007) / 32.007

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 153.578 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 153.578 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 153.578 MPa > f_b = 32.007 MPa ---> O.K

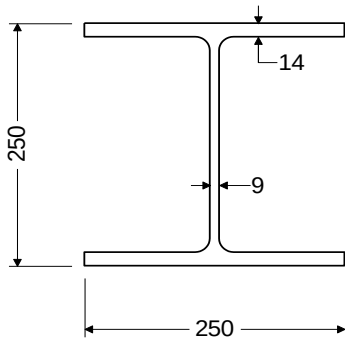
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 37.038 MPa ---> O.K

8.11 앵커-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

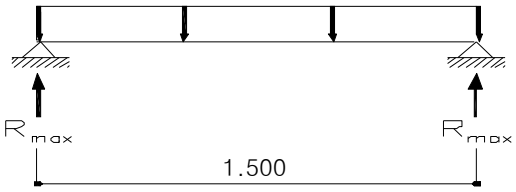
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



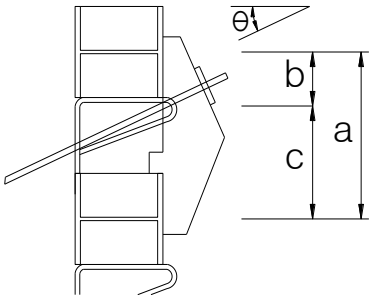
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 264.526 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 264.526 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 163.693$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 163.693 / (13 \times 1.500)$
$= 100.734$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 100.734 \times 1.500^2 / 8$
$= 28.331$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 100.734 \times 1.500 / 2$
$= 75.550$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 28.331 x 1000000 / 867000.0 = 32.678 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 75.550 x 1000 / 1998 = 37.813 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (32.678 + 32.678) / 32.678

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 153.578 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 153.578 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 153.578 MPa > f_b = 32.678 MPa ---> O.K

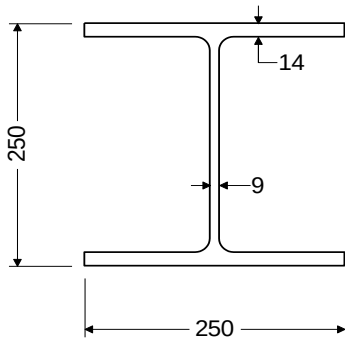
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 37.813 MPa ---> O.K

8.12 앵커-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

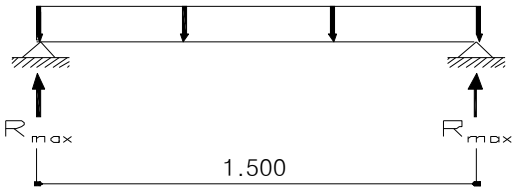
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



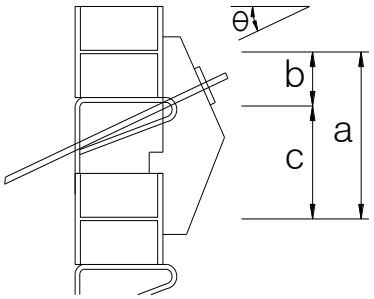
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 258.870 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 258.870 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 160.193$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 160.193 / (13 \times 1.500)$
$= 98.580$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 98.580 \times 1.500^2 / 8$
$= 27.726$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 98.580 \times 1.500 / 2$
$= 73.935$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 27.726 x 1000000 / 867000.0 = 31.979 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 73.935 x 1000 / 1998 = 37.005 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (31.979 + 31.979) / 31.979

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 153.578 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 153.578 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 153.578 MPa > f_b = 31.979 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 37.005 MPa ---> O.K

9.측면말뚝 설계

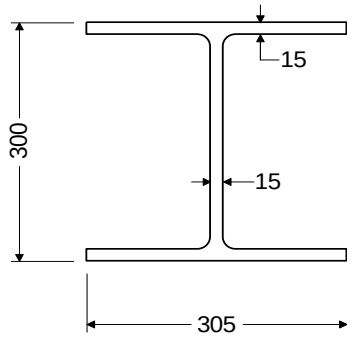
9.1 흙막이벽(우)-H-PILE

가. 설계제원

(1) 측면말뚝의 설치간격 : 1.500 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
A_w (mm^2)	4050
R_x (mm)	126



나. 단면력 산정

가. 주형보 반력	=	346.683	kN			
나. 주형 지지보의 자중	=	2.014	kN			
다. 측면말뚝 자중	=	26.646	kN			
라. 버팀보 자중	=	18.779	kN			
마. 띠장 자중	=	21.396	kN			
바. 지보재 수직분력	=	203.432	kN ×	1.500	=	305.149 kN
사. 지장물 자중	=	50.000	kN			
∑ P_s	=	770.666	kN			

최대모멘트, M_{max} = 27.314 kN·m/m ---> 흙막이벽(우)-H-PILE (CS28 : 하단슬래브 타설)

최대전단력, S_{max} = 26.875 kN/m ---> 흙막이벽(우)-H-PILE (CS28 : 하단슬래브 타설)

▶ Pmax = 770.666 kN

▶ Mmax = 27.314 × 1.500 = 40.970 kN·m

▶ Smax = 26.875 × 1.500 = 40.313 kN

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.970 x 1000000 / 1440000.0 = 28.452 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 770.666 x 1000 / 13480 = 57.171 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 40.313 x 1000 / 4050 = 9.954 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190

= 213.750 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 1.373

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (85.623 − 28.719) / 85.623

= 0.665

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 190.000

= 213.750 MPa

L / R = 3500 / 126

27.778 ---> 16 < Lx/Rx ≤ 80.1 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (27.778 − 16))

= 196.658 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 196.658 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3500 / 305

= 11.475 ---> 4 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 3.91 x (11.475 − 4))

= 180.868 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 180.868 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (27.778)^2

= 1749.600 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 110

= 123.750 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 196.658 MPa > f_c = 57.171 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 180.868 MPa > f_b = 28.452 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 123.750 MPa > τ = 9.954 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{57.171}{196.658} + \frac{28.452}{180.868 \times (1 - (57.171 / 1749.600))}$

= 0.453 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 57.171 + \frac{28.452}{1 - (57.171 / 1749.600)}$$

$$= 86.584 < f_{cal} = 213.750 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.453 , 0.405)
= 0.453 < 1.0 ---> O.K

바. 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 = 3.0 mm ---> 흙막이벽(우)-H-PILE (CS28 : 하단슬래브 타설)

▶ 허용수평변위 = 최종 굴착깊이의 0.2 %
= 22.638 x 1000 x 0.002 = 45.276 mm

∴ 최대 수평변위 < 허용 수평변위 ---> O.K

사. 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 770.67 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 140 \cdot q_u^{(1/2)} \cdot A_t^{(2/5)} \cdot A_i^{(1/3)}$

여기서, q_u(암석의 일축압축강도) = 1223.659 $tonf/m^2$
A_t(말뚝선단부 순단면적) = 0.01350 m^2
A_i(말뚝선단부 선단 심부면적) = 0.07800 m^2

$= 140 \times 1223.659^{1/2} \times 0.01350^{2/5} \times 0.07800^{1/3}$
= 373.930 tonf
= 3667.00 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 3667.00 / 2.0
= 1833.499 kN

∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

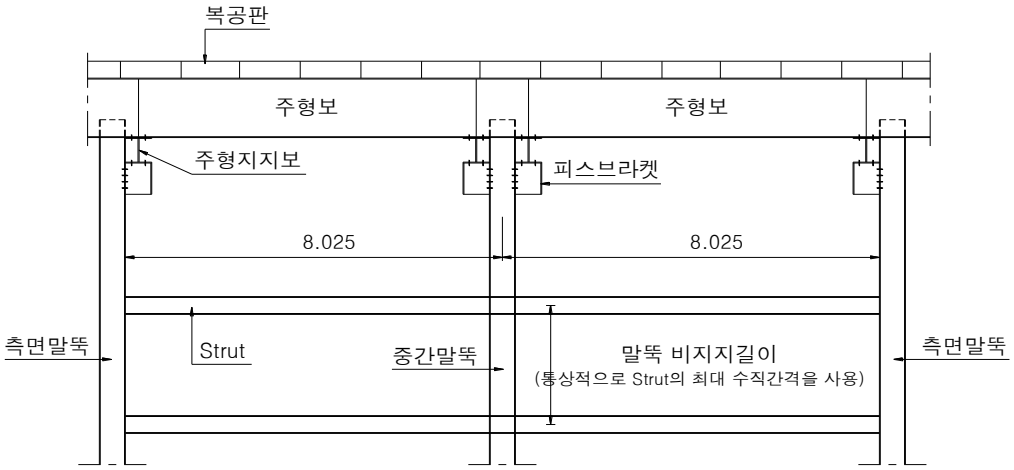
10.중간말뚝 설계

10.1 설계제원

가. 계산지간 : 8.025 + 8.025 = 16.050 m

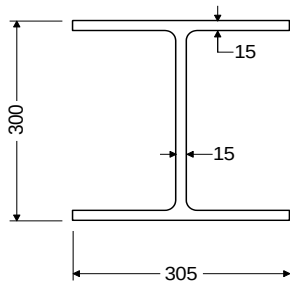
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



10.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 26.646 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 7.440 kN

(3) 버팀보 자중 = 75.114 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 25.380 kN

$\sum P_s$ = 135.640 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.563 x 8.025) / 2 = 22.321 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.563 x 8.025) / 2 = 22.321 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 8.025)

= 0.312 > 0.3 이므로

∴ Use, i = 0.300 적용

라. 전륜,후륜하중에 의한 활하중

(1) 후륜하중

① DB- 24 : P_{r1} = 96 x (1 + 0.300) = 124.800 kN

② DB- 18 : P_{r2} = 72 x (1 + 0.300) = 93.600 kN

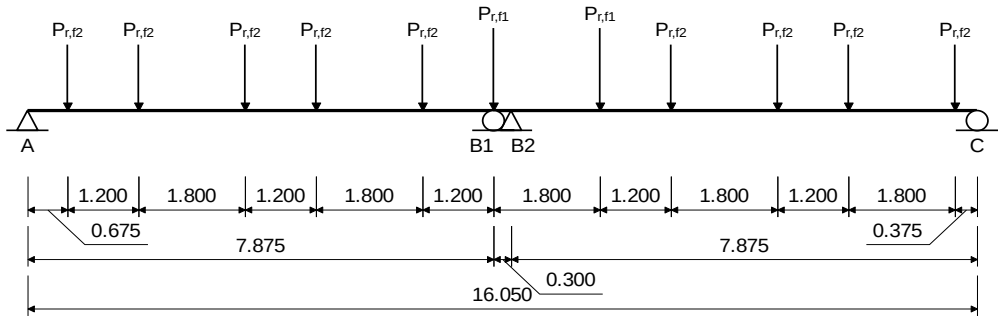
(2) 전륜하중

① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

② DB- 18 : P_{f2} = 18 x (1 + 0.300) = 23.400 kN

마. 활하중 산정 **(차량진행방향에 직각)**

① **3.0** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 7.875 + 93.600 x 6.675 + 93.600 x 4.875 + 93.600 x 3.675 + 93.600 x 1.875 + 93.600 x 0.675) / 7.875

= 336.069 kN

R_{B2} = (124.800 x 6.375 + 93.600 x 5.175 + 93.600 x 3.375 + 93.600 x 2.175 + 93.600 x 0.375) / 7.875

= 232.960 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 336.069 x 0.90 = 302.462 kN

P_{r2} = 232.960 x 0.90 = 209.664 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 7.875 + 23.400 x 6.675 + 23.400 x 4.875 + 23.400 x 3.675 + 23.400 x 1.875 + 23.400 x 0.675) / 7.875

= 84.017 kN

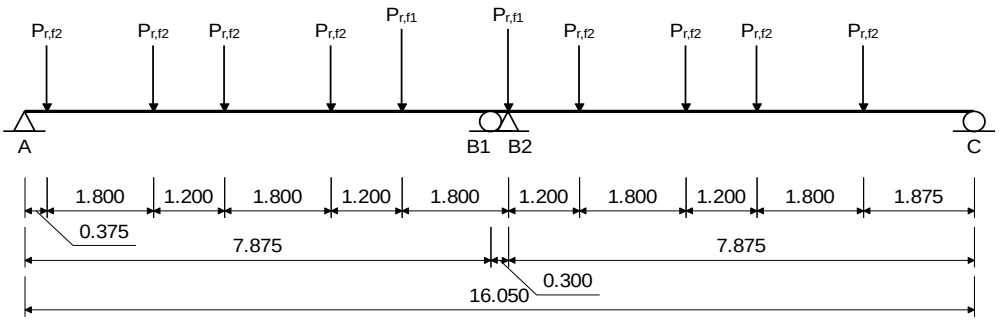
R_{B2} = (31.200 x 6.375 + 23.400 x 5.175 + 23.400 x 3.375 + 23.400 x 2.175 + 23.400 x 0.375) / 7.875

= 58.240 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 84.017 x 0.90 = 75.615 kN

P_{f2} = 58.240 x 0.90 = 52.416 kN

② **2.5** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 6.375 + 93.600 x 5.175 + 93.600 x 3.375 + 93.600 x 2.175 + 93.600 x 0.375) / 7.875
= 232.960 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.875 + 93.600 x 6.675 + 93.600 x 4.875 + 93.600 x 3.675 + 93.600 x 1.875) / 7.875
= 328.046 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 232.960 x 1.00 = 232.960 kN
P_{r2} = 328.046 x 1.00 = 328.046 kN

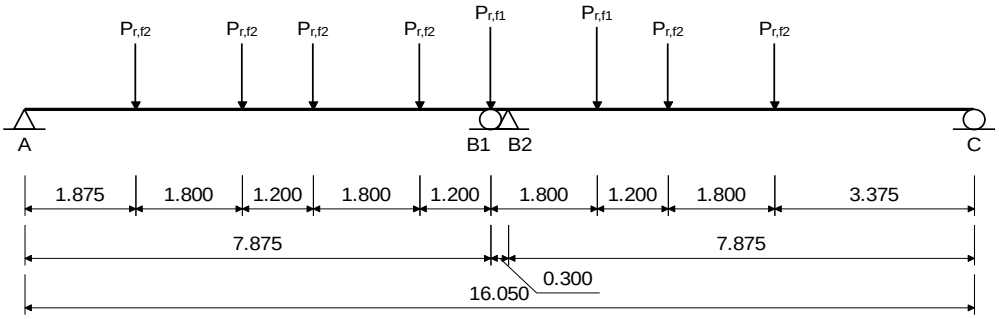
▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 6.375 + 23.400 x 5.175 + 23.400 x 3.375 + 23.400 x 2.175 + 23.400 x 0.375) / 7.875
= 58.240 kN

R_{B2} = (31.200 x 7.875 + 23.400 x 6.675 + 23.400 x 4.875 + 23.400 x 3.675 + 23.400 x 1.875) / 7.875
= 82.011 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 58.240 x 1.00 = 58.240 kN
P_{f2} = 82.011 x 1.00 = 82.011 kN

③ **2.0** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 7.875 + 93.600 x 6.675 + 93.600 x 4.875 + 93.600 x 3.675 + 93.600 x 1.875) / 7.875
= 328.046 kN

R_{B2} = (124.800 x 6.375 + 93.600 x 5.175 + 93.600 x 3.375) / 7.875
= 202.651 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 328.046 x 1.00 = 328.046 kN
P_{r2} = 202.651 x 1.00 = 202.651 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

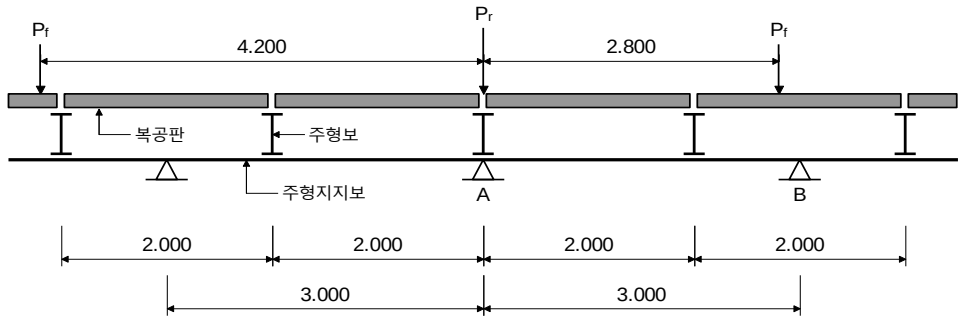
R_{B1} = (31.200 x 7.875 + 23.400 x 6.675 + 23.400 x 4.875 + 23.400 x 3.675 + 23.400 x 1.875) / 7.875
= 82.011 kN

R_{B2} = (31.200 x 6.375 + 23.400 x 5.175 + 23.400 x 3.375) / 7.875
= 50.663 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 82.011 x 1.00 = 82.011 kN

P_{f2} = 50.663 x 1.00 = 50.663 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (328.046 x 3.000 + 82.011 x 0.200) / 3.000

= 333.513 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} x 3.00 / 2.00

= 333.513 + 22.321 x 3.00 / 2.00 = 366.995 kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

R_2 = (328.046 x 3.000 + 82.011 x 0.200) / 3.000

= 333.513 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} x 3.00 / 2.00

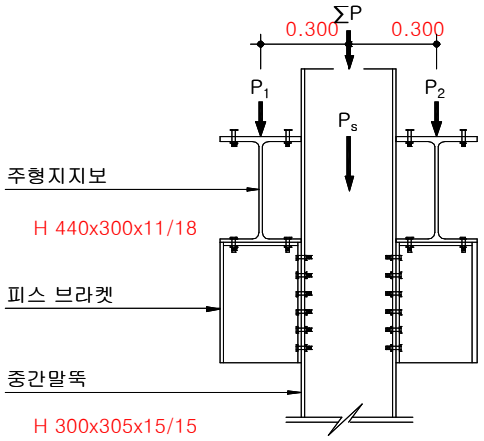
= 333.513 + 22.321 x 3.00 / 2.00 = 366.995 kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P$ = P_1 + P_2 + P_s

= 366.995 + 366.995 + 135.640 = 869.630 kN

10.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , f_c = ∑P / A = 289.877 x 1000 / 13480 = 21.504 MPa

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 110.098 x 1000000 / 1440000 = 76.457 MPa

여기서, M_{max} = P_2 x e = 366.995 x 0.300 = 110.098 kN·m

나. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190

= 213.750 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 2.787

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (97.961 − −54.953) / 97.961

= 1.561

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 190.000

= 213.750 MPa

L_x / R_x = 5000 / 126

39.683 ---> 16 < Lx/Rx ≤ 80.1 이므로

f_{cagx} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (39.683 − 16))

= 179.381 MPa

f_{cax} = f_{cagx} · f_{cal} / f_{cao}

= 179.381 MPa

L_y / R_y = 5000 / 72.6

68.871 ---> 16 < Ly/Ry ≤ 80.1 이므로

f_{cagy} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (68.871 − 16))

= 137.022 MPa

f_{cay} = f_{cagy} · f_{cal} / f_{cao}

= 137.022 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 137.022 MPa

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 5000 / 305$

$= 16.393$ ---> $4 < L/B \leq 30$ 이므로

$f_{bag} = 1.25 \times 0.9 \times (190 - 3.91 \times (16.393 - 4))$

$= 159.234$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$

$= 159.234$ MPa

$f_{eax} = 1.25 \times 0.9 \times 1200000 / (39.683)^2$

$= 857.304$ MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 137.022$ MPa > $f_c = 21.504$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 159.234$ MPa > $f_b = 76.457$ MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{21.504}{137.022} + \dfrac{76.457}{159.234 \times (1 - (21.504 / 857.304))}$

$= 0.649 < 1.0$ ---> O.K

$f_c + \dfrac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$= 21.504 + \dfrac{76.457}{1 - (21.504 / 857.304)}$

$= 99.929 < f_{cal} = 213.750$ ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.649 , 0.468)

= 0.649 < 1.0 ---> O.K

10.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , $P_{max} = 289.88$ kN (중앙말뚝 간격 4.0M 미만시 반력의 1/3 적용)

▶ 안전율 , $Fs = 2.0$

▶ 극한지지력 , $Q_u = 140 \cdot q_u^{(1/2)} \cdot A_t^{(2/5)} \cdot A_i^{(1/3)}$

여기서, q_u(암석의 일축압축강도) = 713.8013 tonf/m^2

A_t(말뚝선단부 순단면적) = 0.01350 m^2

A_i(말뚝선단부 선단 심부면적) = 0.07800 m^2

$= 140 \times 713.8013^{1/2} \times 0.01350^{2/5} \times 0.07800^{1/3}$

$= 285.594$ tonf

$= 2800.72$ kN

▶ 허용지지력 , $Q_{ua} = 2800.72 / 2.0$

$= 1400.358$ kN

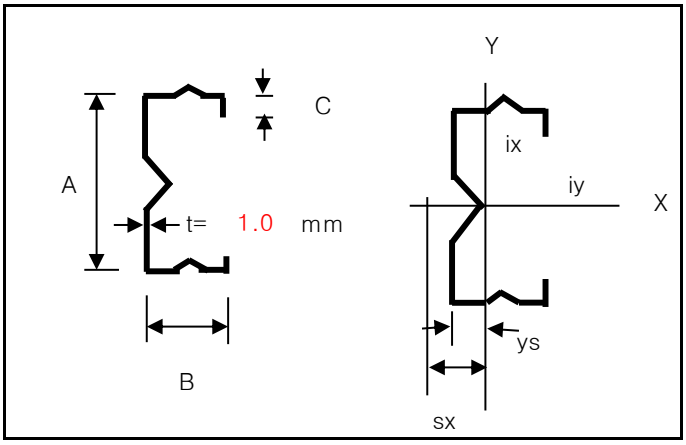
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

11. 흙막이 벽체 설계

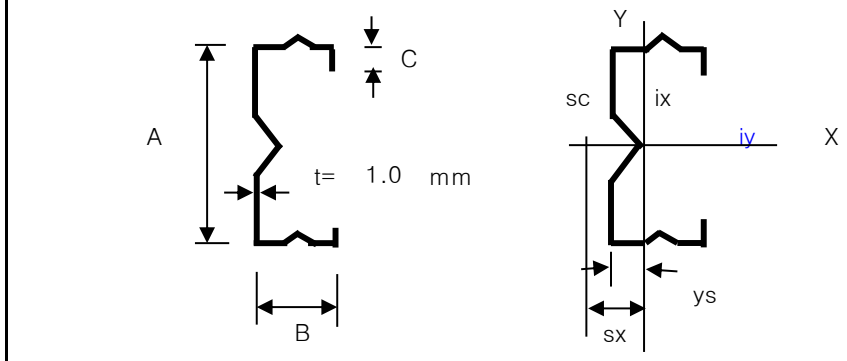
11.1 흙막이벽(우)-H-PILE 설계 (22.64m ~ 22.64m)

가. 설계제원

폭 (B, mm)	200.0
두께 (t, mm)	1.0
H-Pile 수평간격(mm)	1500.0
H-Pile 폭(mm)	305.0
강재 재질	SGC570
강재의 허용 휨압축응력(MPa)	338.0
강재의 허용 전단응력(MPa)	209.3



종 류	단면계수 Zyi(mm^3)		WEB 단면적 Aw(mm^2)
	인장측	압축측	
200×100×50×1.0t	22580	23230	196.00



나. 설계지간

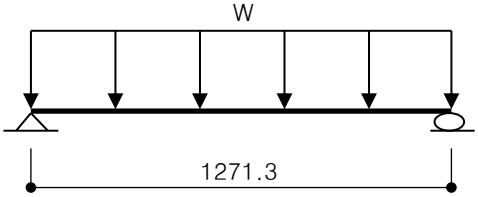
설계지간 (L) = 1500.0 - 3 x 305.0 / 4 = 1271.3 mm

다. 단면력 산정

p_{max} = 0.0000 MPa ---> (:최대토압)

W_{max} = 토류판에 작용하는 등분포하중(토압) x 토류판 높이(H)

= 0.0 kN/m^2 x 0.2000 m = 0.0 kN/m



M_{max} = W_{max} x L^2 / 8 = 0.0 x 1.27^2 / 8 = 0.0 kN·m

S_{max} = W_{max} x L / 2 = 0.0 x 1.27 / 2 = 0.0 kN

라. 강재토류판에 작용하는 응력 산정

휨응력 (f_{b1}) = M_{max} / Z_{yi} = 0 / 22,580 = 0.00 MPa (인장연)

휨응력 (f_{b2}) = M_{max} / Z_{yi} = 0 / 23,230 = 0.00 MPa (압축연)

전단응력(τ) = S_{max} / A_w = 0 / 196 = 0.00 MPa

마. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 허용 휨 압축응력

f_{ba1} = 1.50 × 0.90 × 270 = 364.500 MPa

f_{ba2} = 보정계수 × 저감계수 × { fa − 6.64 (ℓ / b − 3.4) }

= 1.50 × 0.90 × { 270 − 6.6 × (1,271 / 200 − 3.4) }

= 338.000 MPa

여기서, ℓ = 1,271 mm [설계지간]

b = 200 mm [압축플랜지폭]

ℓ/b = 6.356 이므로,

∴ f_{ba} = 338.000 MPa

▶ 허용 휨 인장응력

f_{ba} = 364.500 MPa

▶ 허용 전단 응력

τ_a = 1.50 × 0.90 × 155 = 209.250 MPa

바. 응력검토

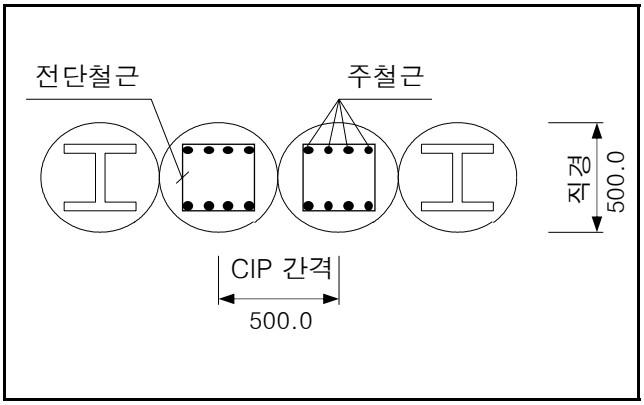
− 휨 인장응력	f_b =	0.00	MPa	<	f_{ba} =	364.50	MPa	·····	O.K
− 휨 압축응력	f_b =	0.00	MPa	<	f_{ba} =	338.00	MPa	·····	O.K
− 전단응력	τ =	0.00	MPa	<	τ_a =	209.25	MPa	·····	O.K

12. C.I.P 설계

12.1 흙막이벽(우)-C.I.P (0.00m ~ 22.64m)

가. 설계 제원

C.I.P 직경(D, mm)	500.0
C.I.P 설치간격 (C.T.C, mm)	500.0
H-pile 제원	H 300x305x15/15
H-pile 설치간격 (C.T.C, mm)	1500.0
콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}, MPa)	24.0
철근 항복강도 (f_y, MPa)	400.0
콘크리트 설계기준강도 저감계수	1
허용응력보정계수	1.25
탄성계수비(n)	9.0
피복두께(mm)	50.0



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 160.574 kN·m/m ---> 흙막이벽(우)-C.I.P (CS11 : 굴착 11.313 m)

= 160.574 (kN·m/m) × 0.50 m (C.I.P 설치간격) = 80.287 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 170.060 kN/m ---> 흙막이벽(우)-C.I.P (CS9 : 굴착 9.513 m)

= 170.060 (kN/m) × 0.50 m (C.I.P 설치간격) = 85.030 kN

다. C.I.P의 허용 응력

(1) 콘크리트 허용압축강도 (f_{ca})

f_{ck}' = 1 × 24.000 = 24.000 MPa

f_{ca} = 보정계수 × (0.4 × f_{ck}') = 1.25 × (0.4 × 24.000)

= 12.000 MPa

(2) 콘크리트 허용전단강도 (τ_a)

τ_{ca} = 보정계수 × (0.08 × $\sqrt{f_{ck}'}$) = 1.25 × (0.08 × $\sqrt{24.000}$)

= 0.490 MPa

(3) 철근의 허용 인장응력 (f_{sa})

f_{sa} = 보정계수 × (0.5 × f_y)

= 1.25 × Min. (0.5 × 400.000 , 180 MPa)

= 225.000 MPa

라. 철근량 검토

(1) 환산단면

$$\frac{\pi \times D^4}{64} = \frac{B \times B^3}{12} \rightarrow \frac{\pi \times 500.0^4}{64} = \frac{B^4}{12} \rightarrow B = 438.0 \text{ mm}$$

(2) 환산 단면적 : $B \times H = 438 \times 438$

$b = 438$ mm, $d = 438 - 50.0 = 388.0$ mm

$$k_0 = \frac{n \times f_{ca}}{n \times f_{ca} + f_{sa}} = \frac{9 \times 12.000}{9 \times 12.000 + 225.00} = 0.324 \text{ (평형철근비)}$$

$$j_0 = 1 - \frac{k_0}{3} = 1 - \frac{0.324}{3} = 0.892$$

(3) 휨에 대한 검토

$$\text{소요철근량} = \frac{M_{max}}{f_{sa} \times j \times d} = \frac{80.287 \times 1000000}{225 \times 0.892 \times 388.0} = 1031.051 \text{ mm}^2$$

사용철근량 (A_s) : 3 ea D 22 = 1161.3 mm^2

소요철근량 < 사용철근량 ---> O.K

스트럿에 의한 축력의 작용방향과 토압의 작용방향은 서로 반대이므로 양측에 모두 배근해야 하므로

※ 철근 : 6 ea D 22 사용 (A_s = 2322.6 mm^2)

(4) 전단에 대한 검토

$$\tau = \frac{S_{max}}{b \times d} = \frac{85.030 \times 1000}{438.0 \times 388.0} = 0.500 \text{ MPa}$$

$\therefore \tau > \tau_{ca} = 0.490$ MPa ---> N.G 최소전단철근 배치

$\tau' = \tau - \tau_{ca}$

$= 0.500 - 0.490$

$= 0.010$ MPa

$\therefore$ 사용철근량 (A_v) : 2 ea D 13 = 253.4 mm^2

$\therefore$ s = 300 mm 간격으로 배치

$$A_{v\,req} = \frac{\tau' \cdot s \cdot b}{f_{sa}} = \frac{0.010 \times 300.0 \times 438.0}{225.000} = 6.1 \text{ mm}^2$$

사용철근량(A_v) > 필요철근량($A_{v\,req}$) → O.K

$$\tau_{sa} = \frac{A_v \cdot f_{sa}}{s \cdot b} = \frac{253.400 \times 225.000}{300.000 \times 438.0} = 0.434 \text{ MPa}$$

$\tau_a = \tau_{ca} + \tau_{sa} = 0.490 + 0.434 = 0.924$ MPa

$\therefore \tau_a > \tau = 0.500$ MPa ---> O.K

마. 응력 검토

(1) 압축응력 검토

$$\rho = 1161.3 / (388.0 \times 438.0) = 0.0068$$

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

$$= \sqrt{(9 \times 0.0068)^2 + 2 \times 9 \times 0.0068} - 9 \times 0.0068 = 0.295$$

$$j = 1 - (k / 3) = 1 - (0.295 / 3) = 0.902$$

$$f_c = \frac{2 \cdot M_{max}}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 80.287 \times 1000000}{0.295 \times 0.902 \times 438.0 \times 388.0^{2}} = 9.165 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_c < f_{ca} = 12.000 \text{ MPa} \quad ---> \text{O.K}$$

(2) 인장응력 검토

$$f_s = \frac{M_{max}}{p \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{M_{max}}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{80.287 \times 1000000}{1161.300 \times 0.902 \times 388.0} = 197.566 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_s < f_{sa} = 225.000 \text{ MPa} \quad ---> \text{O.K}$$

13. 탄소성 입력 데이터

13.1 해석종류 : 탄소성보법

13.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

13.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 20 m, 굴착폭 = 8.025 m, 최대굴착깊이 = 22.638 m, 전모델높이 = 40 m

13.4 지층조건

번호	이름	깊이 (m)	γt (kN/m³)	γsat (kN/m³)	C (kN/m²)	ϕ ([deg])	N값	지반탄성계수 (kN/m²)	수평지반 반력계수 (kN/m³)
1	매립토	2.50	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(점토)	11.10	17.00	18.00	20.00	15.00	4	-	14000.00
3	풍화토	14.20	20.00	21.00	21.00	29.00	50	-	31000.00
4	풍화암	16.90	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
5	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
6	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	30	30000.00	27500.00

13.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)-C.I.P	C.I.P. [환산단면 적용]	H 300x305x15/15	SM490	22.638	1.5
2	흙막이벽(우)-H-PILE	H-Pile	H 300x305x15/15	SM490	25.138	1.5

13.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.9	2	8.025	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x12	SS400	2.713	3	8.025	150	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x12	SS400	5.013	3	8.025	150	1
4	강관버팀보-3단	P 406.4x12	SS400	7.013	3	8.025	150	1
5	강관버팀보-4단	P 406.4x12	SS400	9.013	3	8.025	150	1
6	강관버팀보-5단	P 406.4x12	SS400	10.813	3	8.025	150	1
7	강관버팀보-6단	P 406.4x12	SS400	12.413	3	8.025	150	1
8	강관버팀보-7단	P 406.4x12	SS400	14.613	3	8.025	100	1
9	강관버팀보-8단	P 406.4x12	SS400	16.313	4.4	8.025	150	1

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	설치각도 [(deg)]	자유장 (강축길이) (m)	초기작용력 (kN)
1	앵커-1단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	17.813	1.5	30	9	200
2	앵커-2단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	19.313	1.5	30	8	200
3	앵커-3단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	20.813	1.5	30	7	200

13.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브2	16.698	0	6.725	C27	1.4	-
2	슬래브1	21.938	0	6.725	C27	1.4	-
3	벽체1	6.725	15.998	22.638	C27	1.6	뒤채움

13.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

13.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 4.8 m, 수위차 = 9.4 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	1.40	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	3.21	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	5.51	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	7.51	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	강관버팀보-3단		-	-	-	-	X	X
9	9.51	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	강관버팀보-4단		-	-	-	-	X	X
11	11.31	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	강관버팀보-5단		-	-	-	-	X	X
13	12.91	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	강관버팀보-6단		-	-	-	-	X	X
15	15.11	-	-	-	-	-	-	O	X
16	-	강관버팀보-7단		-	-	-	-	X	X
17	16.81	-	-	-	-	-	-	X	X
18	-	강관버팀보-8단		-	-	-	-	X	X
19	18.31	-	-	-	-	-	-	X	X
20	-	앵커-1단		-	-	-	-	X	X
21	19.81	-	-	-	-	-	-	X	X
22	-	앵커-2단		-	-	-	-	X	X
23	21.31	-	-	-	-	-	-	X	X
24	-	앵커-3단		-	-	-	-	X	X
25	22.64	-	-	-	-	-	-	X	X
26	-	-	-	-	-	-	경험토압	X	X
27	-		앵커-3단	-	-	-	-	O	X
28	-	-	-	21.238	-	-	-	O	X
29	-		앵커-2단	-	-	-	-	O	X

30	-		앵커-1단	-	-	-	-	O	X
31	-	-	-	18.038	-	-	-	O	X
32	-		강관버팀보-8단	-	-	-	-	O	X
33	-	-	-	15.998	-	-	-	O	X

14. 해석 결과
14.1 전산 해석결과 집계

14.1.1 흙막이벽체 부재력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.

시공단계	굴착 깊이	전단력 (kN)				모멘트 (kN·m)			
		Max	깊이	Min	깊이	Max	깊이	Min	깊이
	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)
CS1 : 굴착 1.4 m	1.40	16.46	2.1	-9.04	5.5	8.44	9.5	-27.78	3.2
CS2 : 생성 주형보	1.40	16.46	2.1	-9.04	5.5	8.44	9.5	-27.78	3.2
CS3 : 굴착 3.213 m	3.21	19.69	11.1	-21.37	0.9	12.85	9.5	-13.86	12.4
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.21	30.29	2.7	-19.85	2.7	14.98	9.0	-31.11	2.7
CS5 : 굴착 5.513 m	5.51	44.63	2.7	-55.94	2.7	24.75	5.5	-57.91	2.7
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.51	38.77	2.7	-41.92	2.7	26.63	8.9	-46.97	2.7
CS7 : 굴착 7.513 m	7.51	49.49	2.7	-111.51	5.0	84.86	7.4	-66.30	2.7
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	7.51	45.10	2.7	-81.11	5.0	53.29	8.0	-58.38	2.7
CS9 : 굴착 9.513 m	9.51	89.21	11.3	-170.06	7.0	149.21	9.0	-74.43	5.0
CS10 : 생성 강관버팀보-4단	9.51	73.51	11.3	-136.41	7.0	106.88	9.5	-63.33	5.0
CS11 : 굴착 11.313 m	11.31	82.70	12.4	-164.55	9.0	160.57	10.8	-66.51	5.0
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	11.31	67.00	12.4	-130.51	9.0	132.06	10.4	-65.70	5.0
CS13 : 굴착 12.913 m	12.91	100.35	14.2	-169.31	10.8	153.69	12.4	-74.21	16.9
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	12.91	84.71	14.2	-135.18	10.8	126.12	11.9	-64.36	16.9
CS15 : 굴착 15.113 m	15.11	147.09	15.1	-151.67	12.4	158.63	13.7	-123.11	16.9
CS16 : 생성 강관버팀보-7단	15.11	130.41	15.1	-145.12	10.8	152.71	13.2	-117.24	16.9
CS17 : 굴착 16.813 m	16.81	124.34	14.6	-139.18	12.4	134.67	13.2	-106.59	17.8
CS18 : 생성 강관버팀보-8단	16.81	123.87	14.6	-139.66	12.4	138.73	13.2	-108.52	17.4
CS19 : 굴착 18.313 m	18.31	129.80	14.6	-134.96	10.8	128.84	13.2	-68.66	18.7
CS20 : 생성 앵커-1단	18.31	124.75	14.6	-138.78	12.4	136.16	13.2	-121.44	17.8
CS21 : 굴착 19.813 m	19.81	127.00	14.6	-136.58	10.8	133.91	13.2	-115.20	17.8
CS22 : 생성 앵커-2단	19.81	124.11	14.6	-139.41	12.4	136.58	13.2	-118.66	17.8
CS23 : 굴착 21.313 m	21.31	124.64	14.6	-138.89	12.4	136.39	13.2	-124.07	17.8
CS24 : 생성 앵커-3단	21.31	123.84	14.6	-139.68	12.4	136.60	13.2	-114.13	17.8
CS25 : 굴착 22.638 m	22.64	123.71	14.6	-139.81	12.4	136.95	13.2	-119.02	17.8
CS26 : PECK	22.64	120.07	5.0	-165.10	12.4	75.08	13.7	-51.86	17.8
CS27 : 어스앵커3단 해체	22.64	84.66	16.3	-117.09	19.3	93.18	13.2	-117.25	17.8
CS28 : 하단슬래브 타설	22.64	84.61	16.3	-116.84	19.3	93.18	13.2	-117.09	17.8
CS29 : 어스앵커2단 해체	22.64	88.18	16.3	-88.23	7.0	90.15	13.2	-114.79	17.8
CS30 : 어스앵커1단 해체	22.64	82.83	14.6	-88.64	7.0	78.37	12.9	-70.95	16.3
CS31 : 벽체 타설	22.64	82.83	14.6	-88.64	7.0	78.37	12.9	-70.95	16.3
CS32 : 버팀보8단 해체	22.64	93.17	14.6	-105.83	14.6	55.37	10.0	-57.42	5.0
CS33 : 상단슬래브 타설	22.64	93.17	14.6	-105.83	14.6	55.37	10.0	-57.42	5.0
TOTAL		147.09	15.1	-170.06	7.0	160.57	10.8	-124.07	17.8

14.1.2 지보재 반력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

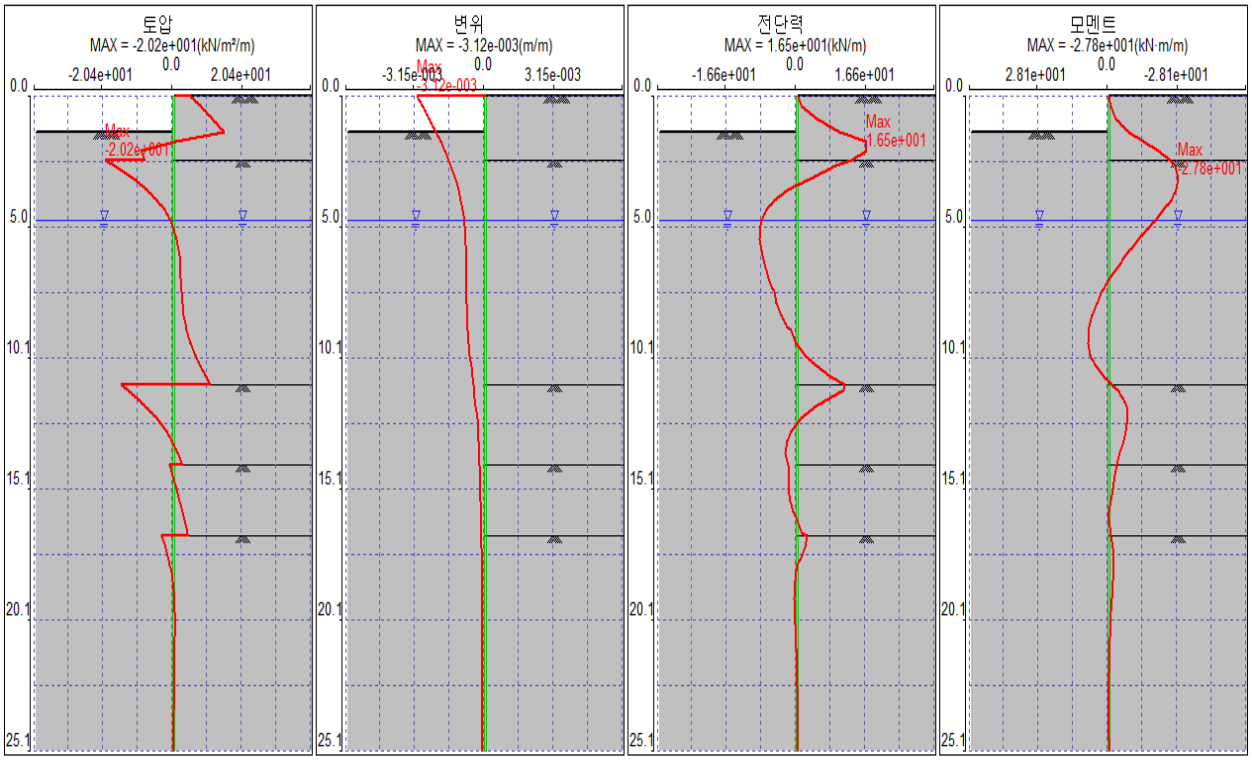
시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단	강관버팀보-3단	강관버팀보-4단
		0.9 (m)	2.713 (m)	5.013 (m)	7.013 (m)	9.013 (m)
CS1 : 굴착 1.4 m	1.40	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	1.40	0.00	-	-	-	-
CS3 : 굴착 3.213 m	3.21	26.05	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.21	5.17	50.14	-	-	-
CS5 : 굴착 5.513 m	5.51	-9.65	100.57	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.51	-3.61	80.69	50.00	-	-
CS7 : 굴착 7.513 m	7.51	-14.25	76.68	132.53	-	-
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	7.51	-9.89	78.18	98.63	50.00	-
CS9 : 굴착 9.513 m	9.51	-10.77	65.64	99.57	184.24	-
CS10 : 생성 강관버팀보-4단	9.51	-10.62	69.54	100.25	144.74	50.00
CS11 : 굴착 11.313 m	11.31	-8.96	66.11	85.38	146.85	200.69
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	11.31	-9.38	66.99	89.17	146.33	162.26
CS13 : 굴착 12.913 m	12.91	-8.64	67.34	83.46	129.55	173.89
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	12.91	-8.81	67.26	84.74	133.31	171.32
CS15 : 굴착 15.113 m	15.11	-8.70	67.66	84.09	127.57	162.57
CS16 : 생성 강관버팀보-7단	15.11	-8.71	67.58	84.11	128.50	164.85
CS17 : 굴착 16.813 m	16.81	-8.73	67.69	84.32	127.79	160.95
CS18 : 생성 강관버팀보-8단	16.81	-8.72	67.67	84.27	127.86	161.58
CS19 : 굴착 18.313 m	18.31	-8.73	67.68	84.37	127.99	160.92
CS20 : 생성 앵커-1단	18.31	-8.72	67.68	84.30	127.85	161.29
CS21 : 굴착 19.813 m	19.81	-8.73	67.68	84.32	127.94	161.30
CS22 : 생성 앵커-2단	19.81	-8.72	67.68	84.29	127.83	161.25
CS23 : 굴착 21.313 m	21.31	-8.72	67.68	84.30	127.85	161.31
CS24 : 생성 앵커-3단	21.31	-8.72	67.68	84.30	127.81	161.20
CS25 : 굴착 22.638 m	22.64	-8.72	67.68	84.29	127.81	161.24
CS26 : PECK	22.64	139.57	173.00	163.15	127.48	143.28
CS27 : 어스앵커3단 해체	22.64	-8.12	68.33	79.81	109.31	122.07
CS28 : 하단슬래브 타설	22.64	-8.12	68.33	79.81	109.31	122.07
CS29 : 어스앵커2단 해체	22.64	-8.12	68.32	79.84	109.44	122.15
CS30 : 어스앵커1단 해체	22.64	-8.14	68.32	79.96	109.72	121.71
CS31 : 벽체 타설	22.64	-8.14	68.32	79.96	109.72	121.71
CS32 : 버팀보8단 해체	22.64	-8.18	68.41	80.31	109.53	117.72
CS33 : 상단슬래브 타설	22.64	-8.18	68.41	80.31	109.53	117.72
TOTAL		139.57	173.00	163.15	184.24	200.69

시공단계	굴착 깊이	강관버팀보-5단	강관버팀보-6단	강관버팀보-7단	강관버팀보-8단	앵커-1단
		10.813 (m)	12.413 (m)	14.613 (m)	16.313 (m)	17.813 (m)
CS1 : 굴착 1.4 m	1.40	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	1.40	-	-	-	-	-
CS3 : 굴착 3.213 m	3.21	-	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.21	-	-	-	-	-
CS5 : 굴착 5.513 m	5.51	-	-	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.51	-	-	-	-	-
CS7 : 굴착 7.513 m	7.51	-	-	-	-	-
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	7.51	-	-	-	-	-
CS9 : 굴착 9.513 m	9.51	-	-	-	-	-
CS10 : 생성 강관버팀보-4단	9.51	-	-	-	-	-
CS11 : 굴착 11.313 m	11.31	-	-	-	-	-
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	11.31	50.00	-	-	-	-
CS13 : 굴착 12.913 m	12.91	212.96	-	-	-	-
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	12.91	176.49	50.00	-	-	-
CS15 : 굴착 15.113 m	15.11	199.35	166.30	-	-	-
CS16 : 생성 강관버팀보-7단	15.11	197.93	148.03	33.33	-	-
CS17 : 굴착 16.813 m	16.81	193.41	160.89	129.24	-	-
CS18 : 생성 강관버팀보-8단	16.81	194.46	159.70	113.31	34.09	-
CS19 : 굴착 18.313 m	18.31	191.81	156.83	132.95	81.39	-
CS20 : 생성 앵커-1단	18.31	193.79	159.75	121.05	46.52	133.33
CS21 : 굴착 19.813 m	19.81	193.16	158.02	121.95	57.09	134.82
CS22 : 생성 앵커-2단	19.81	193.91	160.34	121.77	44.62	132.87
CS23 : 굴착 21.313 m	21.31	193.84	159.78	120.50	45.46	133.28
CS24 : 생성 앵커-3단	21.31	193.91	160.66	122.79	44.62	132.65
CS25 : 굴착 22.638 m	22.64	194.01	160.66	121.77	42.91	132.60
CS26 : PECK	22.64	177.81	209.21	126.52	8.60	128.06
CS27 : 어스앵커3단 해체	22.64	126.63	69.06	76.70	73.99	137.30
CS28 : 하단슬래브 타설	22.64	126.63	69.08	76.74	73.99	137.29
CS29 : 어스앵커2단 해체	22.64	125.79	66.33	76.53	88.11	139.58
CS30 : 어스앵커1단 해체	22.64	122.39	60.14	92.88	147.45	-
CS31 : 벽체 타설	22.64	122.39	60.14	92.88	147.45	-
CS32 : 버팀보8단 해체	22.64	113.60	62.26	199.00	-	-
CS33 : 상단슬래브 타설	22.64	113.60	62.26	199.00	-	-
TOTAL		212.96	209.21	199.00	147.45	139.58

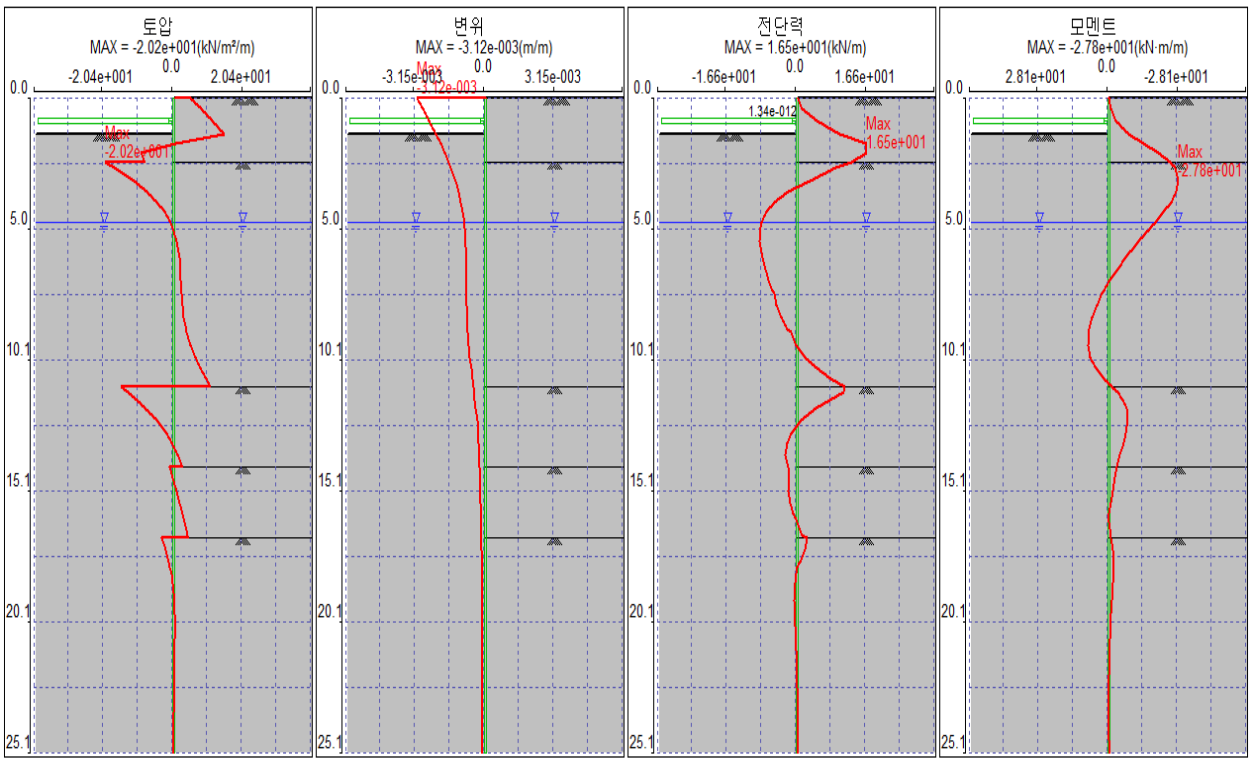
시공단계	굴착 깊이	앵커-2단	앵커-3단			
		19.313 (m)	20.813 (m)			
CS1 : 굴착 1.4 m	1.40	-	-			
CS2 : 생성 주형보	1.40	-	-			
CS3 : 굴착 3.213 m	3.21	-	-			
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.21	-	-			
CS5 : 굴착 5.513 m	5.51	-	-			
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.51	-	-			
CS7 : 굴착 7.513 m	7.51	-	-			
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	7.51	-	-			
CS9 : 굴착 9.513 m	9.51	-	-			
CS10 : 생성 강관버팀보-4단	9.51	-	-			
CS11 : 굴착 11.313 m	11.31	-	-			
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	11.31	-	-			
CS13 : 굴착 12.913 m	12.91	-	-			
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	12.91	-	-			
CS15 : 굴착 15.113 m	15.11	-	-			
CS16 : 생성 강관버팀보-7단	15.11	-	-			
CS17 : 굴착 16.813 m	16.81	-	-			
CS18 : 생성 강관버팀보-8단	16.81	-	-			
CS19 : 굴착 18.313 m	18.31	-	-			
CS20 : 생성 앵커-1단	18.31	-	-			
CS21 : 굴착 19.813 m	19.81	-	-			
CS22 : 생성 앵커-2단	19.81	133.33	-			
CS23 : 굴착 21.313 m	21.31	134.56	-			
CS24 : 생성 앵커-3단	21.31	132.51	133.33			
CS25 : 굴착 22.638 m	22.64	132.90	134.99			
CS26 : PECK	22.64	125.92	126.64			
CS27 : 어스앵커3단 해체	22.64	141.24	-			
CS28 : 하단슬래브 타설	22.64	141.21	-			
CS29 : 어스앵커2단 해체	22.64	-	-			
CS30 : 어스앵커1단 해체	22.64	-	-			
CS31 : 벽체 타설	22.64	-	-			
CS32 : 버팀보8단 해체	22.64	-	-			
CS33 : 상단슬래브 타설	22.64	-	-			
TOTAL		141.24	134.99			

14.2 시공단계별 단면력도

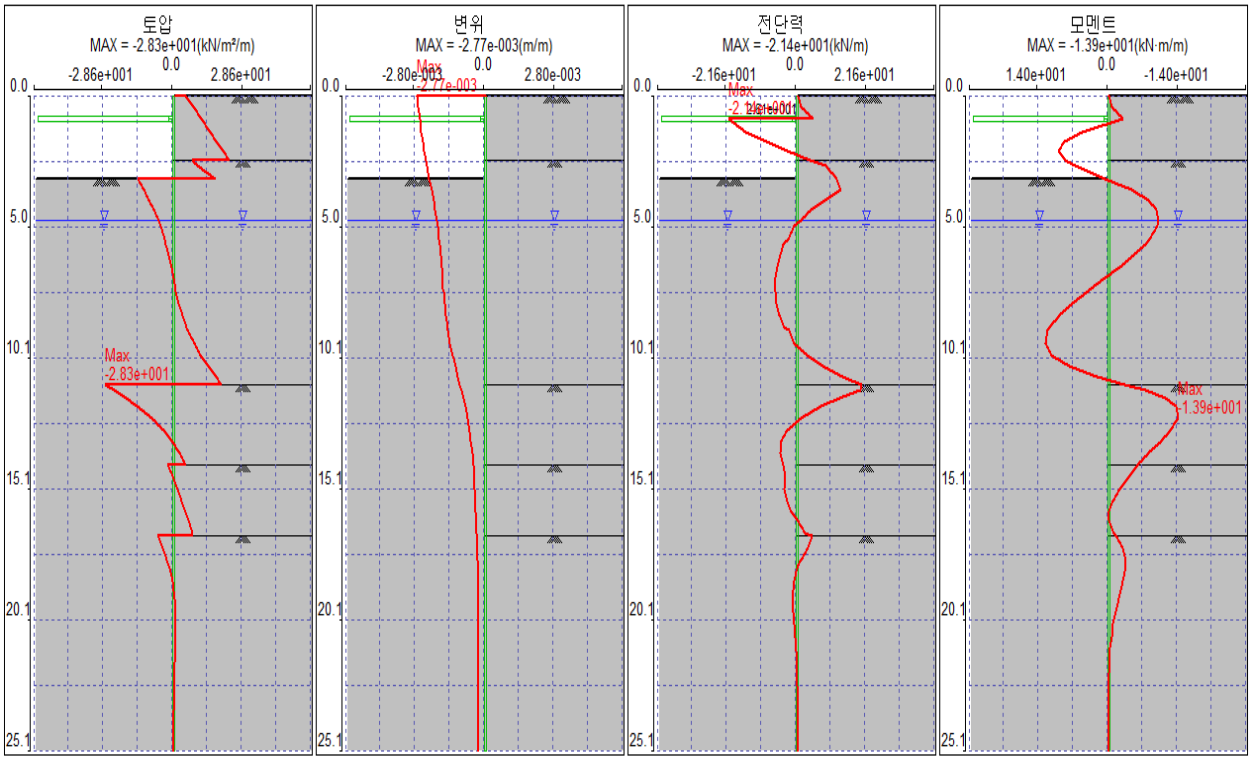
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 1.4 m]



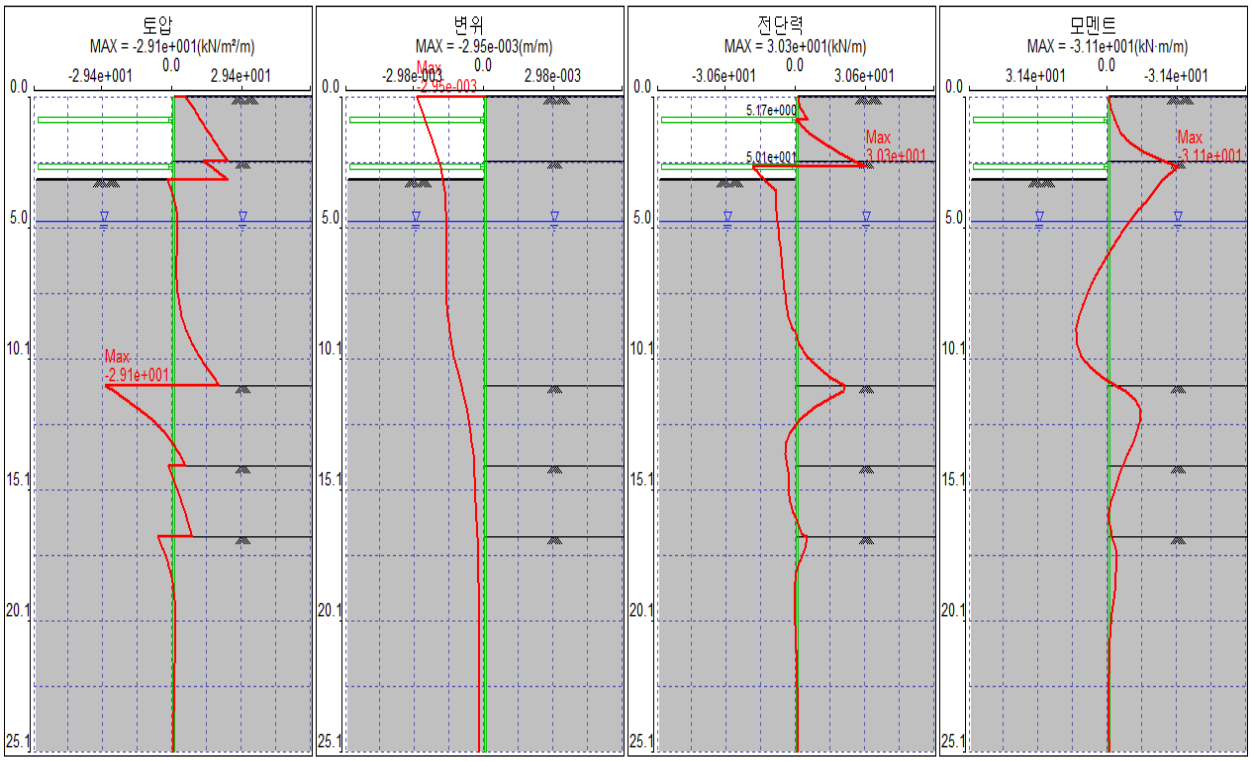
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



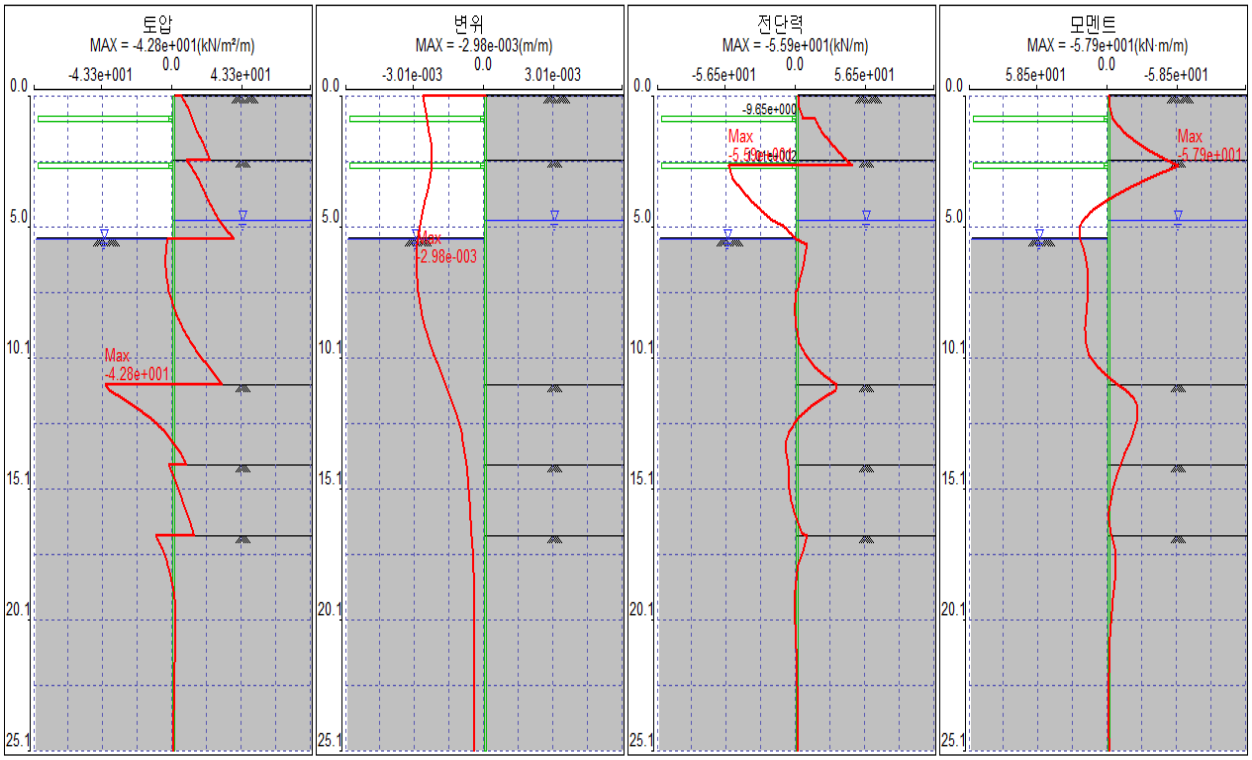
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 3.213 m]



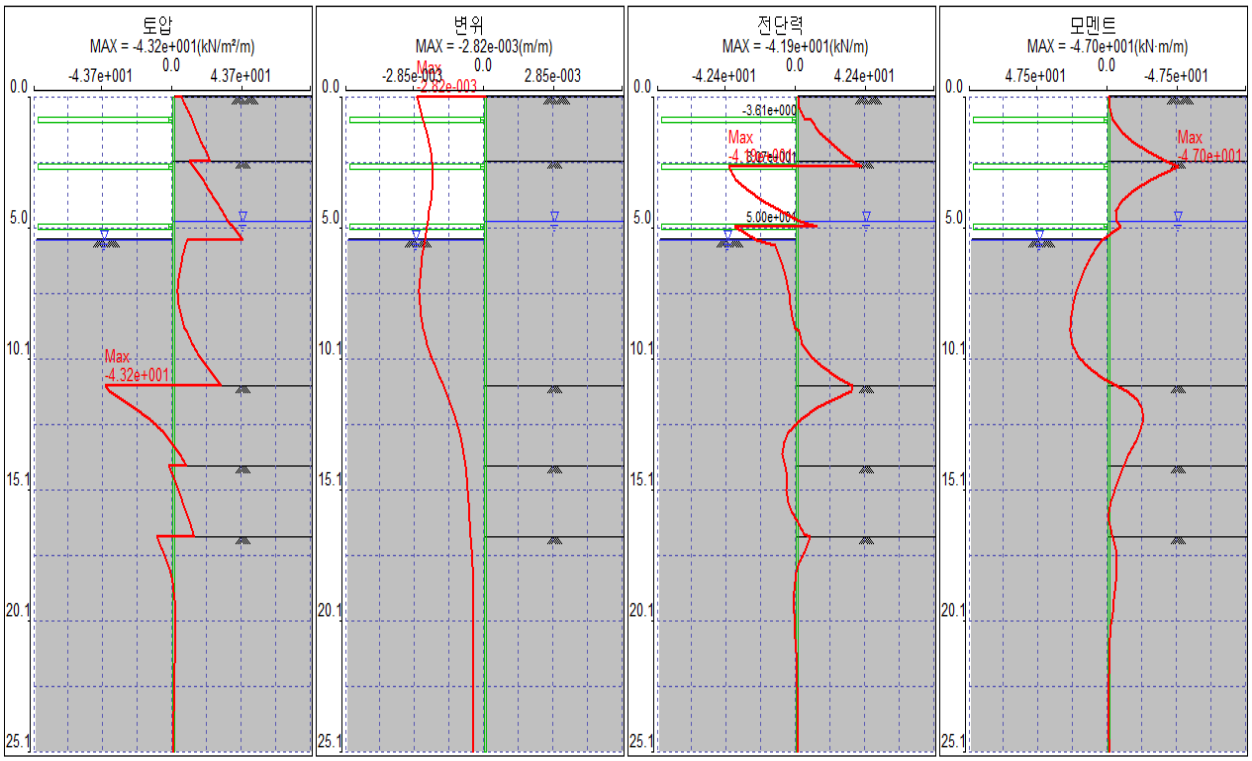
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



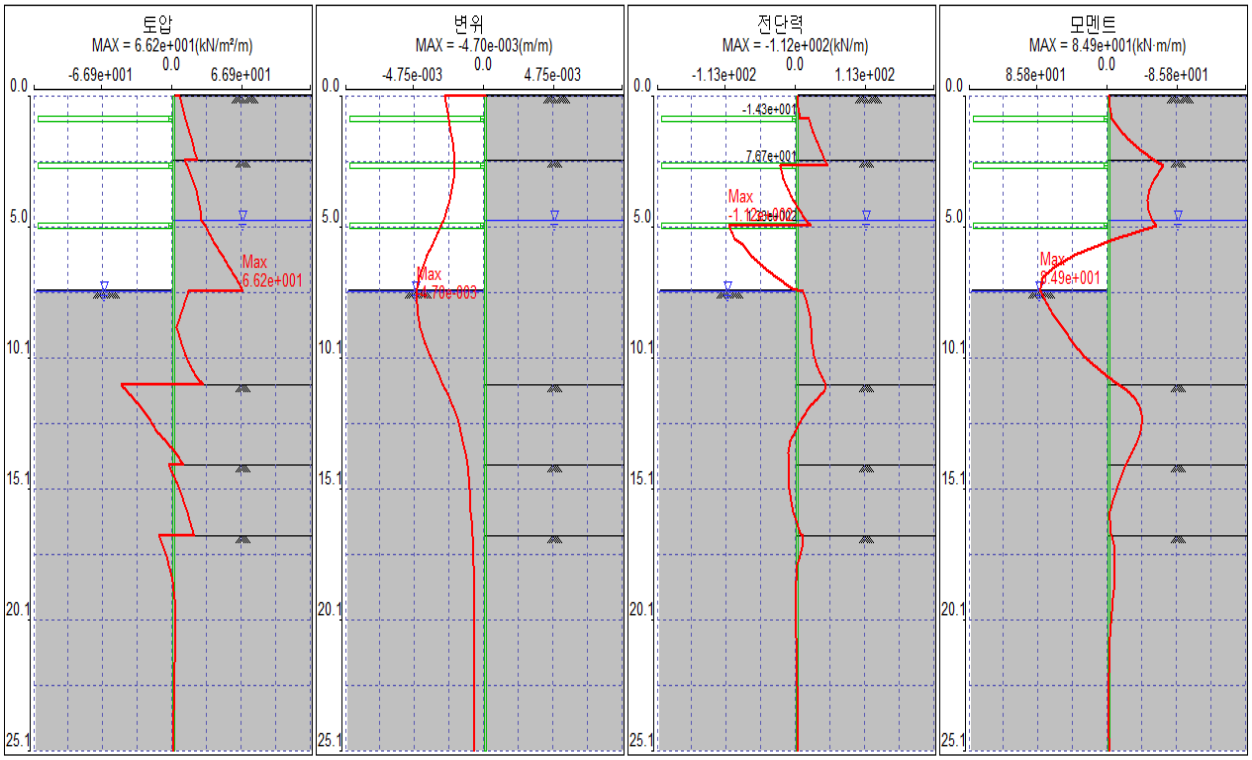
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 5.513 m]



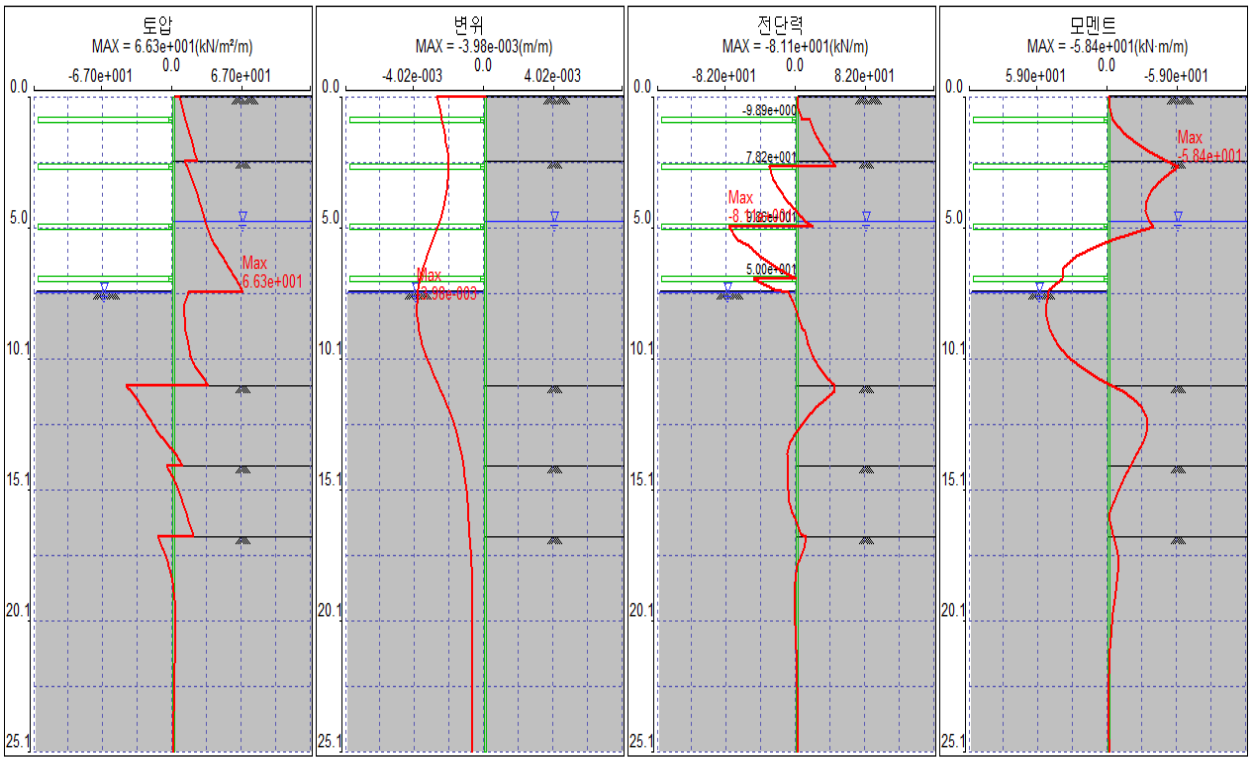
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



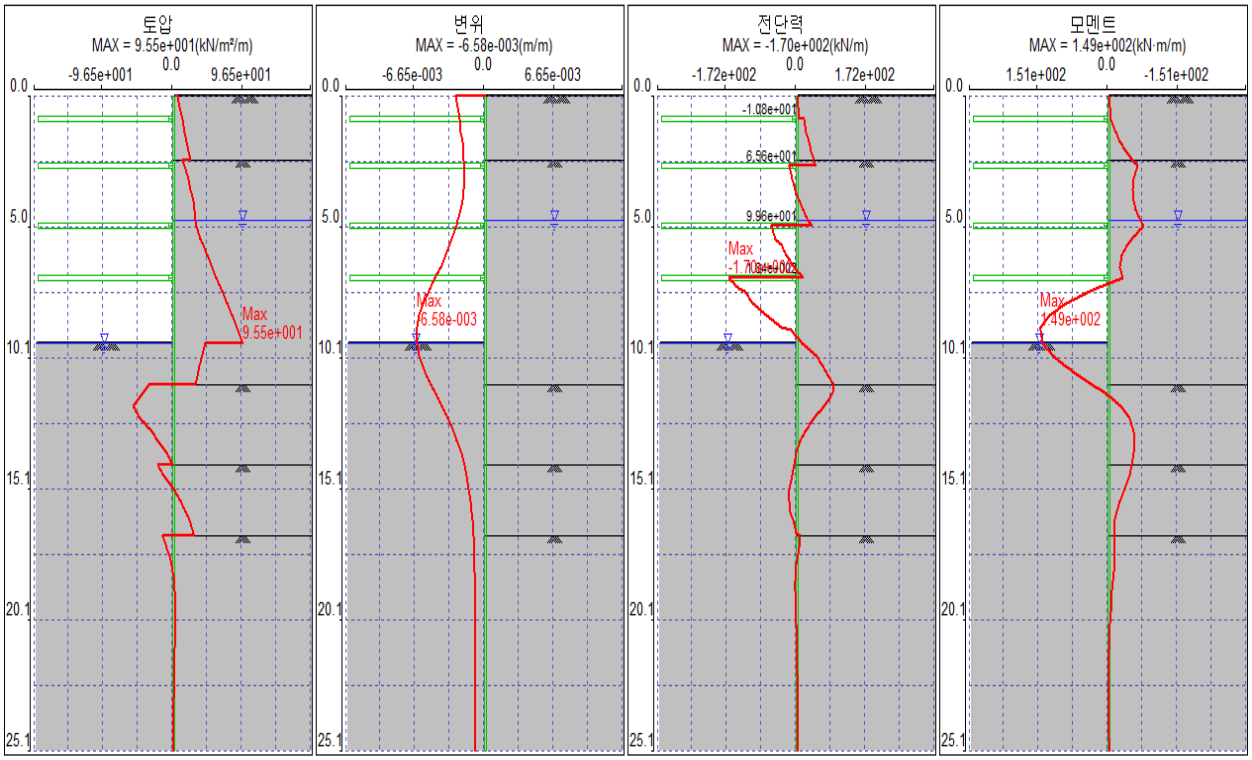
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 7.513 m]



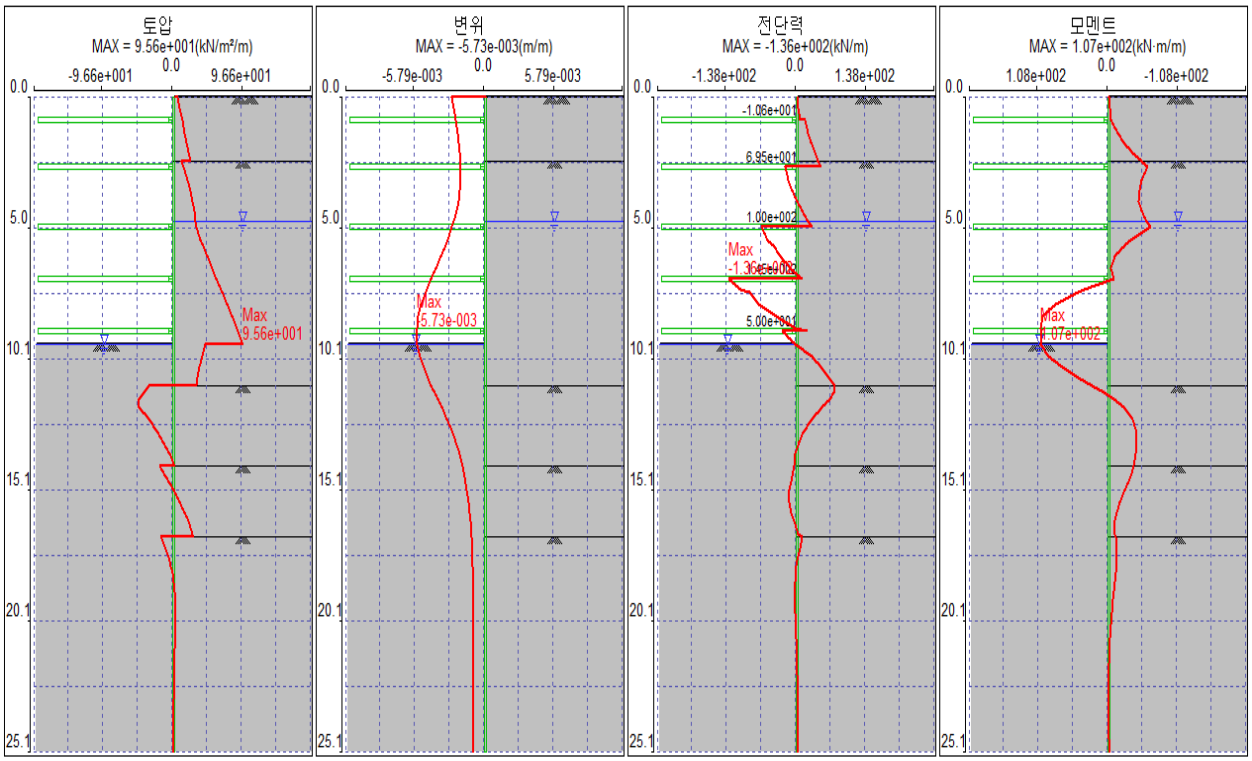
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 강관버팀보-3단]



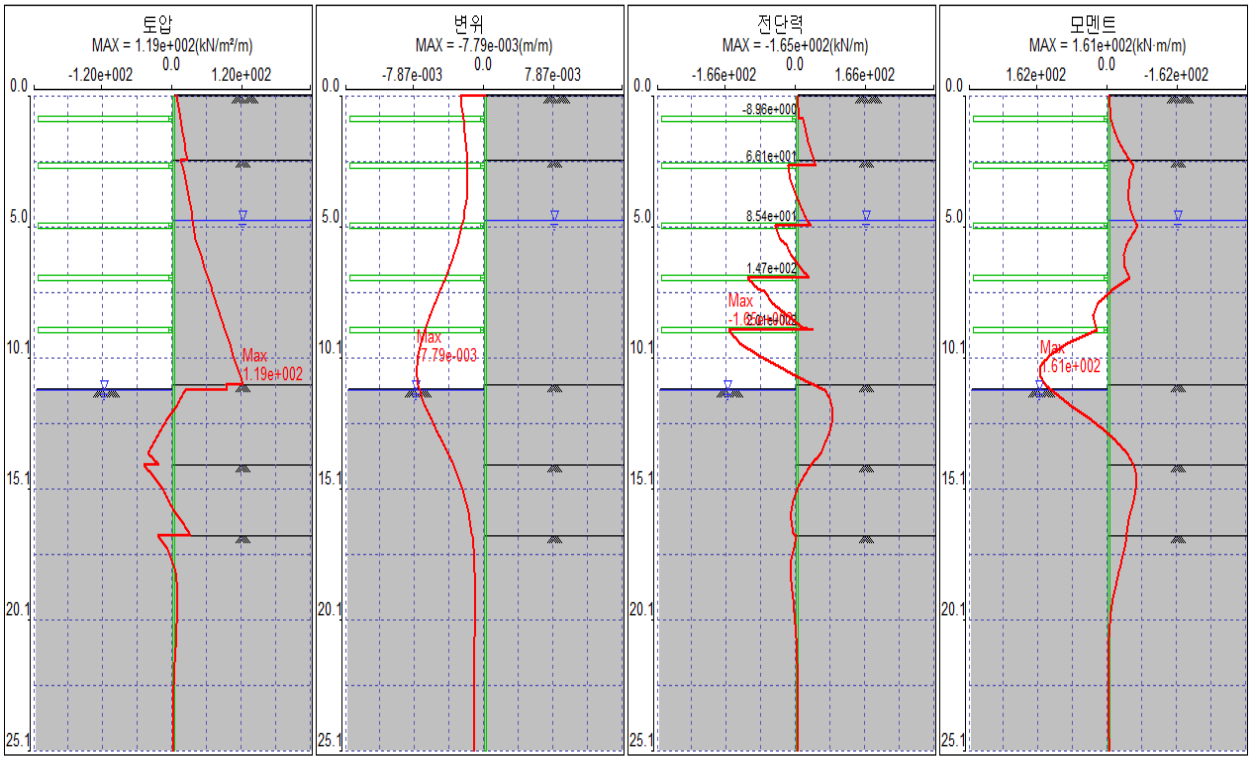
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 9.513 m]



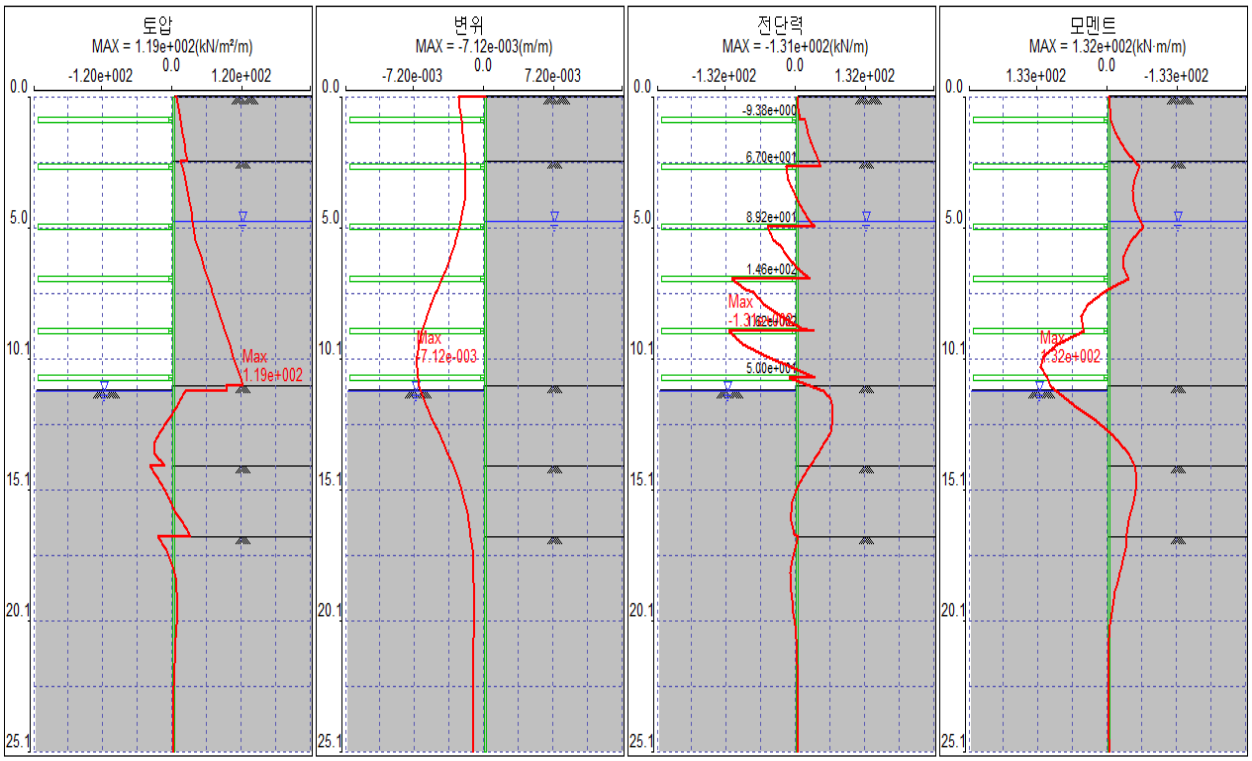
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 강관버팀보-4단]



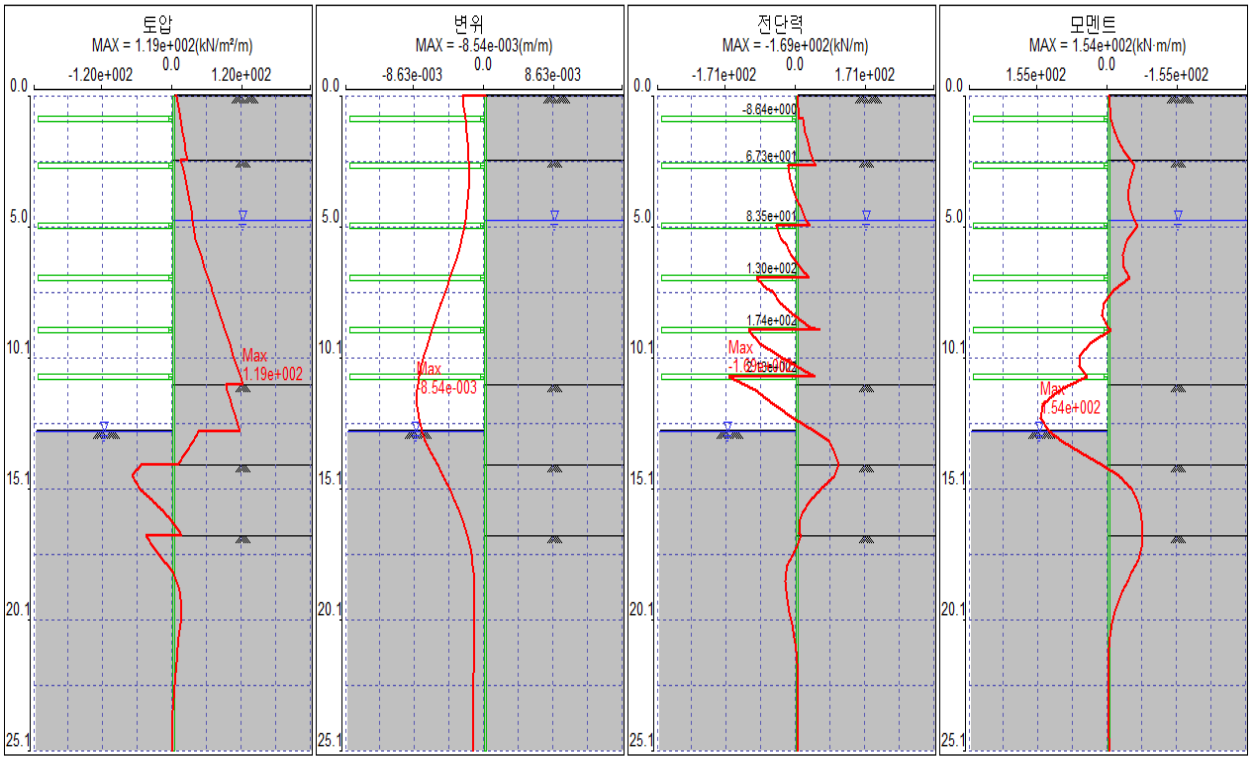
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 11.313 m]



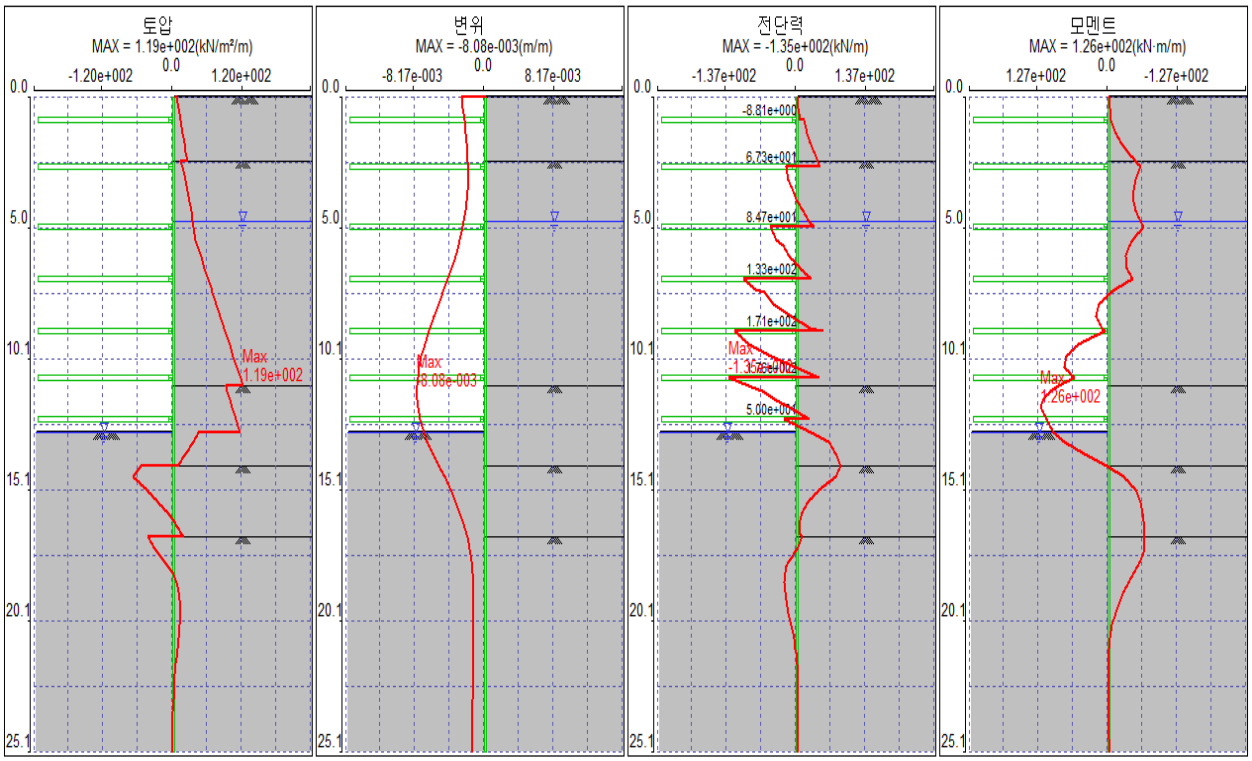
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 강관버팀보-5단]



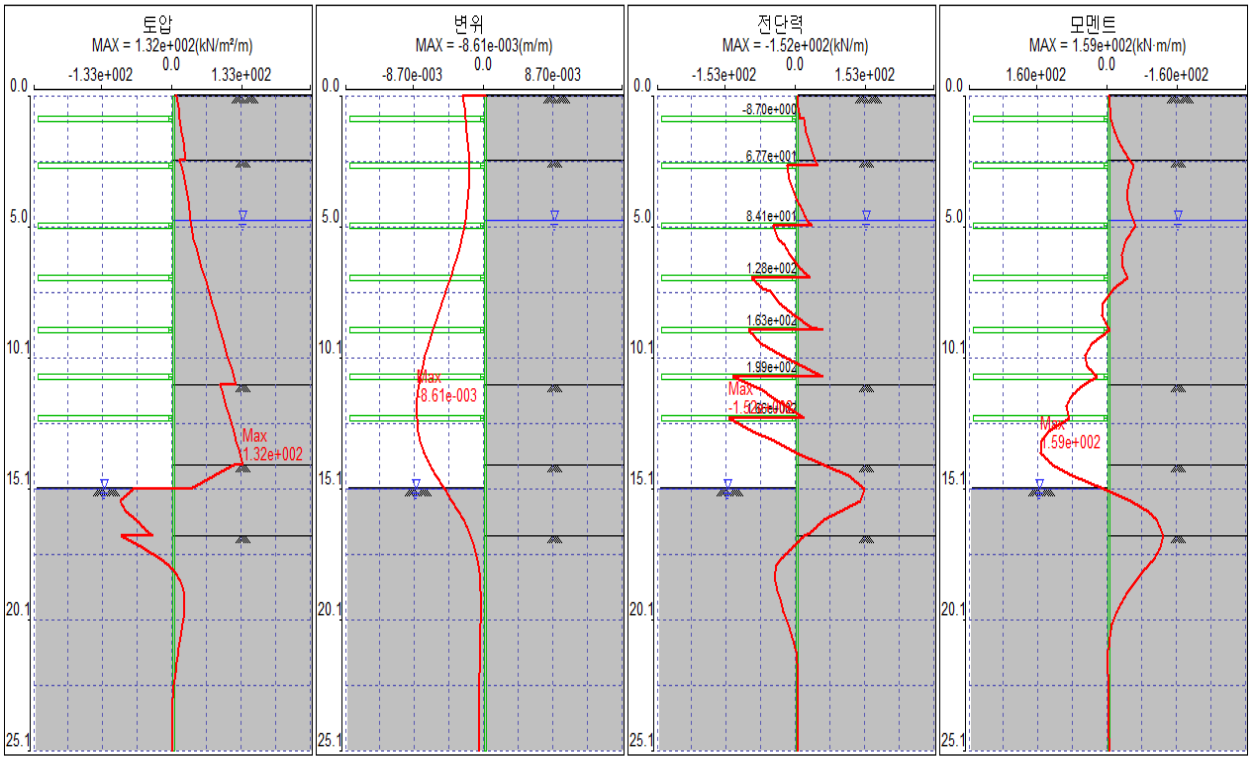
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 12.913 m]



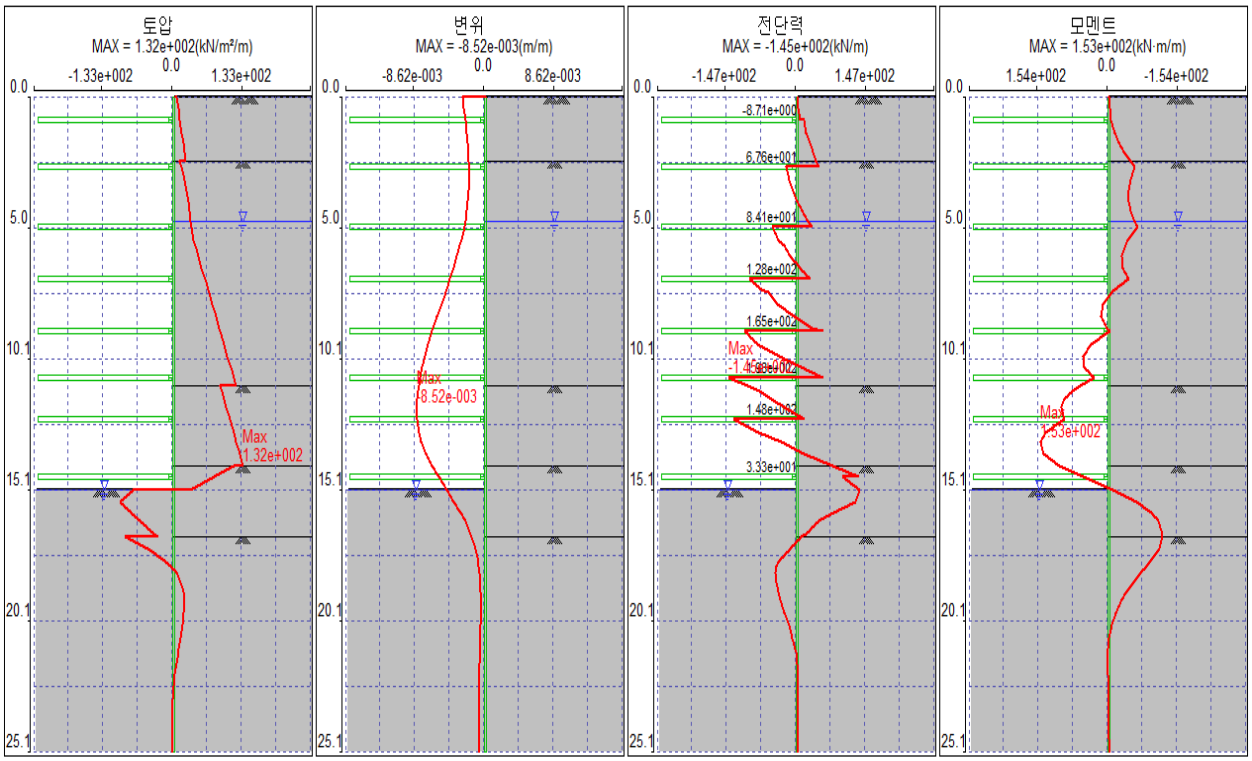
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 강관버팀보-6단]



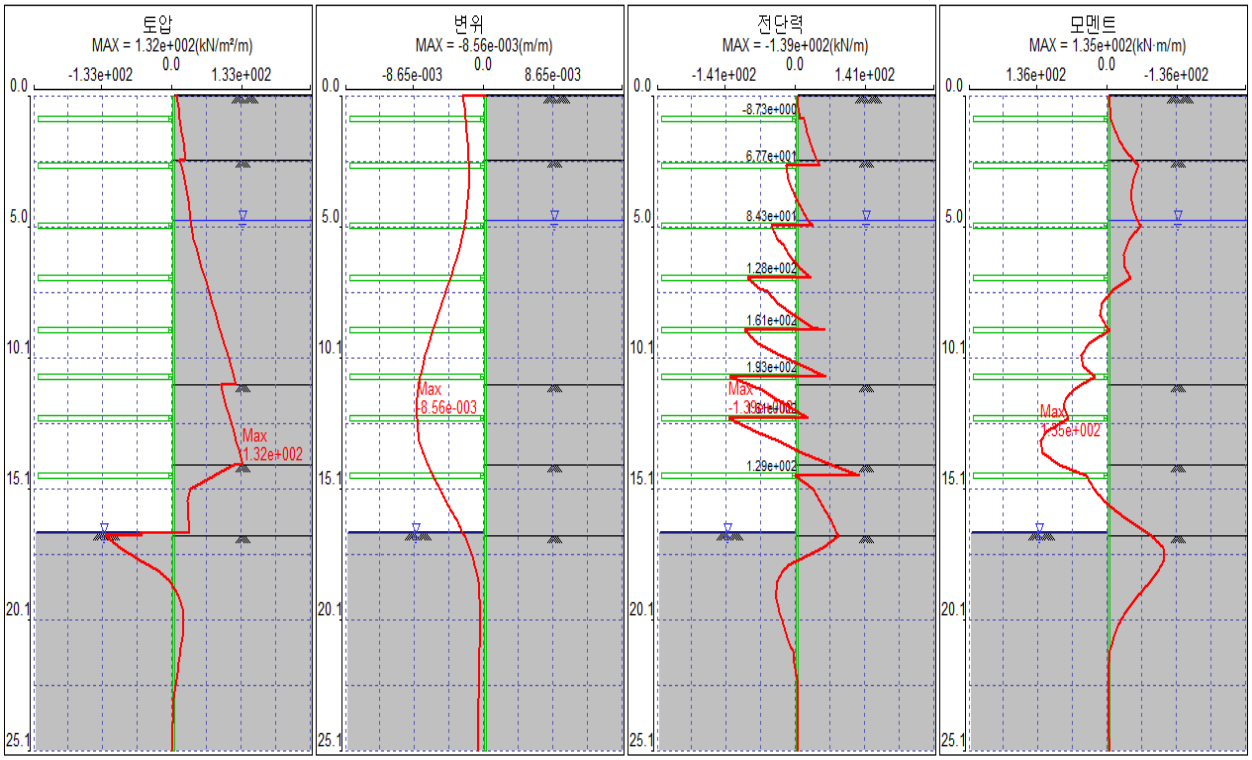
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 15.113 m]



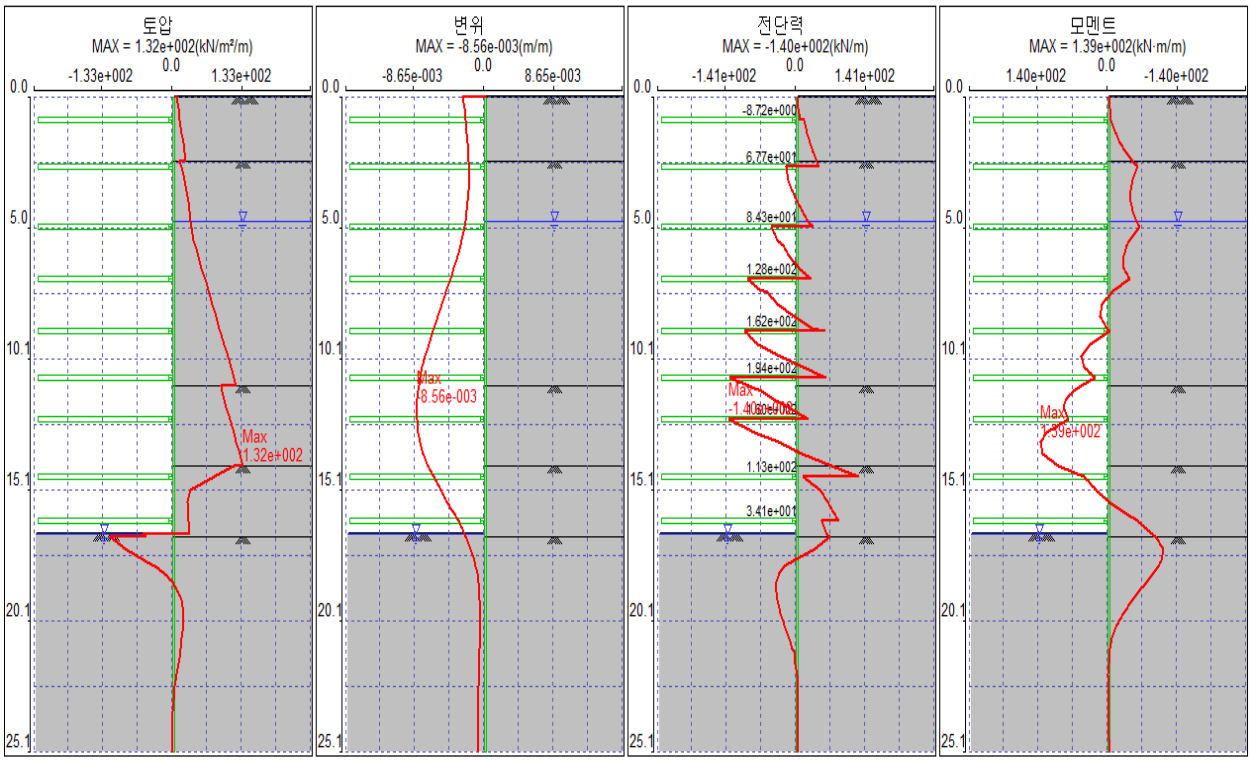
16) 시공 16 단계 [CS16 : 생성 강관버팀보-7단]



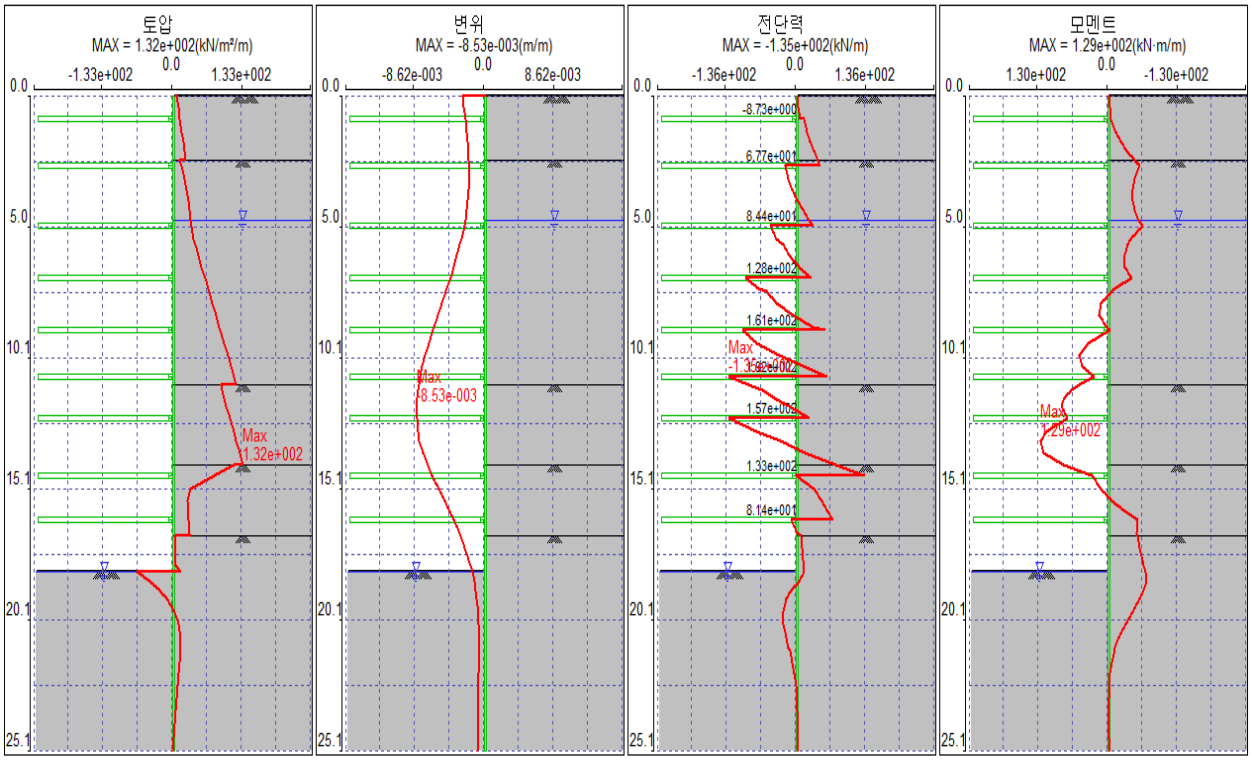
17) 시공 17 단계 [CS17 : 굴착 16.813 m]



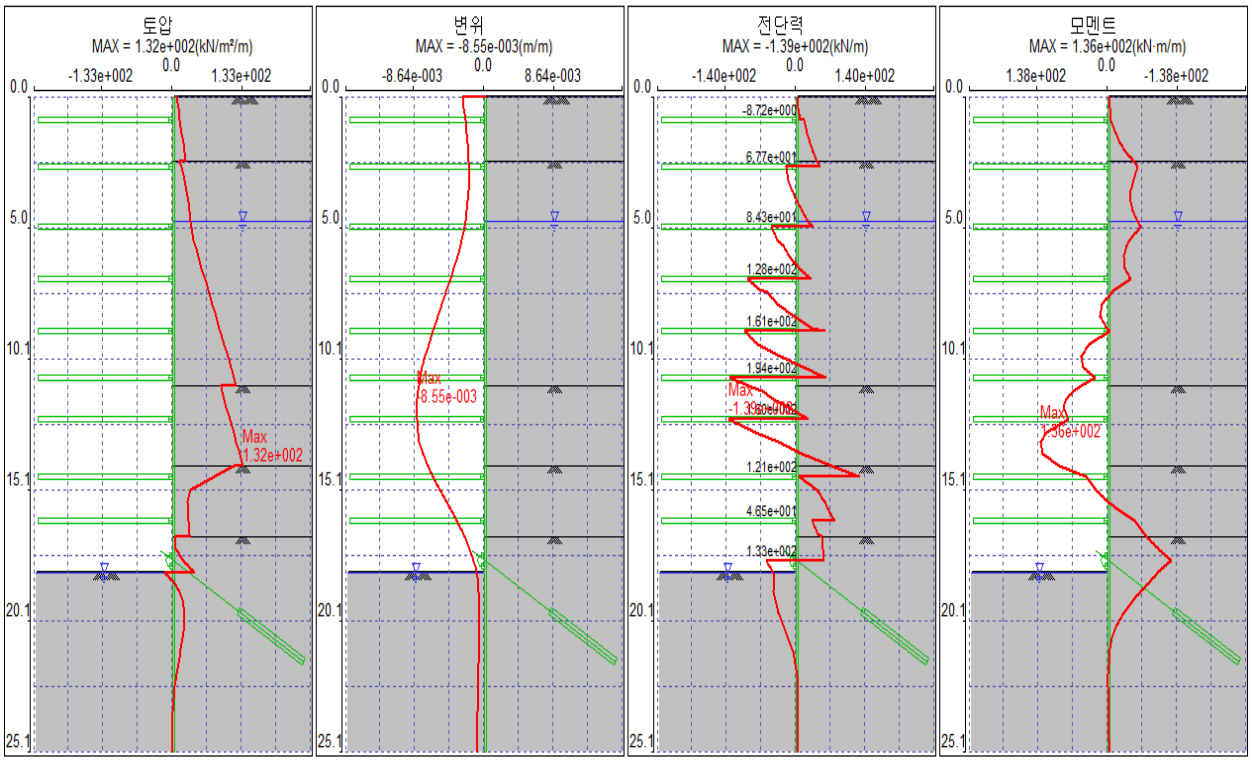
18) 시공 18 단계 [CS18 : 생성 강관버팀보-8단]



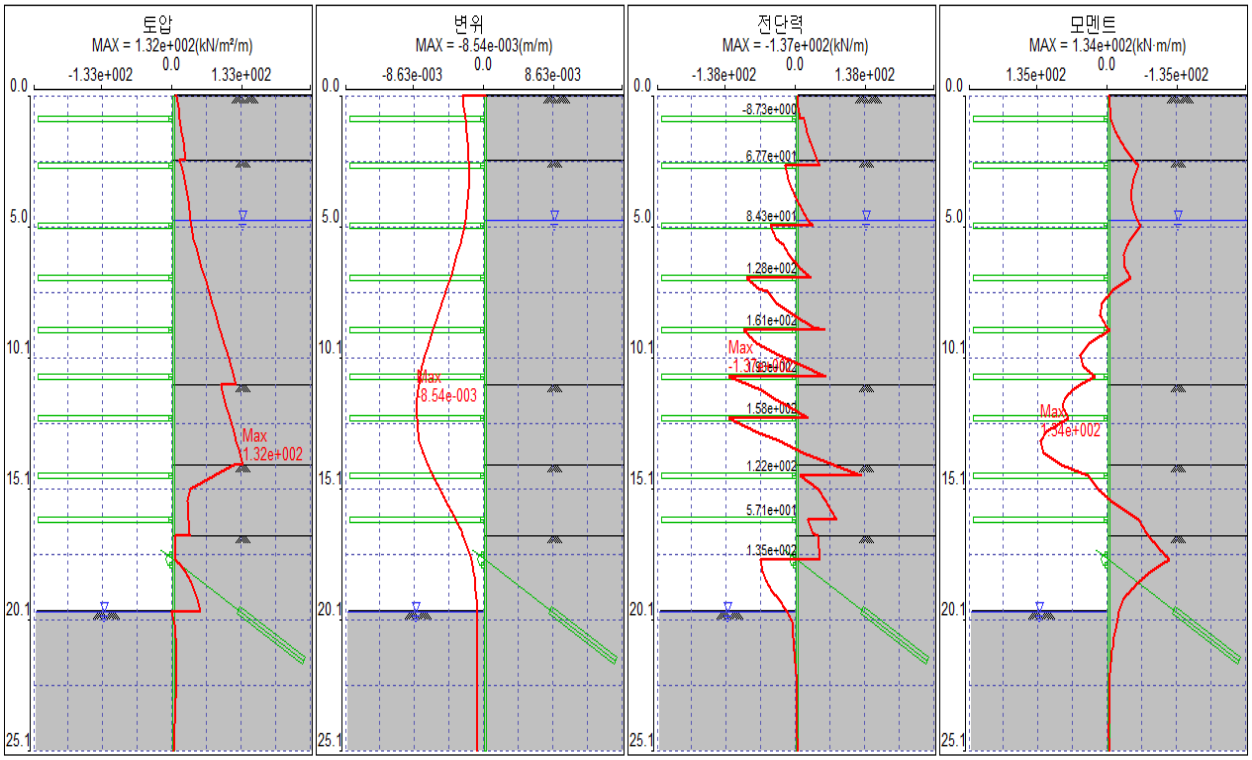
19) 시공 19 단계 [CS19 : 굴착 18.313 m]



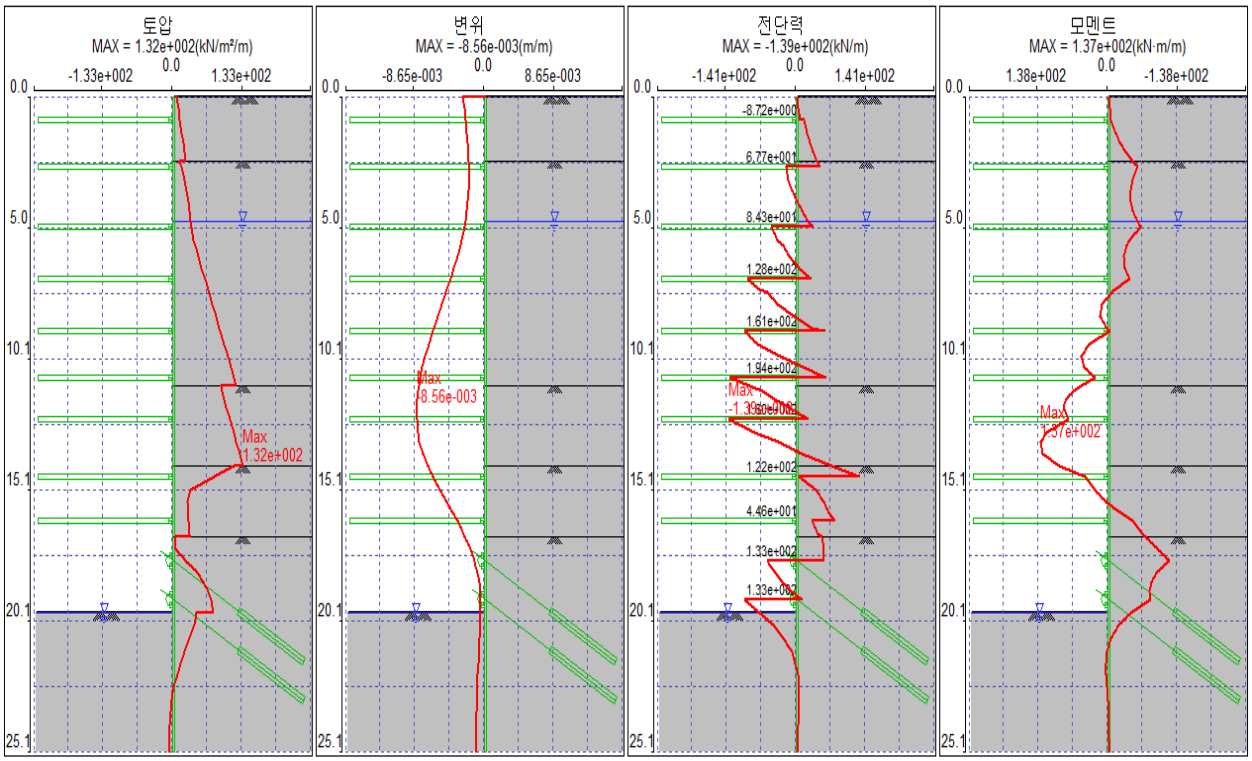
20) 시공 20 단계 [CS20 : 생성 앵커-1단]



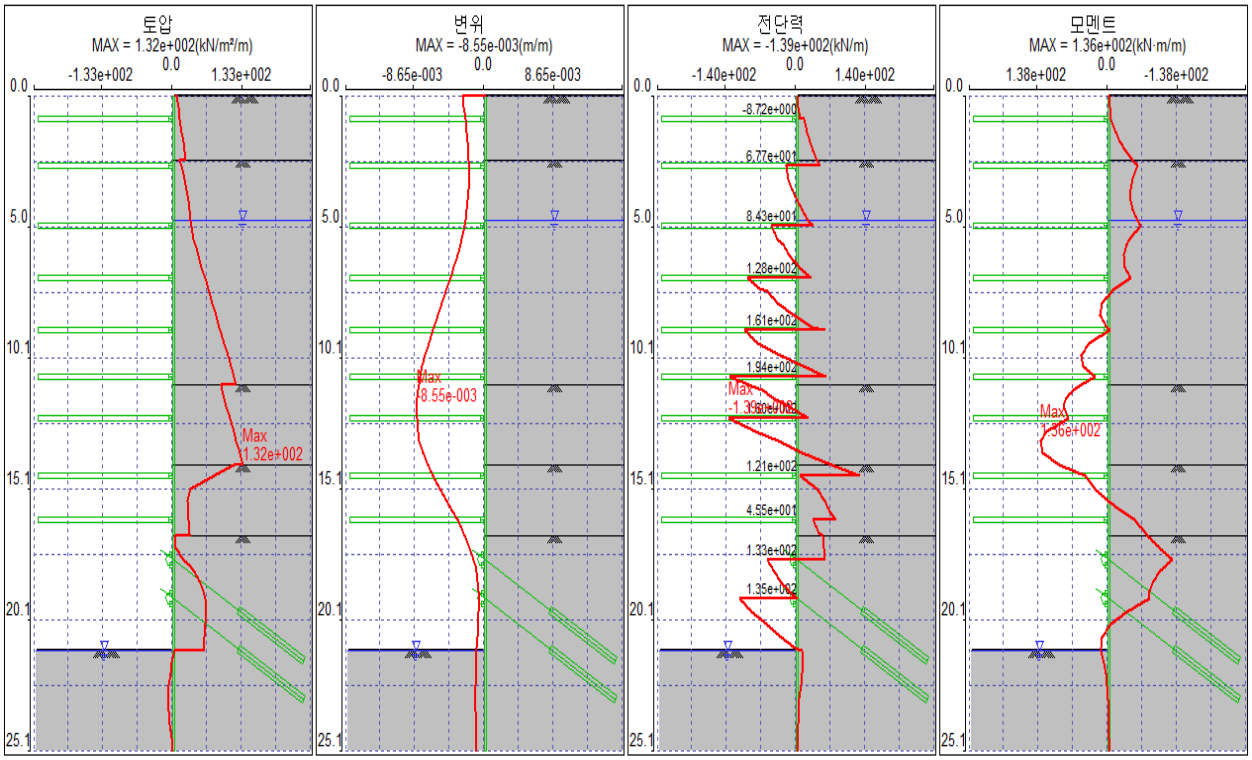
21) 시공 21 단계 [CS21 : 굴착 19.813 m]



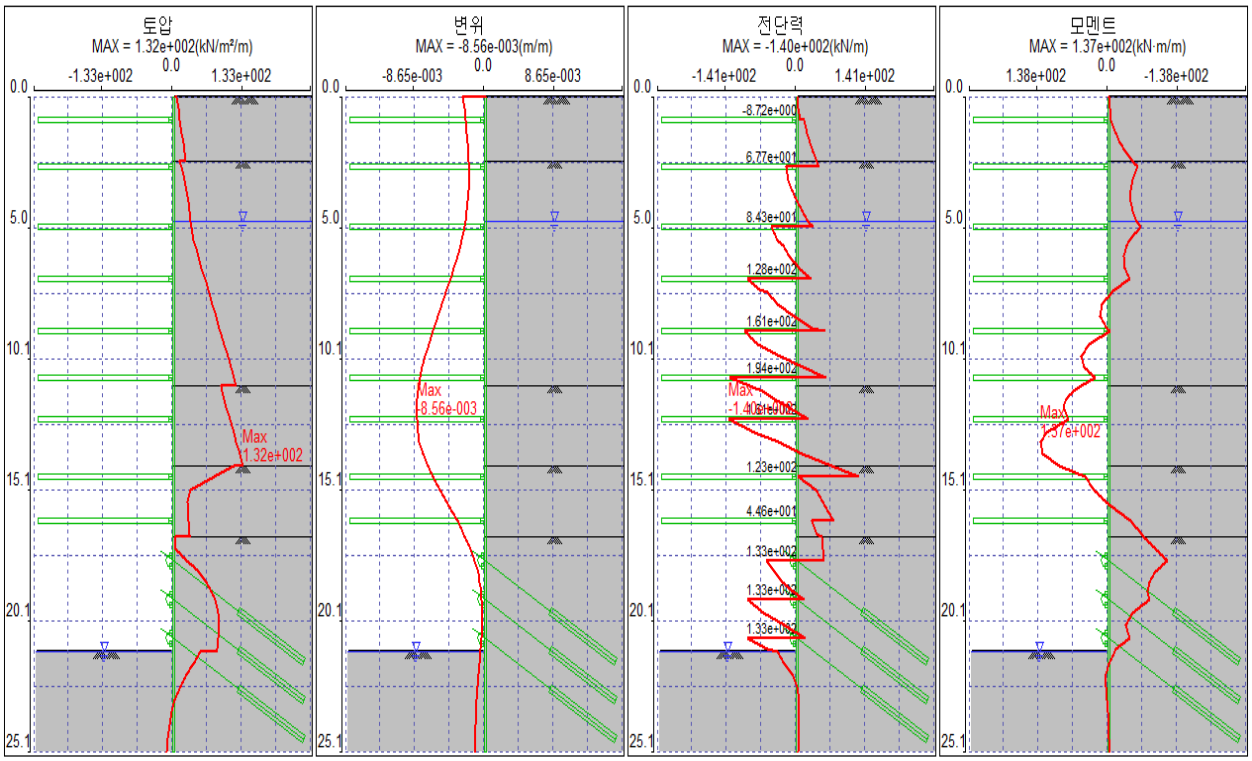
22) 시공 22 단계 [CS22 : 생성 앵커-2단]



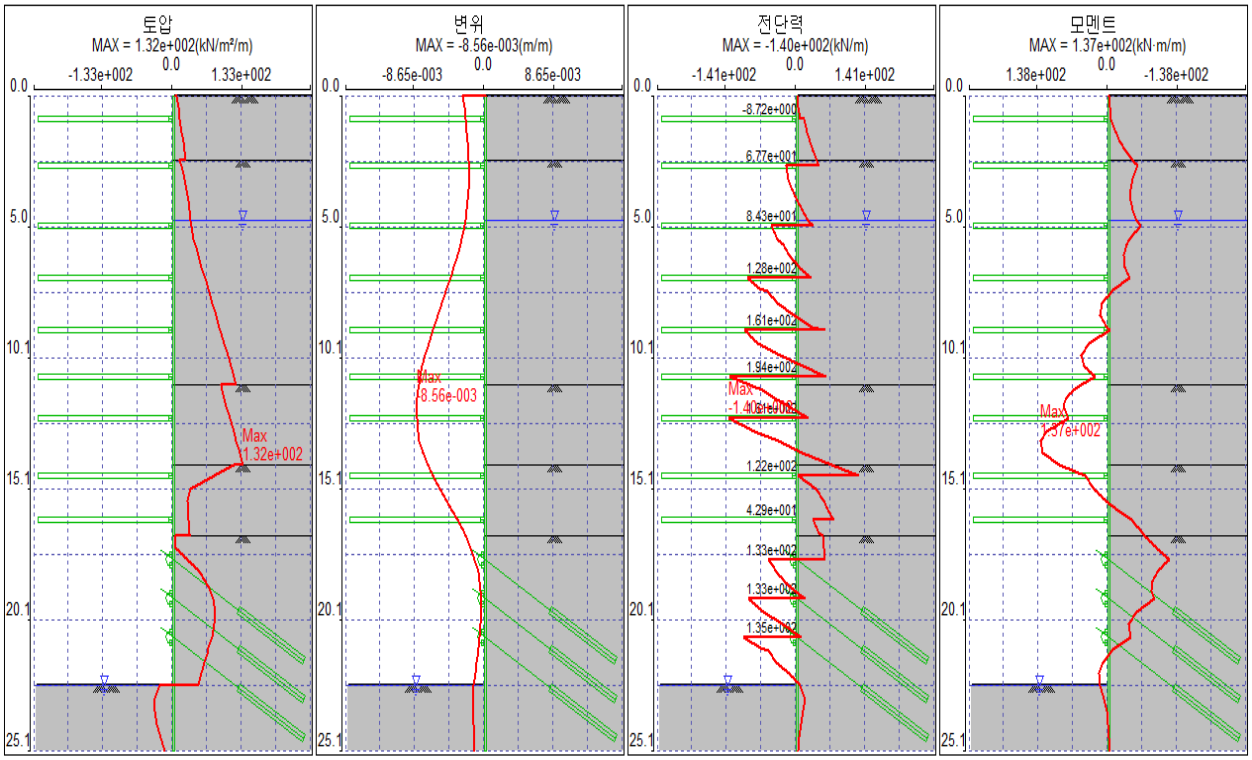
23) 시공 23 단계 [CS23 : 굴착 21.313 m]



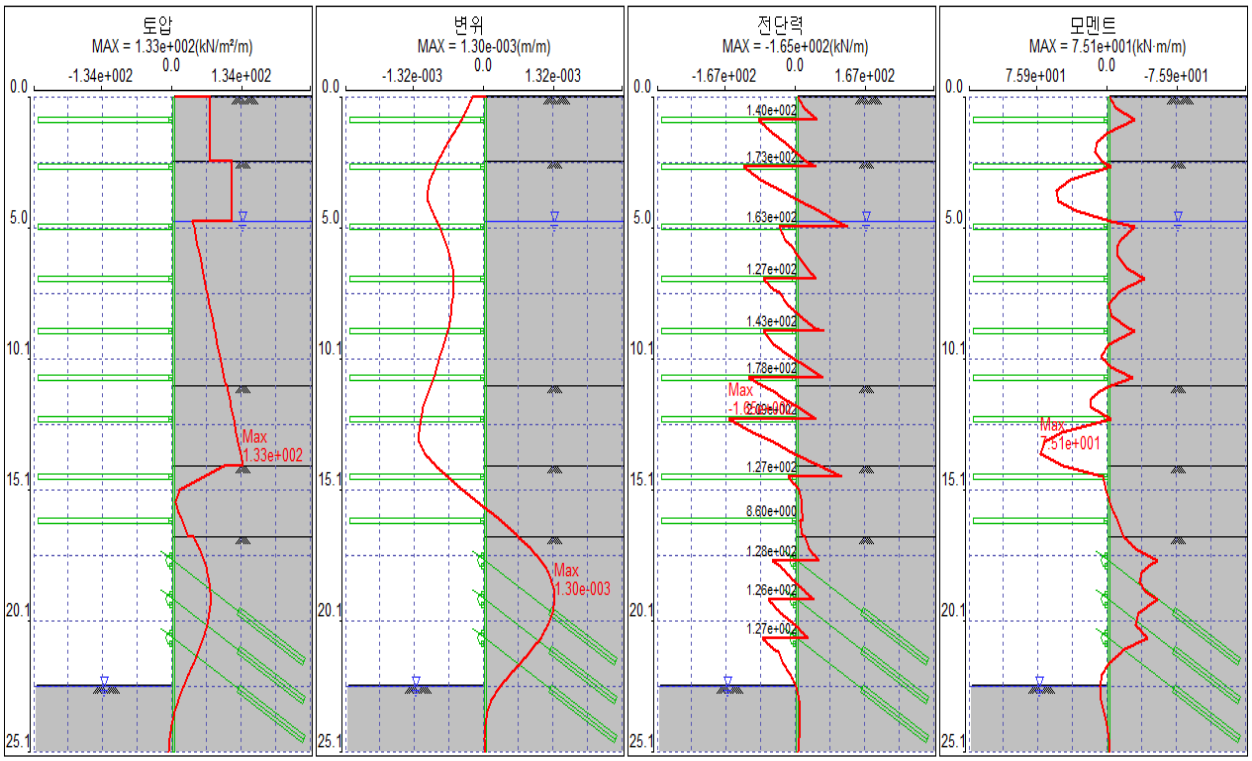
24) 시공 24 단계 [CS24 : 생성 앵커-3단]



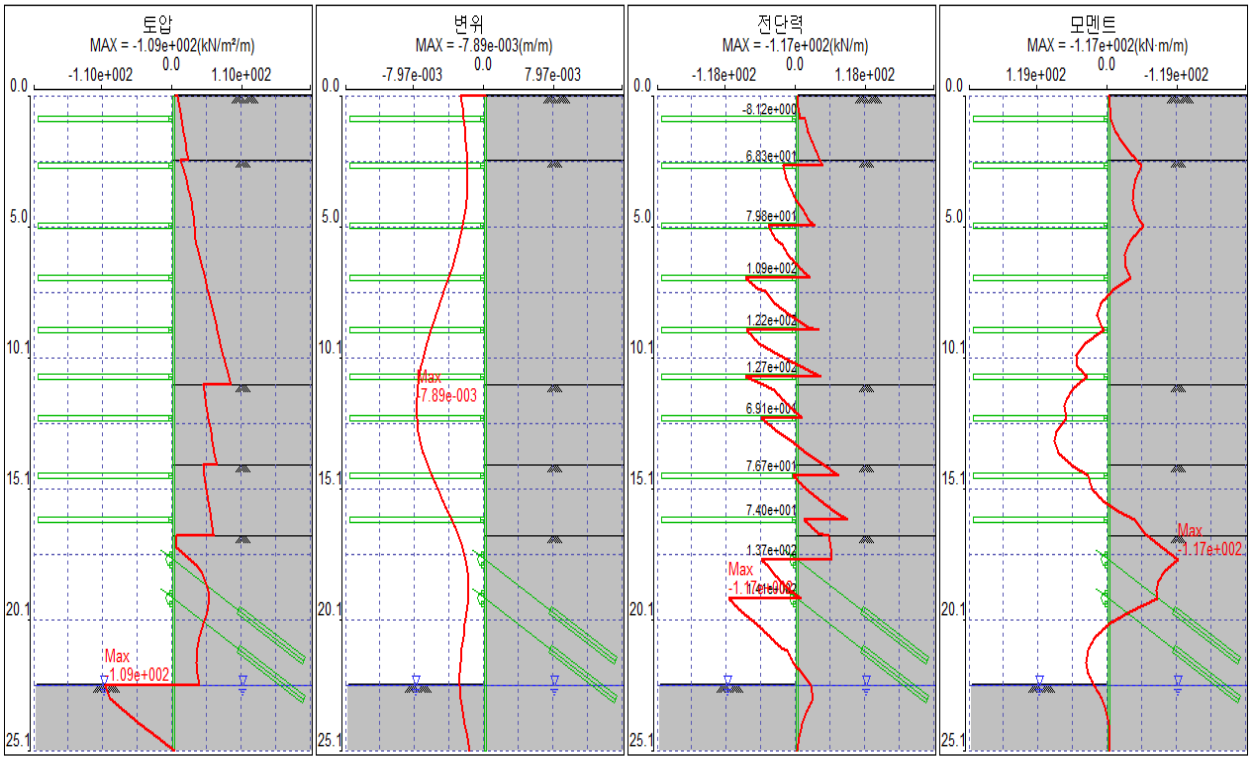
25) 시공 25 단계 [CS25 : 굴착 22.638 m]



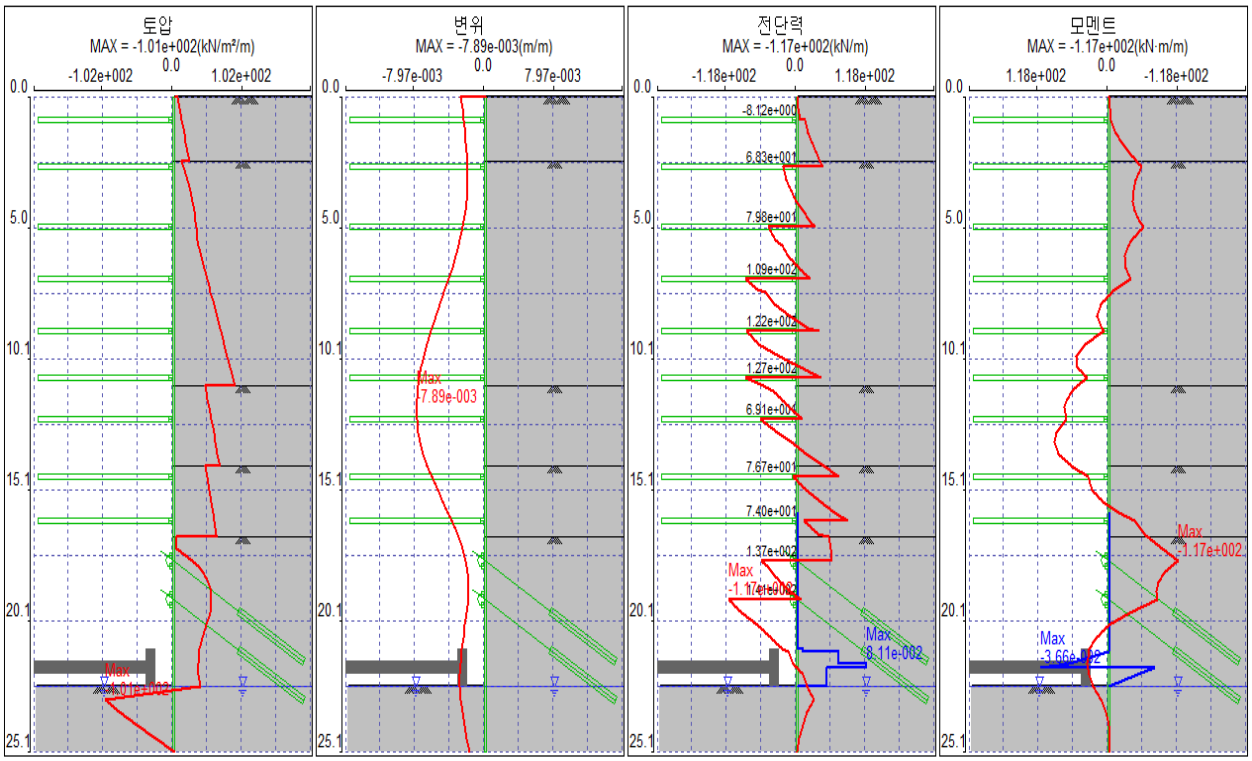
26) 시공 26 단계 [CS26 : PECK]



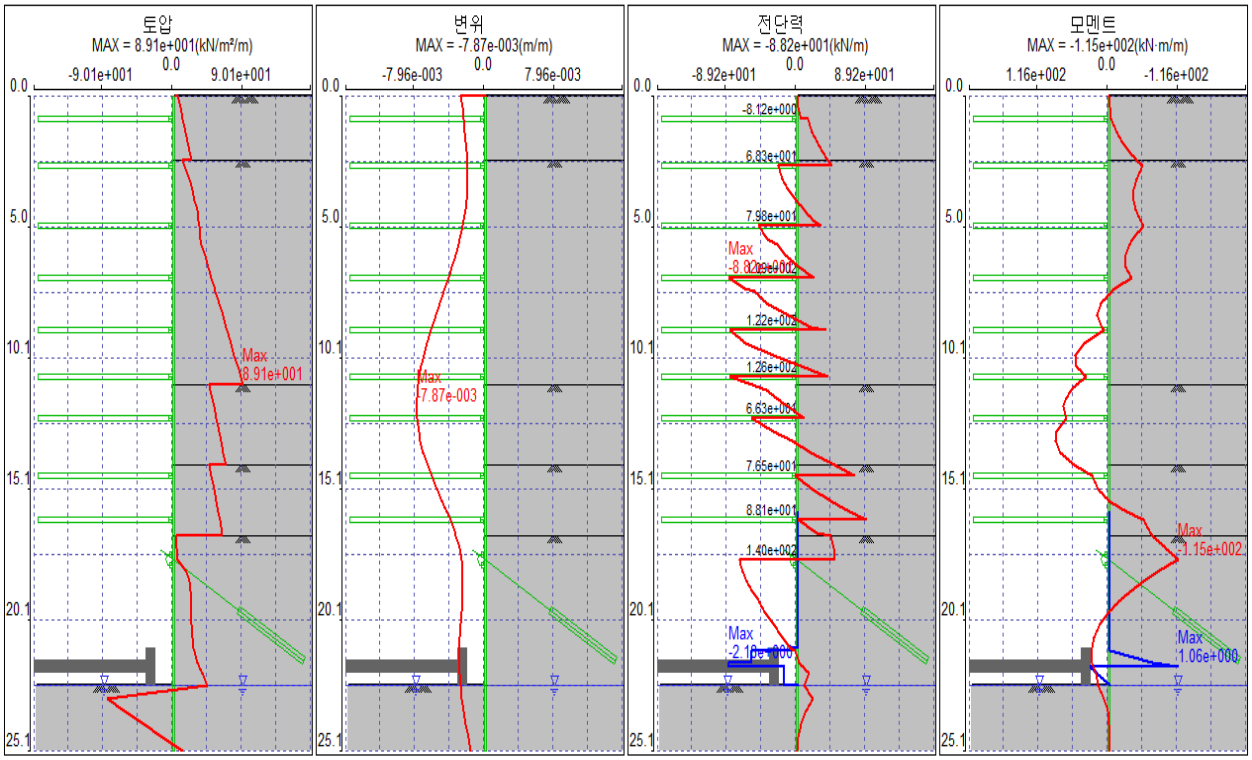
27) 시공 27 단계 [CS27 : 어스앵커3단 해체]



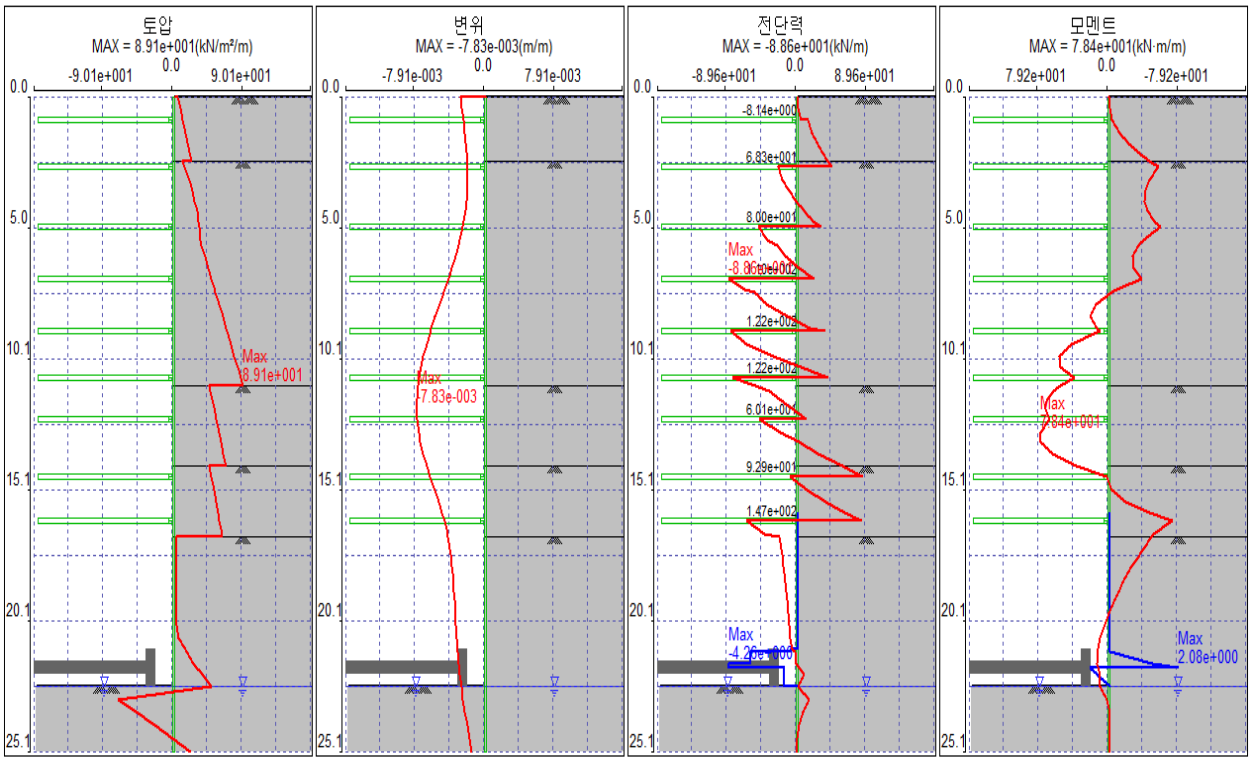
28) 시공 28 단계 [CS28 : 하단슬래브 타설]



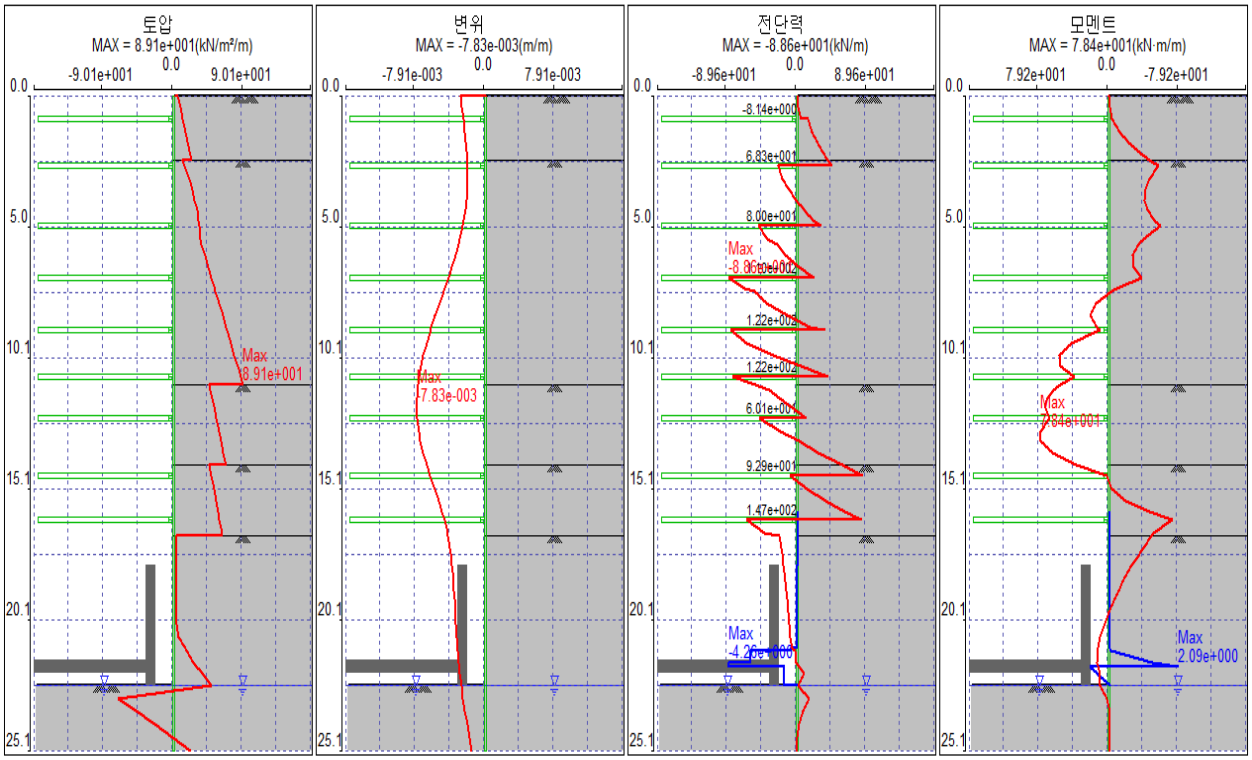
29) 시공 29 단계 [CS29 : 어스앵커2단 해체]



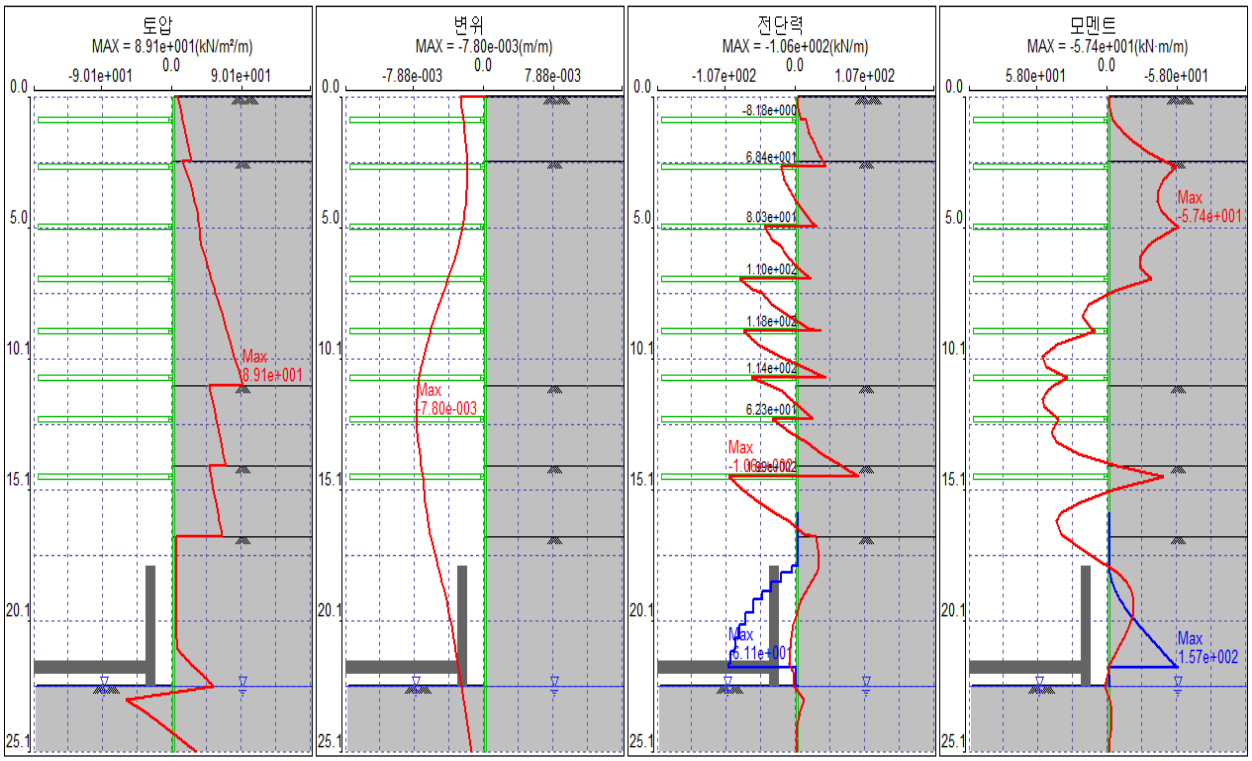
30) 시공 30 단계 [CS30 : 어스앵커1단 해체]



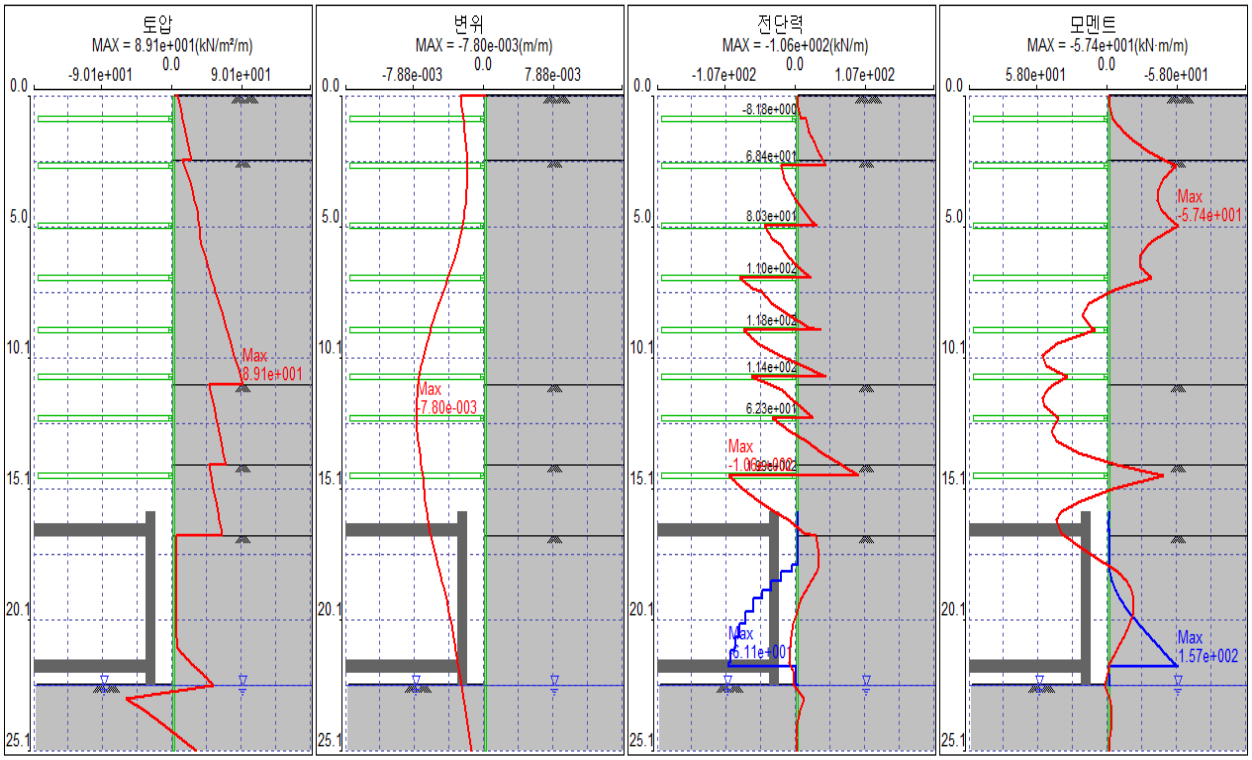
31) 시공 31 단계 [CS31 : 벽체 타설]



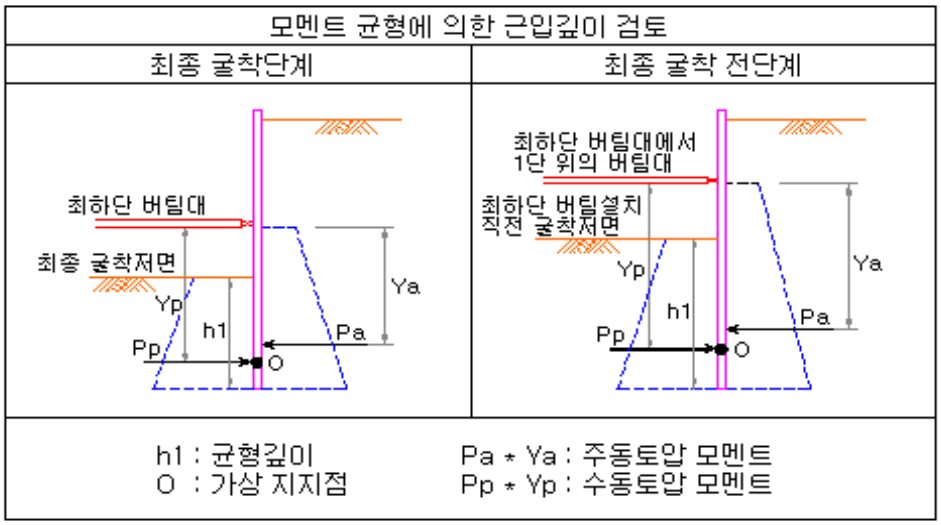
32) 시공 32 단계 [CS32 : 버팀보8단 해체]



33) 시공 33 단계 [CS33 : 상단슬래브 타설]



14.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	0.002	2.500	31.566	12659.025	401.036	1.200	OK
최종 굴착 전단계	0.002	3.825	57.258	25292.559	441.729	1.200	OK

14.3.1 최종 굴착 단계의 경우

1) 토압의 작용폭

H-Pile

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 1 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 1 m

그 외 흙막이벽은 단위 폭당 작용함.

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -20.813 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 6.159 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.912 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 8.438 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 3.075 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (6.159 x 0.912) + (8.438 x 3.075) = 31.566 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 4093.739 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 3.092 m

Mp = (Pp x Yp) = (4093.739 x 3.092) = 12659.025 kN · m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 12659.025 / 31.566 = 401.036

S.F. = 401.036 > 1.2 ... OK

14.3.2. 최종 굴착 전단계의 경우

1) 토압의 작용폭

H-Pile

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 1 m

- 수동측 : 굴착면 하부 = 1 m

그 외 흙막이벽은 단위 폭당 작용함.

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -19.313 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 6.75 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.000 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 12.909 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 3.912 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (6.75 x 1.000) + (12.909 x 3.912) = 57.258 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 6400.072 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 3.952 m

Mp = (Pp x Yp) = (6400.072 x 3.952) = 25292.559 kN·m

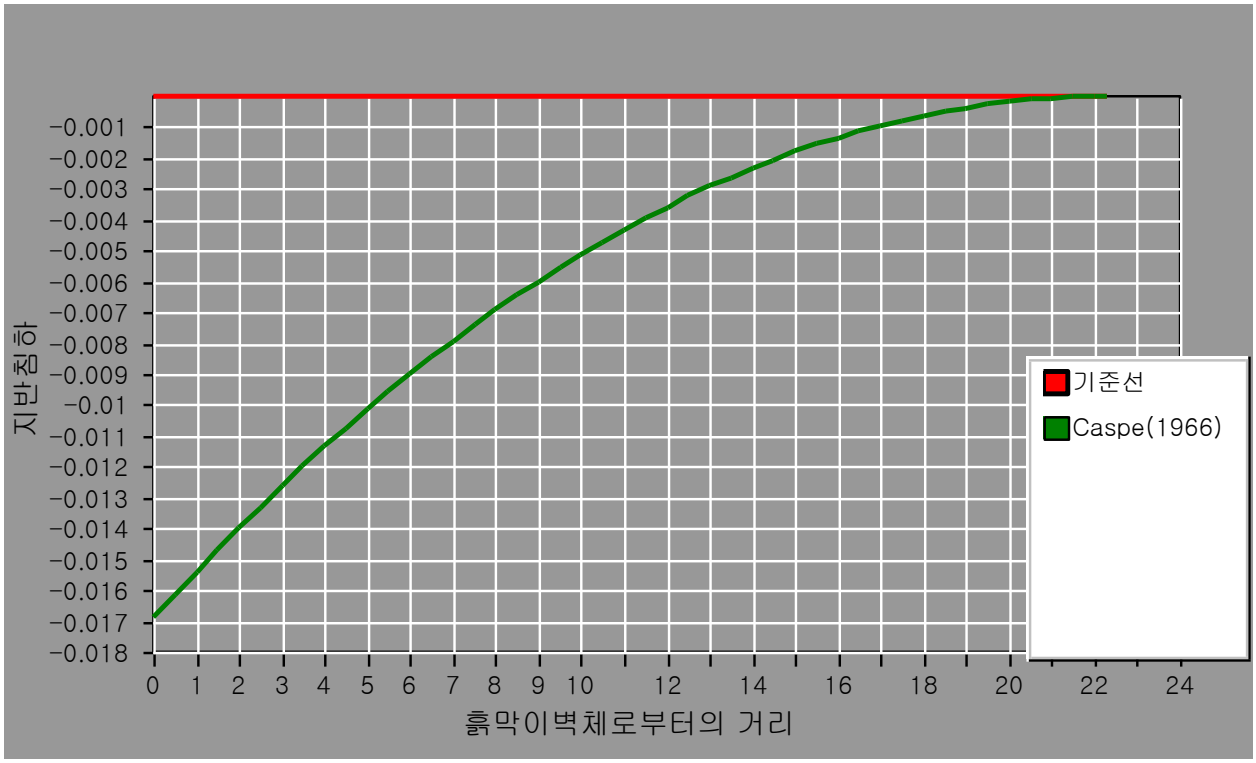
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 25292.559 / 57.258 = 441.729

S.F. = 441.729 > 1.2 ... OK

14.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



14.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.094 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 16.05 m, Hw = 22.638 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 25.602 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ/2)

Hp = 0.5 x 16.05 x tan(45 + 25.602/2) = 12.744 m

Ht = Hp + Hw = 12.744 + 22.638 = 35.382 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ/2)

D = 35.382 x tan(45-25.602/2) = 22.28 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.094 / 22.28 = -0.017 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.017 x ((22.28 - Xi) / 22.28)^2

거리 (벽면기준) (m)	지반 침하량 (mm)	절점간 침하량 (mm)	각변위 (x0.001)
0.00	-16.878	-0.749	-1.498
0.50	-16.129	-0.732	-1.464
1.00	-15.397	-0.715	-1.430
1.50	-14.682	-0.698	-1.396
2.00	-13.984	-0.681	-1.362
2.50	-13.303	-0.664	-1.328
3.00	-12.639	-0.647	-1.294

3.50	−11.992	−0.630	−1.260
4.00	−11.362	−0.613	−1.226
4.50	−10.749	−0.596	−1.192
5.00	−10.153	−0.579	−1.158
5.50	−9.574	−0.562	−1.124
6.00	−9.012	−0.545	−1.090
6.50	−8.467	−0.528	−1.056
7.00	−7.939	−0.511	−1.022
7.50	−7.428	−0.494	−0.988
8.00	−6.934	−0.477	−0.954
8.50	−6.457	−0.460	−0.920
9.00	−5.997	−0.443	−0.886
9.50	−5.554	−0.426	−0.852
10.00	−5.128	−0.409	−0.818
10.50	−4.719	−0.392	−0.784
11.00	−4.327	−0.375	−0.750
11.50	−3.951	−0.358	−0.716
12.00	−3.593	−0.341	−0.682
12.50	−3.252	−0.324	−0.648
13.00	−2.928	−0.307	−0.614
13.50	−2.621	−0.290	−0.580
14.00	−2.331	−0.273	−0.546
14.50	−2.058	−0.256	−0.512
15.00	−1.802	−0.239	−0.478
15.50	−1.563	−0.222	−0.444
16.00	−1.341	−0.205	−0.410
16.50	−1.136	−0.188	−0.376
17.00	−0.948	−0.171	−0.342
17.50	−0.777	−0.154	−0.308
18.00	−0.623	−0.137	−0.274
18.50	−0.486	−0.120	−0.240
19.00	−0.366	−0.103	−0.206
19.50	−0.263	−0.086	−0.172
20.00	−0.177	−0.069	−0.138
20.50	−0.108	−0.052	−0.104
21.00	−0.056	−0.035	−0.070
21.50	−0.021	−0.018	−0.036
22.00	−0.003	−0.003	−0.010
22.28	0.000	0.000	0.000
Max	−16.878	−0.749	−1.498

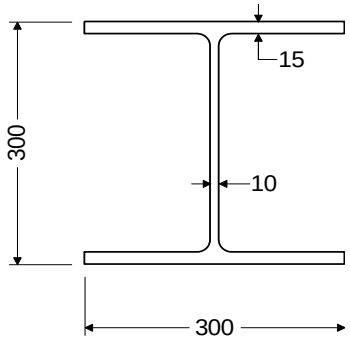
8.띠장 설계

8.1 Strut-1 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x300x10/15(SS400)

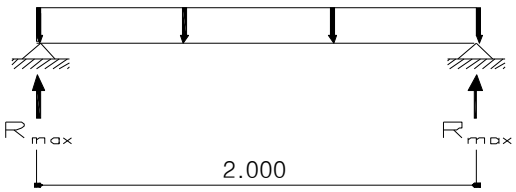
w (N/m)	922.2
A (mm^2)	11980.0
I_x (mm^4)	204000000.0
Z_x (mm^3)	1360000.0
A_w (mm^2)	2700.0
R_x (mm)	131.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 90.483 kN/m ---> Strut-1 (CS22 : Peck)

P = 90.483 × 2.00 m / 1 ea = 180.966 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 180.966 / (13 × 2.000)
= 83.523 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 83.523 × 2.000^2 / 8
= 41.761 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 83.523 × 2.000 / 2
= 83.523 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 41.761 x 1000000 / 1360000.0 = 30.707 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 83.523 x 1000 / 2700 = 30.934 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (30.707 + 30.707) / 30.707

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 300

= 6.667 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.667 − 4.6))

= 182.051 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 182.051 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.051 MPa > f_b = 30.707 MPa ---> O.K

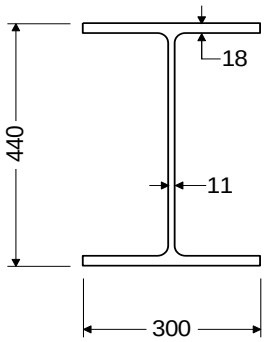
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 30.934 MPa ---> O.K

8.2 Strut-2 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

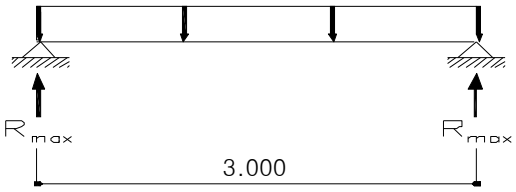
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 180.798 kN/m ---> Strut-2 (CS22 : Peck)

P = 180.798 × 3.00 m / 1 ea = 542.394 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 542.394 / (13 × 3.000)
= 166.890 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 166.890 × 3.000 ^{2} / 8
= 187.752 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 166.890 × 3.000 / 2
= 250.335 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 187.752 x 1000000 / 2550000.0 = 73.628 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 250.335 x 1000 / 4444 = 56.331 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (73.628 + 73.628) / 73.628

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 73.628 MPa ---> O.K

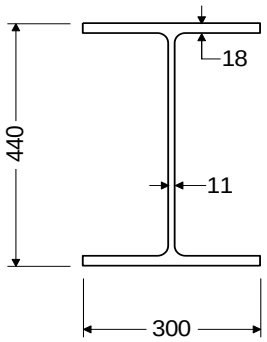
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 56.331 MPa ---> O.K

8.3 Strut-3 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

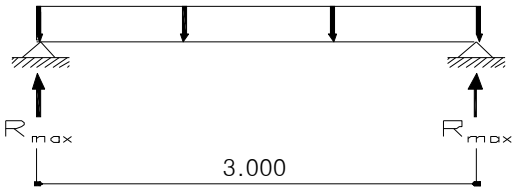
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 200.787 kN/m ---> Strut-3 (CS36 : 공기정화 상단)

P = 200.787 × 3.00 m / 1 ea = 602.360 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 602.360 / (13 × 3.000)
= 185.342 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 185.342 × 3.000 ^{2} / 8
= 208.509 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 185.342 × 3.000 / 2
= 278.012 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 208.509 x 1000000 / 2550000.0 = 81.768 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 278.012 x 1000 / 4444 = 62.559 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (81.768 + 81.768) / 81.768

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 81.768 MPa ---> O.K

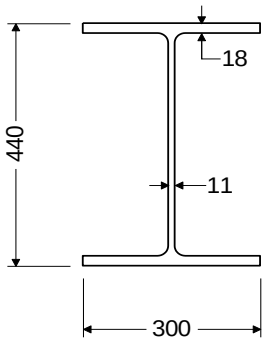
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 62.559 MPa ---> O.K

8.4 Strut-4 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

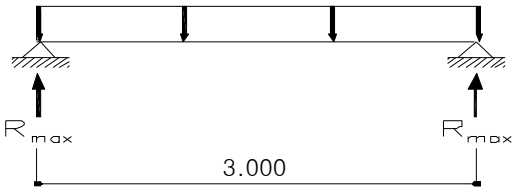
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 267.487 kN/m ---> Strut-4 (CS34 : 공기정화 벽체3)

P = 267.487 × 3.00 m / 1 ea = 802.462 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 802.462 / (13 × 3.000)
= 246.911 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 246.911 × 3.000 ^{2} / 8
= 277.775 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 246.911 × 3.000 / 2
= 370.367 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 277.775 x 1000000 / 2550000.0 = 108.931 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 370.367 x 1000 / 4444 = 83.341 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (108.931 + 108.931) / 108.931$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 108.931 MPa ---> O.K

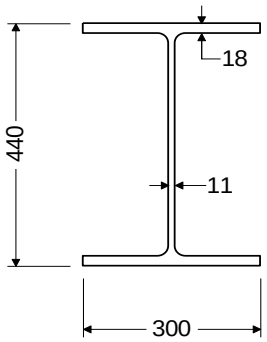
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 83.341 MPa ---> O.K

8.5 Strut-5 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

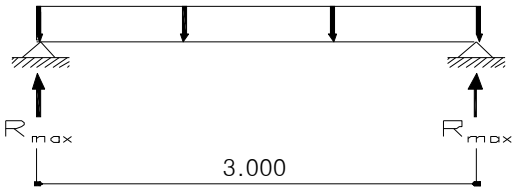
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 317.447 kN/m ---> Strut-5 (CS32 : 공기정화 벽체2)

P = 317.447 × 3.00 m / 1 ea = 952.341 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 952.341 / (13 × 3.000)
= 293.028 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 293.028 × 3.000^2 / 8
= 329.656 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 293.028 × 3.000 / 2
= 439.542 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 329.656 x 1000000 / 2550000.0 = 129.277 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 439.542 x 1000 / 4444 = 98.907 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (129.277 + 129.277) / 129.277$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 129.277 MPa ---> O.K

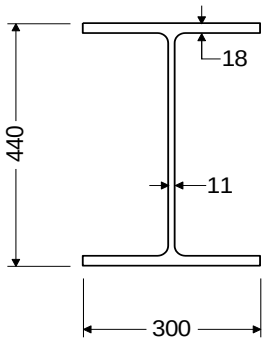
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 98.907 MPa ---> O.K

8.6 Strut-6 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

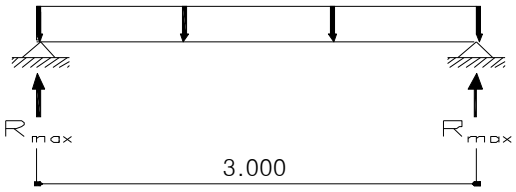
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 271.608 kN/m ---> Strut-6 (CS28 : 버팀6단 해체)

P = 271.608 × 3.00 m / 1 ea = 814.823 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 814.823 / (13 × 3.000)
= 250.715 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 250.715 × 3.000^2 / 8
= 282.054 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 250.715 × 3.000 / 2
= 376.072 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 282.054 x 1000000 / 2550000.0 = 110.609 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 376.072 x 1000 / 4444 = 84.625 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (110.609 + 110.609) / 110.609

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 110.609 MPa ---> O.K

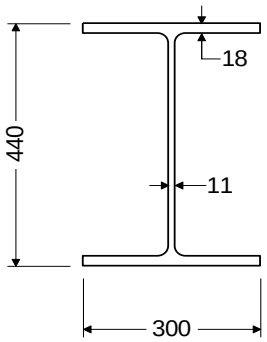
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 84.625 MPa ---> O.K

8.7 Strut-7 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

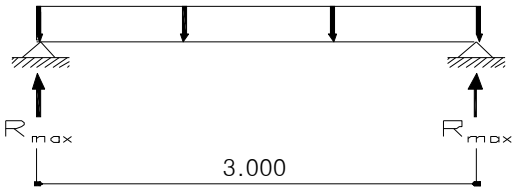
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 201.282 kN/m ---> Strut-7 (CS26 : 버팀7단 해체)

P = 201.282 × 3.00 m / 1 ea = 603.845 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 603.845 / (13 × 3.000)
= 185.799 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 185.799 × 3.000^2 / 8
= 209.023 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 185.799 × 3.000 / 2
= 278.698 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 209.023 x 1000000 / 2550000.0 = 81.970 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 278.698 x 1000 / 4444 = 62.713 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (81.970 + 81.970) / 81.970$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 81.970 MPa ---> O.K

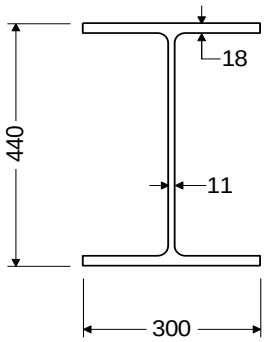
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 62.713 MPa ---> O.K

8.8 Strut-8 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

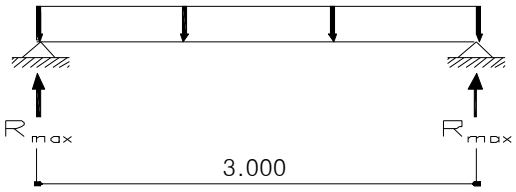
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 86.813 kN/m ---> Strut-8 (CS22 : Peck)

P = 86.813 × 3.00 m / 1 ea = 260.438 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 260.438 / (13 × 3.000)
= 80.135 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 80.135 × 3.000^2 / 8
= 90.152 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 80.135 × 3.000 / 2
= 120.202 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 90.152 x 1000000 / 2550000.0 = 35.354 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 120.202 x 1000 / 4444 = 27.048 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (35.354 + 35.354) / 35.354$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 35.354 MPa ---> O.K

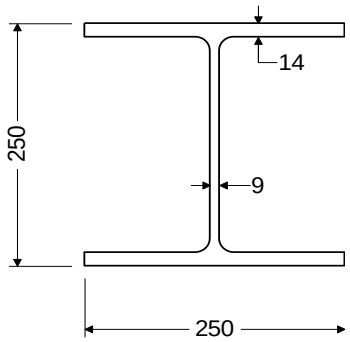
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 27.048 MPa ---> O.K

8.9 Strut-9 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

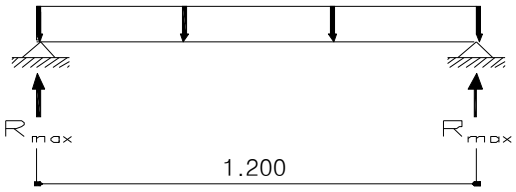
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



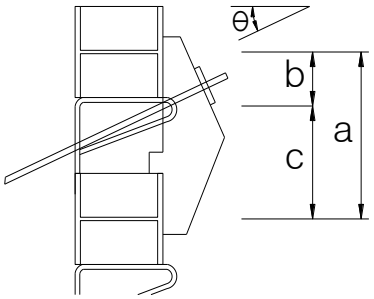
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 225.252 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 225.252 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 139.389$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 139.389 / (13 \times 1.200)$
$= 107.222$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 107.222 \times 1.200^2 / 8$
$= 19.300$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 107.222 \times 1.200 / 2$
$= 64.333$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 19.300 x 1000000 / 867000.0 = 22.261 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 64.333 x 1000 / 1998 = 32.199 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (22.261 + 22.261) / 22.261

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 188.327 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 188.327 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 188.327 MPa > f_b = 22.261 MPa ---> O.K

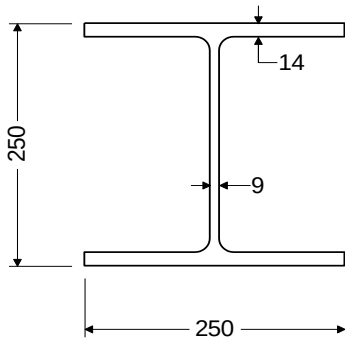
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 32.199 MPa ---> O.K

8.10 Strut-10 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

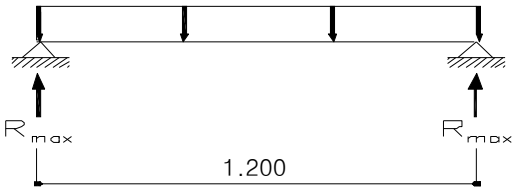
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



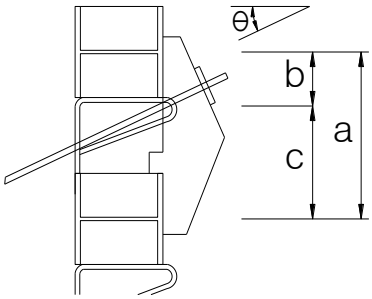
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 219.839 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 219.839 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 136.040$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 136.040 / (13 \times 1.200)$
$= 104.646$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 104.646 \times 1.200^{2} / 8$
$= 18.836$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 104.646 \times 1.200 / 2$
$= 62.787$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 18.836 x 1000000 / 867000.0 = 21.726 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 62.787 x 1000 / 1998 = 31.425 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (21.726 + 21.726) / 21.726

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 188.327 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 188.327 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 188.327 MPa > f_b = 21.726 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 31.425 MPa ---> O.K

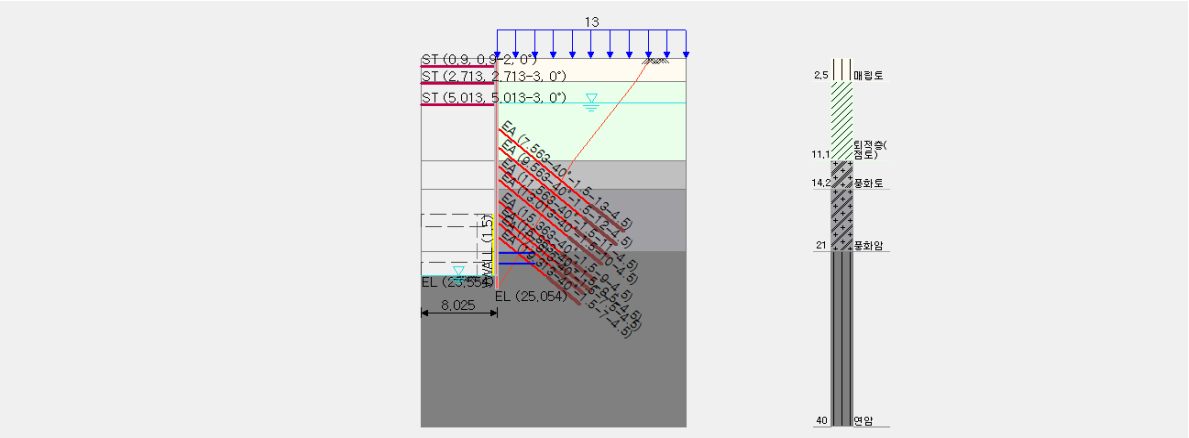
GeoX 구조계산서

TYPE-20(여의도방향) 해체단계 검토

목 차

1.표준단면
2.설계요약
3.설계조건
3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재
3.2 재료의 허용응력
3.3 적용 프로그램
4.복공판 설계
5.주형보 설계
6.주형 지지보 설계
6.1 주형지지보(중앙)
6.2 주형지지보(측벽)
7.지보재 설계
7.1 Strut 설계 (주형보)
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)
7.4 Earth Anchor 설계 (앵커-1단, 앵커-2단, 앵커-3단, 앵커-4단, 앵커-5단, 앵커-6단, 앵커-7단, 앵커-8단)
7.5 ROCK BOLT 설계 (록볼트-1단, 록볼트-2단)
8.띠장 설계
8.1 주형보 띠장 설계
8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계
8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계
8.4 앵커-1단 띠장 설계
8.5 앵커-2단 띠장 설계
8.6 앵커-3단 띠장 설계
8.7 앵커-4단 띠장 설계
8.8 앵커-5단 띠장 설계
8.9 앵커-6단 띠장 설계
8.10 앵커-7단 띠장 설계
8.11 앵커-8단 띠장 설계
9.측면말뚝 설계
9.1 흙막이벽(우)-H-PILE
10.중간말뚝 설계
11. 흙막이 벽체 설계
11.1 흙막이벽(우)-H-PILE 설계 (23.55m ~ 23.55m)
12. C.I.P 설계
12.1 흙막이벽(우)-C.I.P (0.00m ~ 23.55m)
13.전산 입력 정보
14.해석결과

1.표준단면


13
ST (0.9, 0.9, 2, 0°)
ST (2.713, 2.713, 3, 0°)
ST (5.013, 5.013, 3, 0°)
EL (23.554)
EL (25.054)
8.025
2.5
매립토
11.1
퇴적층(점토)
14.2
풍화토
21
풍화암
40
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-D:1000x1990x200	-	휨응력	56.830	175.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	8.923	100.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	82.305	151.711	O.K	처짐	O.K
		전단응력	37.865	90.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	94.929	187.358	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	77.431	123.750	O.K		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	83.781	209.712	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	79.437	123.750	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.90	휨응력	5.822	101.989	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	15.402	147.446	O.K		
		전단응력	2.161	90.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x12	2.71	휨응력	23.550	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	37.197	126.219	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.462	89.387	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x12	5.01	휨응력	23.550	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	66.655	126.219	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.462	89.387	O.K		

부 재	위 치 (m)	Strand 소요개수산정	자유장 산정	정착장 산정
앵커-1단 Strand12.7x4EA	7.56	O.K	O.K	O.K
앵커-2단 Strand12.7x4EA	9.56	O.K	O.K	O.K
앵커-3단 Strand12.7x4EA	11.56	O.K	O.K	O.K
앵커-4단 Strand12.7x4EA	13.01	O.K	O.K	O.K
앵커-5단 Strand12.7x4EA	15.36	O.K	O.K	O.K
앵커-6단 Strand12.7x4EA	16.86	O.K	O.K	O.K

앵커-7단 Strand12.7x4EA	17.81	O.K	O.K	O.K
앵커-8단 Strand12.7x4EA	19.31	O.K	O.K	O.K

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	설계값(kN)	허용값(kN)	판정		
록볼트-1단 D29	21.20	축력	105.117	240.900	O.K	길이검토	O.K
록볼트-2단 D29	22.31	축력	39.122	240.900	O.K	길이검토	O.K

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
주형보 H 300x305x15/15	0.90	휨응력	38.899	152.017	O.K	
		전단응력	27.661	90.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 300x305x15/15	2.71	휨응력	104.103	142.832	O.K	
		전단응력	49.353	90.000	O.K	
강관버팀보-2단 2H 300x305x15/15	5.01	휨응력	104.695	142.832	O.K	
		전단응력	49.633	90.000	O.K	
앵커-1단 2H 250x250x9/14	7.56	휨응력	26.919	153.578	O.K	
		전단응력	46.724	90.000	O.K	
앵커-2단 2H 250x250x9/14	9.56	휨응력	29.058	153.578	O.K	
		전단응력	50.437	90.000	O.K	
앵커-3단 2H 250x250x9/14	11.56	휨응력	30.117	153.578	O.K	
		전단응력	52.275	90.000	O.K	
앵커-4단 2H 250x250x9/14	13.01	휨응력	36.634	153.578	O.K	
		전단응력	42.391	90.000	O.K	
앵커-5단 2H 250x250x9/14	15.36	휨응력	29.730	153.578	O.K	
		전단응력	51.603	90.000	O.K	
앵커-6단 2H 250x250x9/14	16.86	휨응력	26.552	153.578	O.K	
		전단응력	46.088	90.000	O.K	
앵커-7단 2H 250x250x9/14	17.81	휨응력	30.364	153.578	O.K	
		전단응력	35.136	90.000	O.K	
앵커-8단 2H 250x250x9/14	19.31	휨응력	28.632	153.578	O.K	
		전단응력	33.132	90.000	O.K	

2.6 측면말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우)-H-PILE H 300x305x15/15	-	휨응력	19.433	195.290	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	125.061	208.175	O.K	수평변위	O.K
		전단응력	8.015	123.750	O.K	지지력	O.K

2.7 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	72.312	159.234	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	18.337	137.022	O.K	지지력	O.K

2.8 흙막이벽체설계

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우)-H-PILE	23.55 ~ 23.55	휨응력	0.000	13.500	O.K	두께검토	O.K
		전단응력	0.000	1.050	O.K		

2.9 C.I.P

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우)-C.I.P	0.00 ~ 23.55	압축응력	11.254	12.000	O.K	철근량검토	
		인장응력	130.251	225.000	O.K	주철근	O.K
		전단응력	0.563	1.306	O.K	전단철근	O.K

2.10 흙막이벽체 수평변위

부 재	시공단계	최대수평변위(mm)	허용수평변위(mm)	비 고
흙막이벽(우)-H-PILE	CS29 : 하단슬래브 타설	2.703	47.108	O.K

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

C.I.P., H Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관), Earth Anchor, Rock Bolt로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

C.I.P.+H Pile

엄지말뚝간격 : 1.50m

다. 지보재

Strut	–	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
Earth Anchor	–	Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
Rock Bolt	–	D29	수평간격 :	1.50	m
		D29	수평간격 :	1.50	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-D:1000x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 440x300x11/18(SM490)	-	
	H 300x305x15/15(SM490)	-	
H-PILE (측벽)	H 300x305x15/15(SM490)	1.50m	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SM490)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x12(SS400)	3.00m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 250x250x9/14(SS400)	-	

3.2 재료의 허용응력

가. 강재

[강재의 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		SS400,SM400, SMA400	SM490	SM490Y,SM520, SMA490	SM570,SMA570
축방향 인장 (순단면)		210	285	322.5	405
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 18.6$ 210	$0 < \ell/r \le 16$ 285	$0 < \ell/r \le 15.1$ 322.5	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405
		$18.6 < \ell/r \le 92.8$ $210 - 1.23(\ell/r - 18.6)$	$16 < \ell/r \le 80.1$ $285 - 1.935(\ell/r - 16)$	$15.1 < \ell/r \le 75.5$ $322.5 - 2.33(\ell/r - 15.1)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.285(\ell/r - 13.4)$
		$92.8 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$75.5 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,400+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	210	285	322.5	405
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.6$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.8$ 322.5	$\ell/b \le 3.4$ 405
		$4.6 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.735(\ell/b - 4.6)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.865(\ell/b - 4.0)$	$3.8 < \ell/b \le 27$ $322.5 - 7.035(\ell/b - 3.8)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$
전단응력 (총단면)		120	165	188	233
지압응력		315	428	488	608
용접 강도	공 장	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%
	현 장	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%

종 류		HSB500	HSB600	HSB800	비고
축방향 인장 (순단면)		345	405	570	230x1.5=345 270x1.5=405 380x1.5=570
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 14.6$ 345	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405	$0 < \ell/r \le 18.0$ 570	
		$14.6 < \ell/r \le 73.0$ $345 - 2.58(\ell/r - 14.6)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.29(\ell/r - 13.4)$	$18.0 < \ell/r \le 54.2$ $570 - 6.27(\ell/r - 18)$	
		$73 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,100+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$	$54.2 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{2,300+(\ell/r)^2}$	
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	345	405	570	
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 3.6$ 345	$\ell/b \le 3.4$ 405	$\ell/b \le 5.4$ 570	
		$3.6 < \ell/b \le 27$ $345 - 7.79(\ell/b - 3.6)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$	$5.4 < \ell/b \le 19$ $570 - 18.9(\ell/b - 5.4)$	
전단응력 (총단면)		203	233	330	135x1.5=203 155x1.5=233 220x1.5=330

종 류	축방향 인장 (순단면)	축방향 압축 (총단면)	휨압축응력	지압응력
비 고	140x1.5=210 190x1.5=285 215x1.5=322.5 270x1.5=405	ℓ(mm) : 유효좌굴장 r(mm): 단면회전 반지름	ℓ : 플랜지의 고정점간거리 b : 압축플랜지의 폭	강판과 강판
판두께	40mm이하	40mm이하	40mm이하 $A_w/A_c \leq 2$	40mm이하

나. 강널말뚝

[강널말뚝 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		강널말뚝 (SY30)
휨응력	인장응력	270
	압축응력	270
전단응력		150

다. 볼트

[볼트 허용응력] (MPa)

볼 트 종 류	응력의 종류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	4T 기준
	지 압	315	
고장력 볼트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	
고장력 볼트	전 단	190	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.7.0

나. 탄소성법

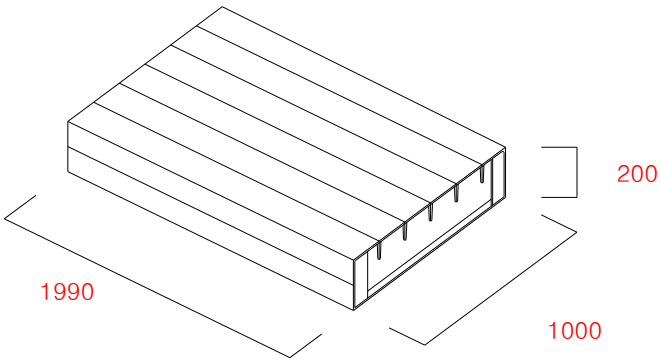
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-D:1000x1990x200

w (kN/piece)	3.600
I_x (mm^4)	148200000
A (mm^2)	19970
Z_x (mm^3)	1560000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

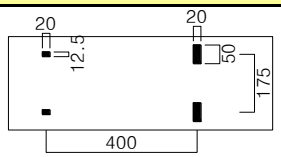
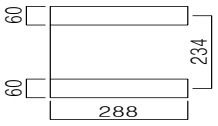
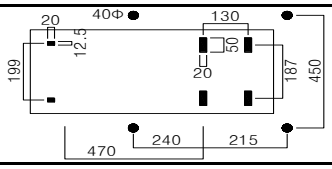
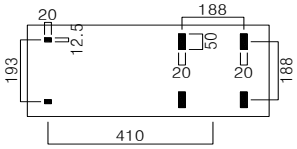
가. 고정하중

w_d = 3.600 × 1 / 1.990

= 1.809 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참고

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량(kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.809 \times 1.990^{2}}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.654 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.809 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 178.200 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.654 × 1000000.000 / 1560000 = 56.830 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 178.200 × 1000.000 / 19970 = 8.923 MPa

4.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

▶ fba = 1.25 × 140
= 175.000 MPa

▶ τa = 1.25 × 80
= 100.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 175.000 MPa > f_b = 56.830 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 100.000 MPa > τ = 8.923 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.809 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 148200000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 148200000}$$

= 0.0118692 + 0.931

= 0.942 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

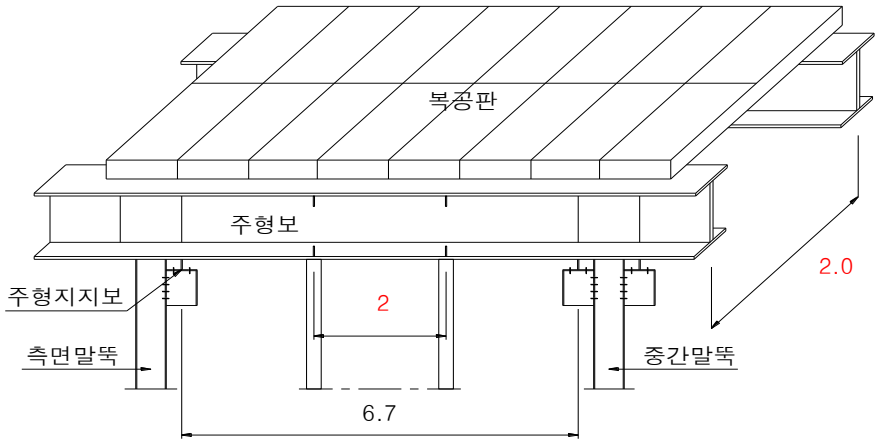
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 0.942 mm ---> O.K

5.주형보 설계

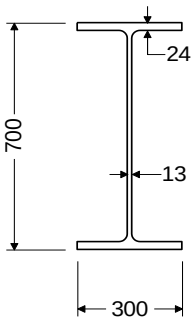
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 6.720 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1813.0
A (mm^2)	23550.0
I_x (mm^4)	2010000000.0
Z_x (mm^3)	5760000.0
A_w (mm^2)	8476.0
E (N/mm^2)	210000.0



5.2 단면력 산정

가. 고정하중

(1) 복 공 판 = 3.600 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.813 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.563 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.563 \times 6.720 \times 6.720 / 8 = 31.402$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.563 \times 6.720 / 2 = 18.692$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.720)$

$= 0.321 > 0.3$ 이므로

∴ Use, $i = 0.300$ 적용

(2) 후륜하중

① DB- 24 : $P_{r1} = 96 \times (1 + 0.300) = 124.800$ kN

② DB- 18 : $P_{r2} = 72 \times (1 + 0.300) = 93.600$ kN

③ DB- 13.5 : $P_{r3} = 54 \times (1 + 0.300) = 70.200$ kN

(3) 전륜하중

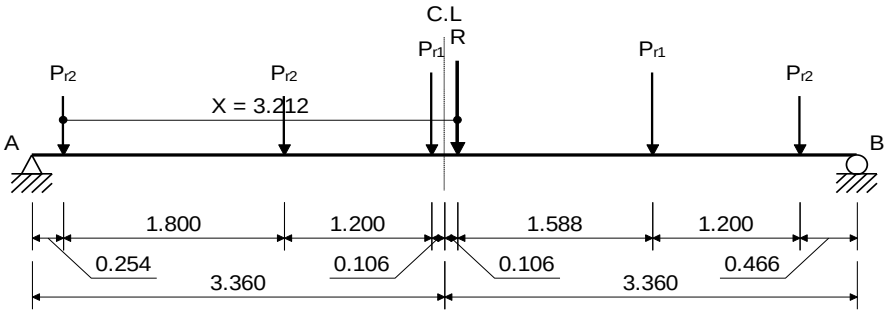
① DB- 24 : $P_{f1} = 24 \times (1 + 0.300) = 31.200$ kN

② DB- 18 : $P_{f2} = 18 \times (1 + 0.300) = 23.400$ kN

③ DB- 13.5 : $P_{f3} = 13.5 \times (1 + 0.300) = 17.550$ kN

(4) 차선별 최대 휨모멘트 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 3 = 124.800 x 2 + 93.600 x 3

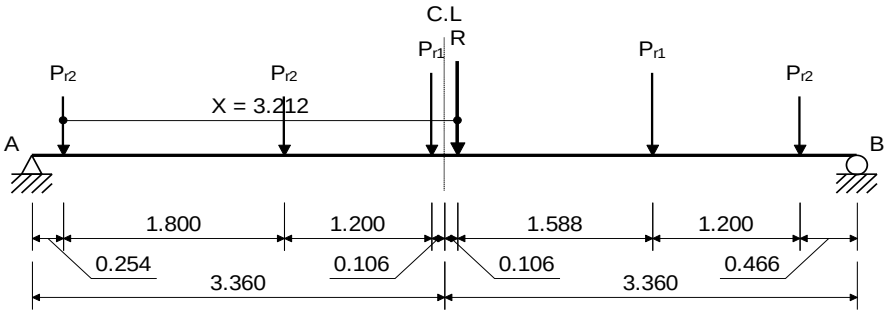
= 530.400 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800 + Pr2 x 6.000) / R

= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800 + 93.600 x 6.000) / 530.400

= 3.212 m

b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 6.466 + Pr2 x 4.666 + Pr1 x 3.466 + Pr1 x 1.666 + Pr2 x 0.466) / L

= (93.600 x 6.466 + 93.600 x 4.666 + 124.800 x 3.466 + 124.800 x 1.666 + 93.600 x 0.466) / 6.720

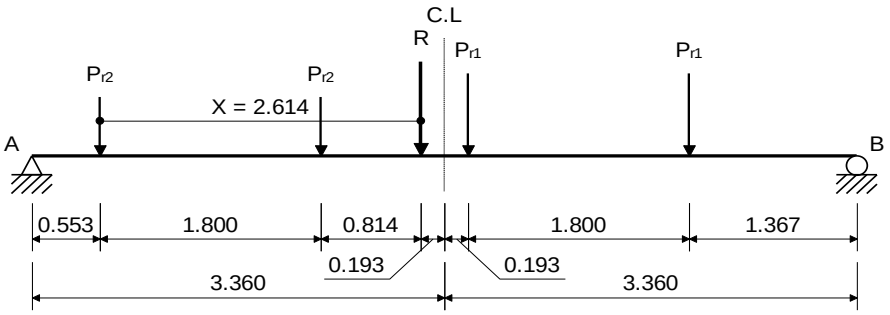
= 256.843 kN

M_l = (Ra x 3.254 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (256.843 x 3.254 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 442.677 kN·m

② 2 차선 재하시 (후륜하중)



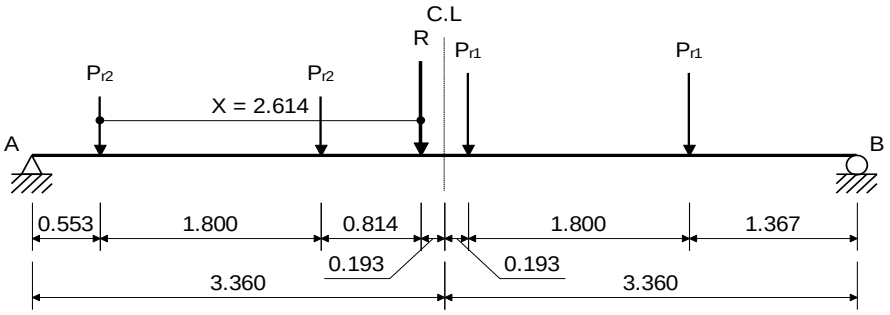
a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 2 = 124.800 x 2 + 93.600 x 2

= 436.800 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800) / R
= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800) / 436.800
= 2.614 m

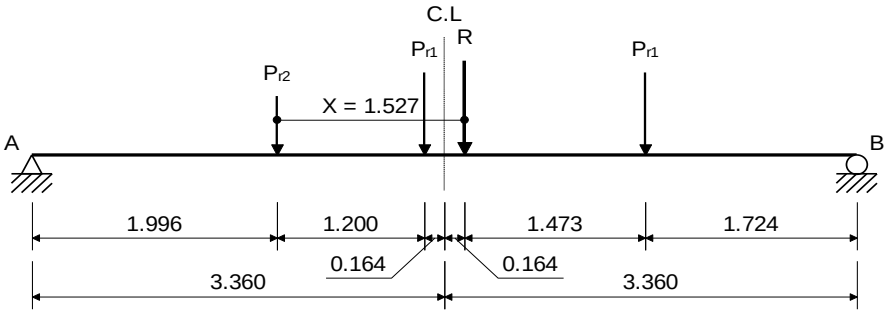
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 6.167 + Pr2 x 4.367 + Pr1 x 3.167 + Pr1 x 1.367) / L
= (93.600 x 6.167 + 93.600 x 4.367 + 124.800 x 3.167 + 124.800 x 1.367) / 6.720
= 230.936 kN

M_l = (Ra x 3.553 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (230.936 x 3.553 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 427.362 kN·m

③ 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

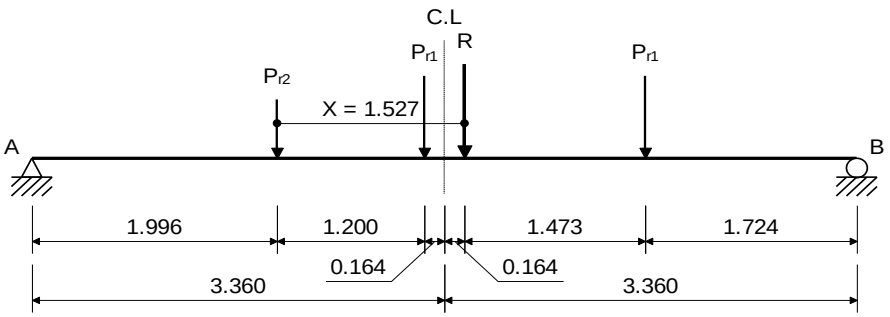


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 1 = 124.800 x 2 + 93.600 x 1
= 343.200 kN

X = (Pr1 x 1.200 + Pr1 x 3.000) / R
= (124.800 x 1.200 + 124.800 x 3.000) / 343.200
= 1.527 m

b. 최대 휨모멘트

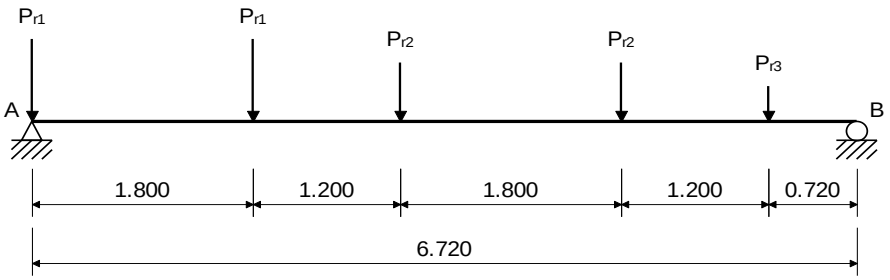


R_a = (Pr2 x 4.724 + Pr1 x 3.524 + Pr1 x 1.724) / L
= (93.600 x 4.724 + 124.800 x 3.524 + 124.800 x 1.724) / 6.720
= 163.243 kN

M_l = (Ra x 3.196 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (163.243 x 3.196 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 409.464 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① **2.5** 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 6.720 + Pr1 x 4.920 + Pr2 x 3.720 + Pr2 x 1.920 + Pr3 x 0.720) / L
= (124.800 x 6.720 + 124.800 x 4.920 + 93.600 x 3.720 + 93.600 x 1.920 + 70.200 x 0.720) / 6.720
= 302.250 kN

S_l = 302.250 x **1.00** = 302.250 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 31.402 + 442.677 = 474.079 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 18.692 + 302.250 = 320.942 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 474.079 \times 1000000 / 5760000.0 = 82.305$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 320.942 \times 1000 / 8476 = 37.865$ MPa

5.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (82.305 + 82.305) / 82.305

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 300

= 6.667 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.667 − 4.6))

= 151.711 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 151.711 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 151.711 MPa > f_b = 82.305 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 37.865 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

M = $M_{l\,max}$ / (1+i) = 442.677 / 1.300 = 340.521 kN·m

w = 8 x M / L^2 = 8 x 340.521 / (6.72 x 6.72) = 60.325 kN/m

δ_l = 5 x w x L^4 / (384 x E x I_x)

= 5 x 60.325 x 6720.0^4 / (384 x 210000 x 2010000000)

= 3.795 mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (6720.0 / 400 , 25)

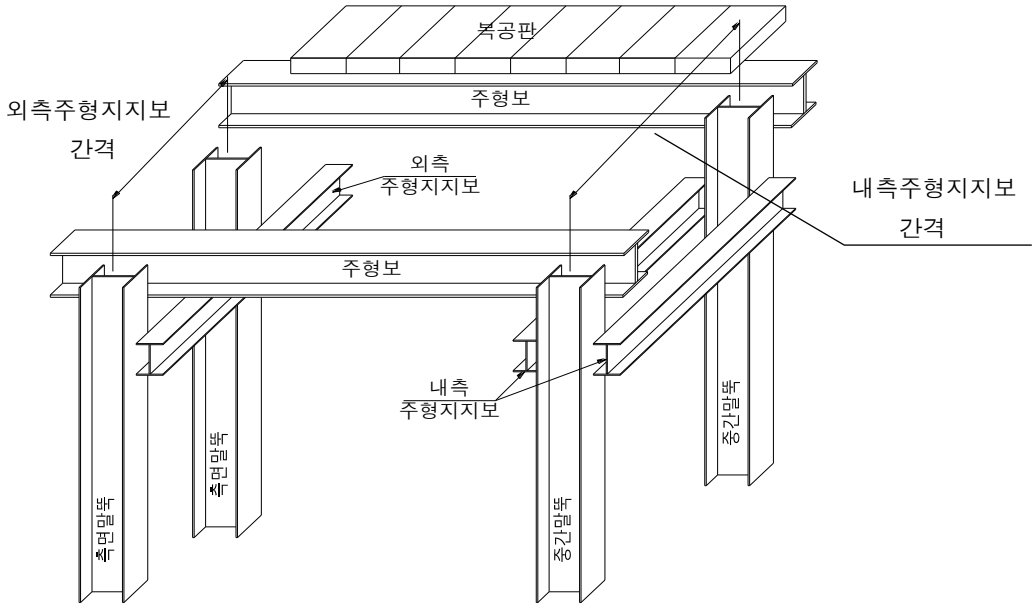
= 16.800 mm > δ_l = 3.795 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(중앙)

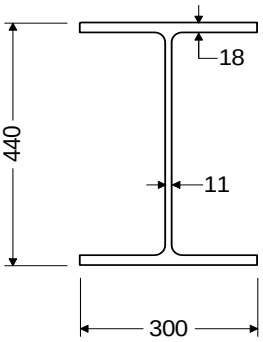
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

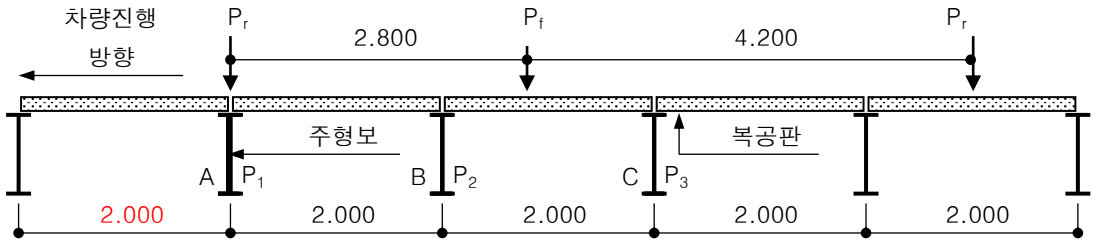


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SM490)

w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



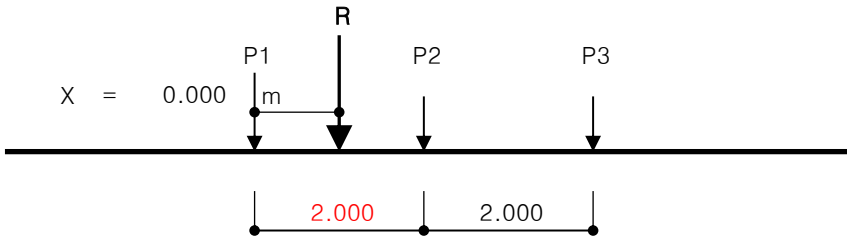
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 18.692 + 302.250 = 320.942 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000

= 18.692 + 75.563 x 1.200 / 2.000 = 64.029 kN

다. 최대 휨모멘트 산정



① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1

= 320.942

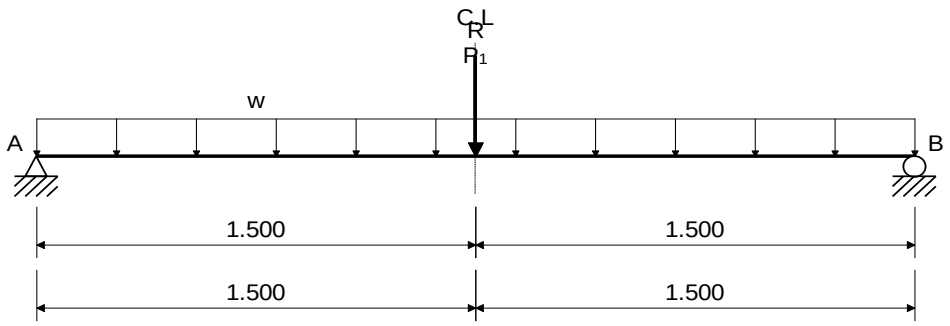
= 320.942 kN

X = (0.000) / R

= (0.000) / 320.942

= 0.000 m

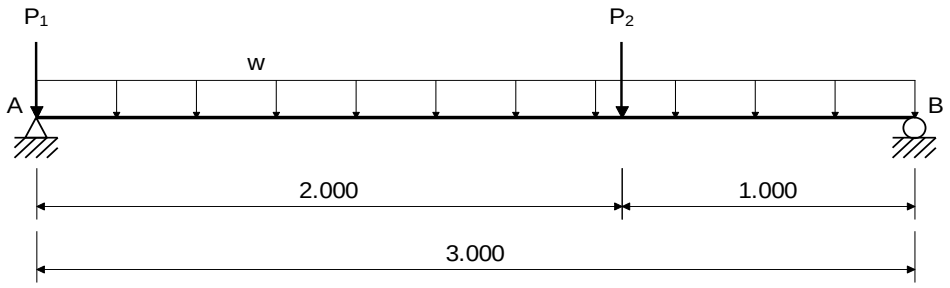
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.500) / L
= (320.942 x 1.500) / 3.000
= 160.471 kN

M_{max} = (Ra x 1.500) + w x L^2 / 8
= (160.471 x 1.500) + 1.212 x 3.00^2 / 8
= 242.069 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (320.942 x 3.000 + 64.029 x 1.000) / 3.000
= 342.285 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 342.285 + 1.212 x 3.00 / 2
= 344.102 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 242.069 x 1000000 / 2550000.0 = 94.929 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 344.102 x 1000 / 4444 = 77.431 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로
f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190
= 213.750 MPa
여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860
Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (94.929 + 94.929) / 94.929
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 3000 / 300$

$= 10.000$ ---> $4 < L/B \leq 30$ 이므로

$f_{bag} = 1.25 \times 0.9 \times (190 - 3.91 \times (10.000 - 4))$

$= 187.358$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$

$= 187.358$ MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.25 \times 0.9 \times 110$

$= 123.750$ MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 187.358$ MPa > $f_b = 94.929$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 123.750$ MPa > $\tau = 77.431$ MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 24

▶ 허용전단응력 : $\tau_a = 1.25 \times 0.9 \times 100 = 112.5$ MPa

▶ 필요 볼트갯수 : $n_{req} = S_{max} / (\tau_a \times \pi \times d^2 / 4)$

$= 344102 / (112.5 \times \pi \times 24.0 \times 24.0 / 4)$

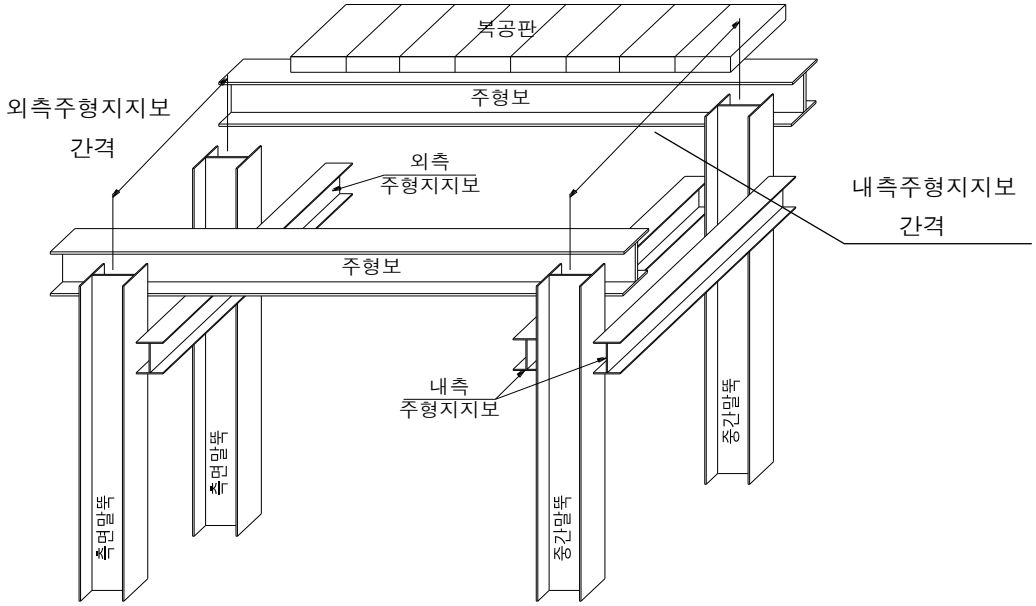
$= 6.76$ ea

▶ 사용 볼트갯수 : $n_{used} = 10$ ea > $n_{req} = 6.76$ ea ---> O.K

6.2 주형지지보(측벽)

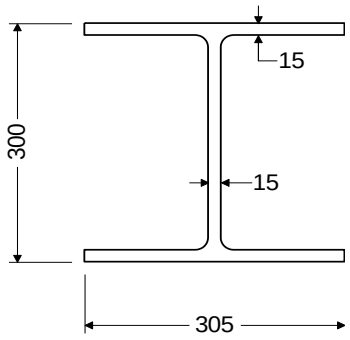
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 1.50 m

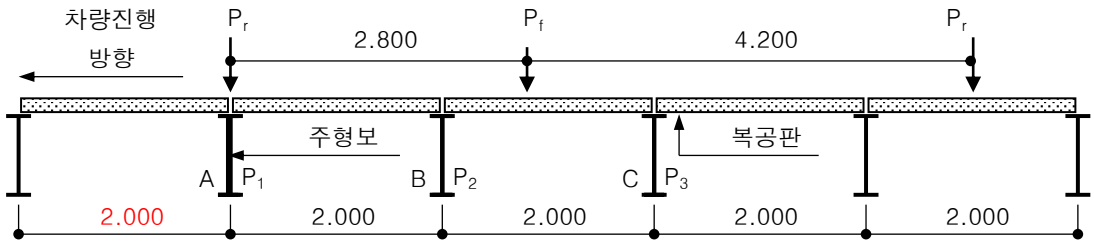


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



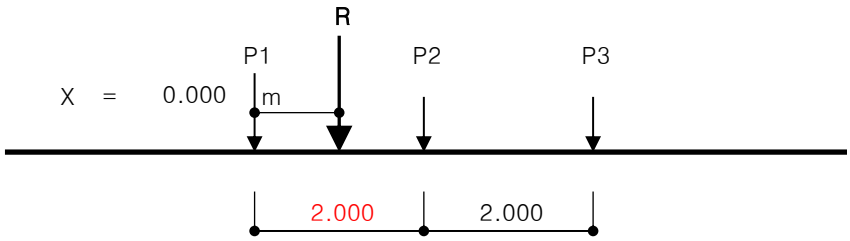
나. 주형보 반력 **case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하**



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 18.692 + 302.250 = 320.942 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

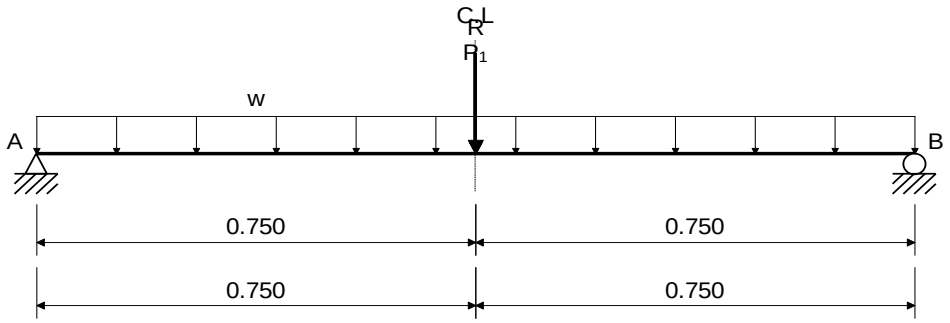


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 320.942
= 320.942 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 320.942
= 0.000 m

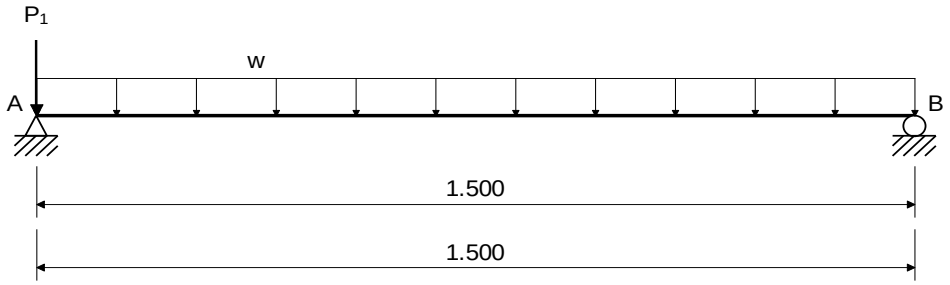
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 0.750) / L
= (320.942 x 0.750) / 1.500
= 160.471 kN

M_{max} = (Ra x 0.750) + w x L^2 / 8
= (160.471 x 0.750) + 1.038 x 1.50^2 / 8
= 120.645 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 1.500) / L
= (320.942 x 1.500) / 1.500
= 320.942 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 320.942 + 1.038 x 1.50 / 2
= 321.720 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 120.645 x 1000000 / 1440000.0 = 83.781 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 321.720 x 1000 / 4050 = 79.437 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190
= 213.750 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (83.781 + 83.781) / 83.781
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 305
= 4.918 ---> 4 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 3.91 x (4.918 − 4))
= 209.712 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 209.712 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 110
= 123.750 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 209.712 MPa > f_b = 83.781 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 123.750 MPa > τ = 79.437 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.25 x 0.9 x 100 = 112.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 321720 / (112.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 6.32 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 10 ea > n_{req} = 6.32 ea ---> O.K

7.지보재 설계

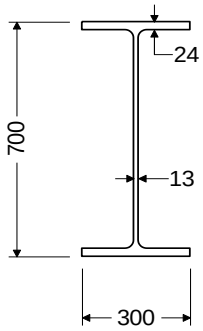
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.325 m

(2) 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1812.924
A (mm^2)	23550
I_x (mm^4)	2010000000
Z_x (mm^3)	5760000
R_x (mm)	293.0
R_y (mm)	67.8



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 121.364 kN/m ---> 주형보 (CS28 : PECK)
= 121.364 x 2.00 / 1 단
= 242.729 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 242.729 + 120.0 = 362.729 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.325 x 7.325 / 8 / 1 단
= 33.535 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.325 / 2 / 1 단
= 18.313 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 33.535 x 1000000 / 5760000.0 = 5.822 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 362.729 x 1000 / 23550 = 15.402 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 18.313 x 1000 / 8476 = 2.161 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 1.267

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (21.225 − 9.580) / 21.225

= 0.549

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L_x / R_x = 7325 / 293

25.000 ---> 18.6 < Lx/Rx ≤ 92.8 이므로

f_{cagx} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (25.000 − 18.6))

= 151.596 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 151.596 MPa

L_y / R_y = 2000 / 67.8

29.499 ---> 18.6 < Ly/Ry ≤ 92.8 이므로

f_{cagy} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (29.499 − 18.6))

= 147.446 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 147.446 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 147.446 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 7325 / 300

= 24.417 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (24.417 − 4.6))

= 101.989 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 101.989 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (25.000)^2

= 2160.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 147.446 MPa > f_c = 15.402 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 101.989 MPa > f_b = 5.822 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 2.161 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{15.402}{147.446} + \frac{5.822}{101.989 \times (1 - (15.402 / 2160.000))}$$

$$= 0.162 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 15.402 + \frac{5.822}{1 - (15.402 / 2160.000)}$$

$$= 21.266 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.162 , 0.135)

= 0.162 < 1.0 ---> O.K

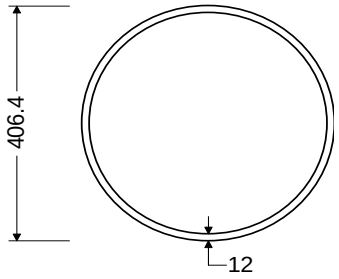
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.325 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 144.357 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS28 : PECK)
= 144.357 x 3.00 / 1 단
= 433.070 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 433.070 + 120.0 = 553.070 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.325 x 7.325 / 8 / 1 단
= 33.535 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.325 / 2 / 1 단
= 18.313 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 33.535 x 1000000 / 1424000.0 = 23.550 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 553.070 x 1000 / 14868.5 = 37.197 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.313 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.462 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.078 x 12)

= 15.715 ---> r/(αt) ≤ 50 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.078

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (60.747 − 13.648) / 60.747

= 0.775 (0 ≤ Φ ≤ 2)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7325 / 139.5

52.509 ---> 18.6 < L/R ≤ 92.8 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (52.509 − 18.6))

= 126.219 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 126.219 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (52.509)^2

= 489.629 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> r/t ≤ 125 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933²)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 126.219 MPa > f_c = 37.197 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 23.550 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.462 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{37.197}{126.219} + \dfrac{23.550}{157.500 \times (1 - (37.197 / 489.629))}$

= 0.457 < 1.0 ---> O.K

$f_c + \dfrac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$$= 37.197 + \frac{23.550}{1 - (37.197 / 489.629)}$$

$$= 62.683 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.457 , 0.398)

= 0.457 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{60.747}{126.219} + \left\{ \frac{2.462}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.482 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

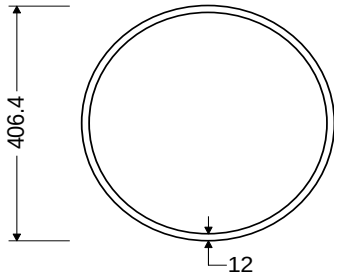
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.325 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 290.353 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS28 : PECK)
= 290.353 x 3.00 / 1 단
= 871.059 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 871.059 + 120.0 = 991.059 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.325 x 7.325 / 8 / 1 단
= 33.535 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.325 / 2 / 1 단
= 18.313 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 33.535 x 1000000 / 1424000.0 = 23.550 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 991.059 x 1000 / 14868.5 = 66.655 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.313 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.462 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.052 x 12)

= 16.093 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.052

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (90.205 − 43.105) / 90.205

= 0.522 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 7325 / 139.5

52.509 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (52.509 − 18.6))

= 126.219 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 126.219 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (52.509)^2

= 489.629 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933²)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 126.219 MPa > f_c = 66.655 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 23.550 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.462 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{66.655}{126.219} + \dfrac{23.550}{157.500 \times (1 - (66.655 / 489.629))}$

= 0.701 < 1.0 ---> O.K

$f_c + \dfrac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$$= \quad 66.655 \quad + \quad \frac{23.550}{1 \quad - \quad (\quad 66.655 \quad / \quad 489.629 \quad)}$$

$$= \quad 93.916 \quad < \quad f_{cal} \quad = \quad 157.500 \quad \text{---> O.K}$$

$$\therefore \text{ 안전율} \quad = \quad \text{Max.}(\quad 0.701 \quad , \quad 0.596 \quad)$$
$$= \quad 0.701 \quad < \quad 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{90.205}{126.219} + \left\{ \frac{2.462}{89.387} \right\}^2$$

$$= \quad 0.715 \quad < \quad 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

7.4 Earth Anchor 설계 (앵커-1단, 앵커-2단, 앵커-3단, 앵커-4단, 앵커-5단, 앵커-6단, 앵커-7단, 앵커-8단)

가. 설계제원

(1) 사용앵커 : P.C strand ϕ12.7mm 4-wire (SWPC7B) : 4 ea

A_p (mm^2)	394.84	f_{py} (N/mm^2)	1570.0
D_s (mm)	12.70	f_{pu} (N/mm^2)	1860.0
천공경, D (mm)	100.0	E_p (N/mm^2)	200000

(2) ANCHOR의 허용인장력

구 분		사용기간	인장재 극한하중 (f_{pu})에 대하여	인장재 항복하중 (f_{py})에 대하여	적용
일 시 앵 커		2년 미만	0.65 f_{pu}	0.80 f_{py}	×
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	0.60 f_{pu}	0.75 f_{py}	O
	지진시	2년 이상	0.75 f_{pu}	0.90 f_{py}	×

(3) 허용인장강도 : P_a = Min. (0.60 x f_{pu} x A_p , 0.75 x f_{py} x A_p)

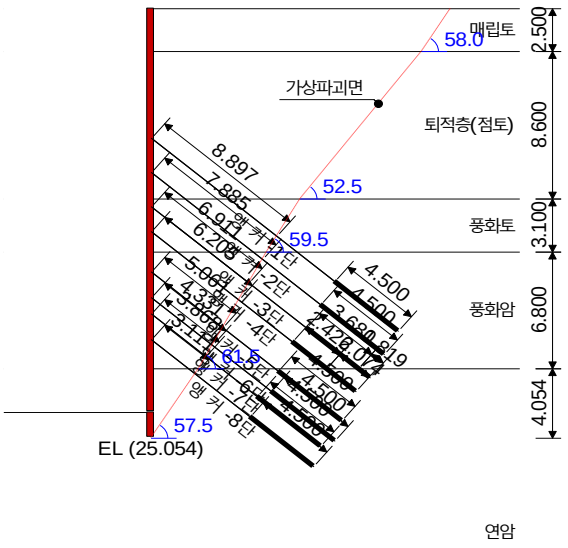
= Min. (0.60 x 1860.0 x 394.84 ,

0.75 x 1570.0 x 394.84)

= Min. (440641.4 , 464924.1) N

= 440.641 kN

나. EARTH ANCHOR 자유장 산정



▶ 적용자유장(L_f) 산정

구분	설치위치 (GL.-m)	필요 자유장 L_{freq} (m)	안전거리 L_u (m)	적용 자유장 L_f (m)	판 정
앵커-1단	7.563	8.897	3.533	13.000	O.K
앵커-2단	9.563	7.885	3.533	12.000	O.K
앵커-3단	11.563	6.911	3.533	11.000	O.K
앵커-4단	13.013	6.205	3.533	10.000	O.K
앵커-5단	15.363	5.061	3.533	9.000	O.K
앵커-6단	16.863	4.331	3.533	8.500	O.K
앵커-7단	17.813	3.868	3.533	7.500	O.K
앵커-8단	19.313	3.111	3.533	7.000	O.K

다. 강선의 초기 긴장력 산정

(1) 소요설계축력 ($T_{req} = R_{max}$ x Anchor 수평간격)

구 분	설치위치 (GL.-m)	최대축력 R_{max} (kN/m,ea)	Anchor 수평간격(m)	설치각 (°)	소요설계축력 T_{req} (kN/ea)
앵커-1단	7.563	180.221	1.500	40	270.331
앵커-2단	9.563	195.850	1.500	40	293.775
앵커-3단	11.563	202.949	1.500	40	304.423
앵커-4단	13.013	191.934	1.500	40	287.901
앵커-5단	15.363	197.061	1.500	40	295.592
앵커-6단	16.863	171.533	1.500	40	257.299
앵커-7단	17.813	148.978	1.500	40	223.467
앵커-8단	19.313	137.097	1.500	40	205.646

(2) 긴장력의 감소량 산정

① 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량

$$\Delta Pp = \Delta fps \times A_p \times N = E_p \times \Delta L \times A_p \times N / L$$

여기서, ΔPp = 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfps = P.C 강선의 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

L = 자유장 + 0.5 m

ΔL = 정착장치의 P.C 강선의 활동량 (mm)

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	Ep (N/mm^2)	ΔL (mm)	A_p (mm^2)	N (ea)	L (m)	ΔP_p (N)
7.563	200000	3.0	98.71	4	13.5	17548.444
9.563	200000	3.0	98.71	4	12.5	18952.320
11.563	200000	3.0	98.71	4	11.5	20600.348
13.013	200000	3.0	98.71	4	10.5	22562.286
15.363	200000	3.0	98.71	4	9.5	24937.263
16.863	200000	3.0	98.71	4	9.0	26322.667
17.813	200000	3.0	98.71	4	8.0	29613.000
19.313	200000	3.0	98.71	4	7.5	31587.200

② RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Ppr = \Delta fpr \times A_p \times N = r \times fpt \times A_p \times N$

여기서, ΔPpr = RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfpr = P.C 강선의 RELAXATION에 의한 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

fpt = 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (N/mm^2)

$= 0.80 \times f_{py}$

$= 0.80 \times 1570.0$

$= 1256.0 \ N/mm^2$

r = P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (%)

설치위치 (GL.-m)	r (%)	f_{pt} (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	ΔP_{pr} (N)
7.563	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
9.563	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
11.563	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
13.013	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
15.363	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
16.863	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
17.813	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
19.313	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952

③ 손실을 감안한 초기긴장력(JACKING FORCE)

$JFreq = Treq + \Delta Pp + \Delta Ppr$

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	ΔP_p (kN)	ΔP_{pr} (kN)	JF_{req} (kN)
7.563	270.331	17.548	24.796	312.675
9.563	293.775	18.952	24.796	337.523
11.563	304.423	20.600	24.796	349.819
13.013	287.901	22.562	24.796	335.260
15.363	295.592	24.937	24.796	345.325
16.863	257.299	26.323	24.796	308.418
17.813	223.467	29.613	24.796	277.876
19.313	205.646	31.587	24.796	262.029

④ strand 소요갯수 산정

$n_{req} = JF_{req} / P_a$

설치위치 (GL.-m)	손실을 감안한 초기 긴장력(JF_{req},kN/ea)	허용인장강도 P_a (kN)	N (ea)	N_{req} (ea)	비 고
7.563	312.675	110.160	4	2.838	O.K
9.563	337.523	110.160	4	3.064	O.K
11.563	349.819	110.160	4	3.176	O.K
13.013	335.260	110.160	4	3.043	O.K
15.363	345.325	110.160	4	3.135	O.K
16.863	308.418	110.160	4	2.800	O.K
17.813	277.876	110.160	4	2.522	O.K
19.313	262.029	110.160	4	2.379	O.K

라. EARTH ANCHOR 정착장 산정

▶ 앵커 내력의 안전률 (Fs)

구 분		사용기간	극한 인발력(fug)에 대한 안전률
일 시 앵 커		2년 미만	1.5
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	2.5
	지진시	2년 이상	1.5 ~ 2.0

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τ_a)

지 반 종 류	장기허용부착응력 (kN/m^2)	단기허용부착응력 (kN/m^2)
토 사	400	700
암 반	700	1000

▶ 마찰저항장(L_{a1})과 부착저항장(L_{a2}) 중 큰 값 적용하며, 진행파괴성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정식

$$La1 = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$$

▶ 부착저항장(L_{a2}) 산정식

$$La2 = \frac{T}{\pi \times N \times D_s \times \tau_a}$$

여기서, T = 설계축력 (kN)
Fs = 안전률
D = 앵커체 지름 (mm)
τ_u = 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (kN/m^2)
N = strand 사용갯수 (ea)
D_s = strand 지름 (mm)
τ_a = 인장재의 허용부착응력 (kN/m^2)

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정

앵커이름	설치위치	T_{req} (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_{a1} (m)	T_1 (kN)
앵커-1단	7.563	270.331	풍화암	2.50	100.000	600.000	3.585	270.331
합계		-	-	-	-	-	3.585	-
앵커-2단	9.563	293.775	풍화암	2.50	100.000	600.000	3.896	293.775
합계		-	-	-	-	-	3.896	-
앵커-3단	11.563	304.423	풍화암	2.50	100.000	600.000	3.681	277.568
		26.854	연암	2.50	100.000	1000.000	0.214	26.854
합계		-	-	-	-	-	3.895	-
앵커-4단	13.013	287.901	풍화암	2.50	100.000	600.000	2.426	182.883
		105.018	연암	2.50	100.000	1000.000	0.836	105.018
합계		-	-	-	-	-	3.261	-
앵커-5단	15.363	295.592	연암	2.50	100.000	1000.000	2.352	295.592
합계		-	-	-	-	-	2.352	-
앵커-6단	16.863	257.299	연암	2.50	100.000	1000.000	2.048	257.299
합계		-	-	-	-	-	2.048	-
앵커-7단	17.813	223.467	연암	2.50	100.000	1000.000	1.778	223.467
합계		-	-	-	-	-	1.778	-
앵커-8단	19.313	205.646	연암	2.50	100.000	1000.000	1.636	205.646
합계		-	-	-	-	-	1.636	-

여기서, T_{req}는 해당 지반에서의 필요 축력,
T_1은 해당 지반이 부담하는 축력이다.

▶ 부착저항장(L_{a2})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	N (ea)	D_s (mm)	τ_a (kN/m^2)	L_{a2} (m)
7.563	270.331	4.0	12.70	1000.0	1.694
9.563	293.775	4.0	12.70	1000.0	1.841
11.563	304.423	4.0	12.70	1000.0	1.907
13.013	287.901	4.0	12.70	1000.0	1.804
15.363	295.592	4.0	12.70	1000.0	1.852
16.863	257.299	4.0	12.70	1000.0	1.612
17.813	223.467	4.0	12.70	1000.0	1.400
19.313	205.646	4.0	12.70	1000.0	1.289

▶ 적용정착장(L_a) 산정

설치위치 (GL.-m)	마찰저항장(L_{a1})	부착저항장(L_{a2})	적용정착장(L_a)	판 정
7.563	3.585	1.694	4.5	O.K
9.563	3.896	1.841	4.5	O.K
11.563	3.895	1.907	4.5	O.K
13.013	3.261	1.804	4.5	O.K
15.363	2.352	1.852	4.5	O.K
16.863	2.048	1.612	4.5	O.K
17.813	1.778	1.400	4.5	O.K
19.313	1.636	1.289	4.5	O.K

▶ 총 소요장 산정 (L)

설치위치 (GL.-m)	적용자유장 L_f (m)	여유장 L_e (m)	적용정착장 L_a (m)	총 소요장 L (m)
7.563	13.000	1.500	4.500	19.000
9.563	12.000	1.500	4.500	18.000
11.563	11.000	1.500	4.500	17.000
13.013	10.000	1.500	4.500	16.000
15.363	9.000	1.500	4.500	15.000
16.863	8.500	1.500	4.500	14.500
17.813	7.500	1.500	4.500	13.500
19.313	7.000	1.500	4.500	13.000

마. ELONGATION 산정

$Lel = JF_{req} \times L / E_p \times A_p \times N$

여기서, Lel = 신장량 (mm)

JFreq = JACKING FORCE (kN)

L = 자유장 + 0.5 m

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	JF_{req} (kN)	L (m)	E_p (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	L_{el} (mm)
7.563	312.675	13.5	200000	98.71	4	53.453
9.563	337.523	12.5	200000	98.71	4	53.427
11.563	349.819	11.5	200000	98.71	4	50.944
13.013	335.260	10.5	200000	98.71	4	44.578
15.363	345.325	9.5	200000	98.71	4	41.543
16.863	308.418	9.0	200000	98.71	4	35.150
17.813	277.876	8.0	200000	98.71	4	28.151
19.313	262.029	7.5	200000	98.71	4	24.886

바. EARTH ANCHOR 제원표

설치위치 (GL.-m)	수평간격 (m)	설치각 (°)	적용자유장 (m)	여유장 (m)	적용정착장 (m)	JF_{req} (kN)
7.563	1.50	40.0	13.000	1.500	4.500	312.675
9.563	1.50	40.0	12.000	1.500	4.500	337.523
11.563	1.50	40.0	11.000	1.500	4.500	349.819
13.013	1.50	40.0	10.000	1.500	4.500	335.260
15.363	1.50	40.0	9.000	1.500	4.500	345.325
16.863	1.50	40.0	8.500	1.500	4.500	308.418
17.813	1.50	40.0	7.500	1.500	4.500	277.876
19.313	1.50	40.0	7.000	1.500	4.500	262.029

7.5 ROCK BOLT 설계 (록볼트-1단, 록볼트-2단)

가. 설계제원

(1) 사용락볼트 : D29 (SD300) , 2 ea

A_s (mm^2 / ea)	642.4	Fs	2	D (mm)	40.0
ɣ (kN/m^3)	22.56	f_y (N/mm^2)	300	AxB(m^2)	1.5

(2) ROCK BOLT 길이

▶ $L1 = \dfrac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$

▶ $L2 = \dfrac{0.6 \times f_y \times A_s}{Fs \times ɣ \times (A \times B)}$

여기서, T = 설계 축력 (kN/m,ea)
Fs = 안전율
D = 락볼트체의 유효경 (mm)
τu = 주면마찰저항 (kN/m^2)
fy = 락볼트의 항복하중(N/mm^2)
As = 락볼트의 단면적 (mm^2 / ea)
ɣ = 부석의 단위중량(kN/m^3)
(A×B) = 락볼트의 설치간격(m^2)

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ L_1의 길이 산정

락볼트이름	설치위치	T_{req} (kN/m,ea)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_1 (m)	T_1 (kN/m,ea)
록볼트-1단	21.200	70.078	연암	2.00	40.000	1000.000	1.673	70.078
합계		-	-	-	-	-	1.673	-
록볼트-2단	22.313	26.081	연암	2.00	40.000	1000.000	0.623	26.081
합계		-	-	-	-	-	0.623	-

여기서, T_{req}는 해당 지반에서의 필요 축력,
T_1은 해당 지반이 부담하는 축력이다.

▶ L_2의 길이 산정

락볼트이름	설치위치 (GL.-m)	f_y (N/mm^2)	A_s (mm^2/ea)	Fs	ɣ (kN/m^3)	A x B (m^2)	L_2 (m)
록볼트-1단	21.200	300	642.4	2	22.6	1.5	1.709
록볼트-2단	22.313	300	642.4	2	22.6	1.5	1.709

나. ROCK BOLT 길이 산정

락볼트이름	설치위치 (GL.-m)	규 격	L_1(m)	L_2(m)	L_{max}(m)	적용장 (m)	판 정
록볼트-1단	21.200	D29	1.673	1.709	1.709	4.000	O.K
록볼트-2단	22.313	D29	0.623	1.709	1.709	4.000	O.K

다. ROCK BOLT 허용축력 검토

Tmax = 105.12 kN ---> 록볼트-1단 (CS34 : 상단슬래브 타설)

R = As × fy × α = 642.4 × 300 × 1.25

= 240.90 kN > 105.12 kN ---> O.K

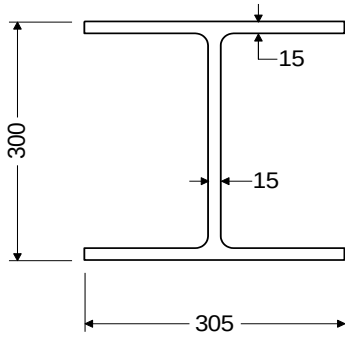
8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

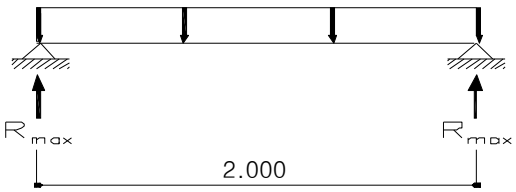
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 121.364 kN/m ---> 주형보 (CS28 : PECK)

P = 121.364 × 2.00 m / 1 ea = 242.729 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 242.729 / (13 × 2.000)
= 112.029 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 112.029 × 2.000 ^{2} / 8
= 56.014 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 112.029 × 2.000 / 2
= 112.029 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 56.014 x 1000000 / 1440000.0 = 38.899 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 112.029 x 1000 / 4050 = 27.661 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (38.899 + 38.899) / 38.899

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.557 − 4.6))

= 152.017 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.017 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.017 MPa > f_b = 38.899 MPa ---> O.K

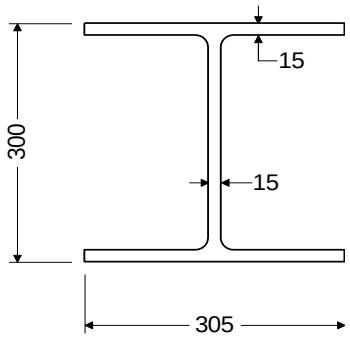
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 27.661 MPa ---> O.K

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

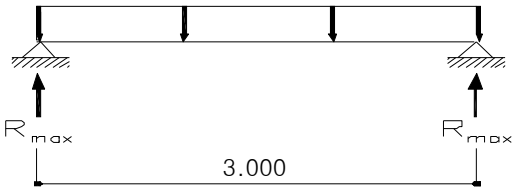
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 144.357 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS28 : PECK)

P = 144.357 × 3.00 m / 1 ea = 433.070 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 433.070 / (13 × 3.000)
= 133.252 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 133.252 × 3.000 ^{2} / 8
= 149.909 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 133.252 × 3.000 / 2
= 199.879 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 149.909 x 1000000 / 1440000.0 = 104.103 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 199.879 x 1000 / 4050 = 49.353 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (104.103 + 104.103) / 104.103$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 305

= 9.836 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (9.836 − 4.6))

= 142.832 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.832 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.832 MPa > f_b = 104.103 MPa ---> O.K

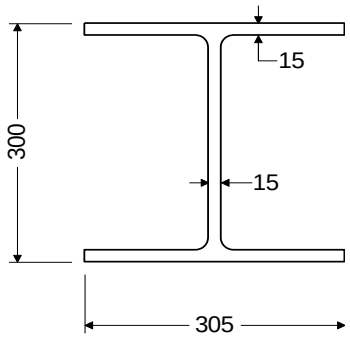
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 49.353 MPa ---> O.K

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

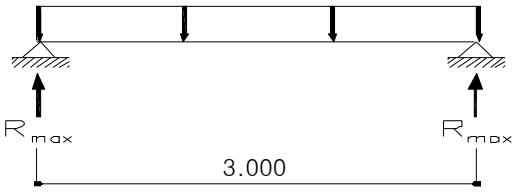
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 290.353 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS28 : PECK)

P = 290.353 × 3.00 m / 2 ea = 435.529 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 435.529 / (13 × 3.000)
= 134.009 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 134.009 × 3.000 ^{2} / 8
= 150.760 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 134.009 × 3.000 / 2
= 201.014 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 150.760 x 1000000 / 1440000.0 = 104.695 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 201.014 x 1000 / 4050 = 49.633 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (104.695 + 104.695) / 104.695$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 305

= 9.836 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (9.836 − 4.6))

= 142.832 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.832 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.832 MPa > f_b = 104.695 MPa ---> O.K

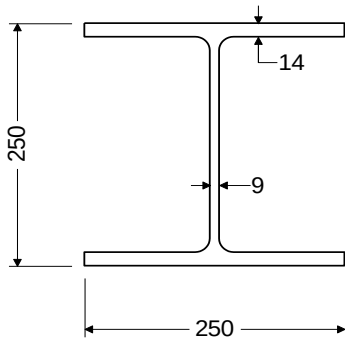
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 49.633 MPa ---> O.K

8.4 앵커-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

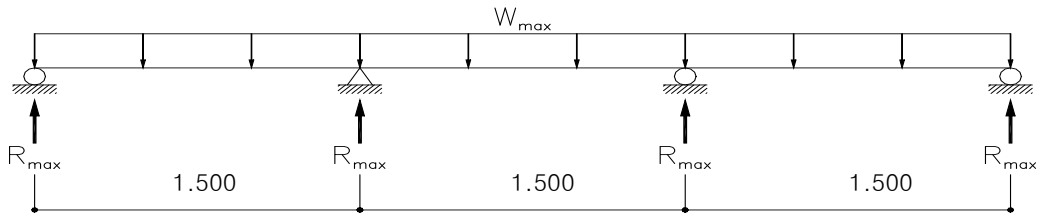
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



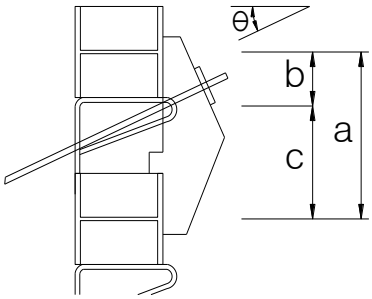
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 40.0 도



Jf_{used} = 312.675 kN ---> 지보재설계의 JFreq

R_{max} = Jf_{used} × cosθ × (c / a)

P = 312.675 × cos 40 ° × (0.393 / 0.550)
= 171.150 kN

R_{max} = 11 × W_{max} × L / 10

∴ W_{max} = 10 × R_{max} / (11 × L)
= 10 × 171.150 / (11 × 1.500)
= 103.727 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 10
= 103.727 × 1.500 ^{2} / 10
= 23.339 kN·m

S_{max} = 6 × W_{max} × L / 10
= 6 × 103.727 × 1.500 / 10
= 93.355 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 23.339 x 1000000 / 867000.0 = 26.919 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 93.355 x 1000 / 1998 = 46.724 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (26.919 + 26.919) / 26.919

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 153.578 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 153.578 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 153.578 MPa > f_b = 26.919 MPa ---> O.K

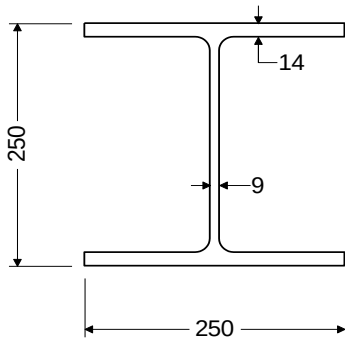
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 46.724 MPa ---> O.K

8.5 앵커-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

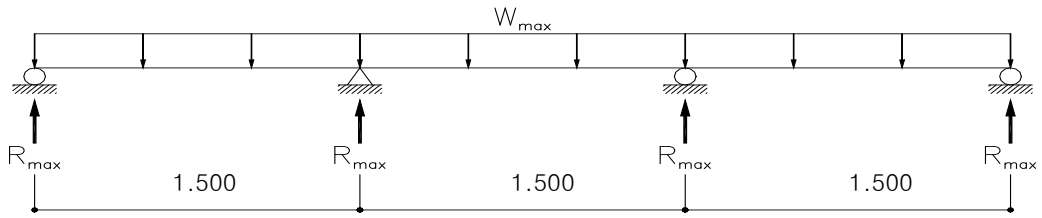
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



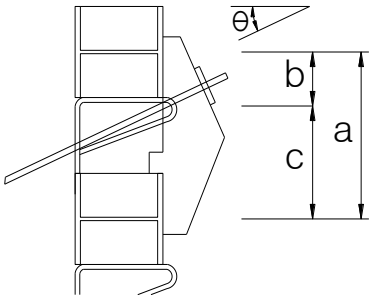
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 40.0 도



Jf_{used} = 337.523 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

P = 337.523 × cos 40 ° × (0.393 / 0.550)
= 184.751 kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
= 10 × 184.751 / (11 × 1.500)
= 111.970 kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
= 111.970 × 1.500 ^{2} / 10
= 25.193 kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
= 6 × 111.970 × 1.500 / 10
= 100.773 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.193 x 1000000 / 867000.0 = 29.058 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 100.773 x 1000 / 1998 = 50.437 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (29.058 + 29.058) / 29.058

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 153.578 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 153.578 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 153.578 MPa > f_b = 29.058 MPa ---> O.K

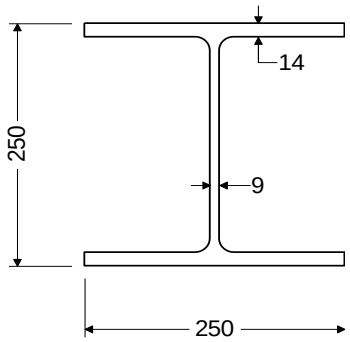
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 50.437 MPa ---> O.K

8.6 앵커-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

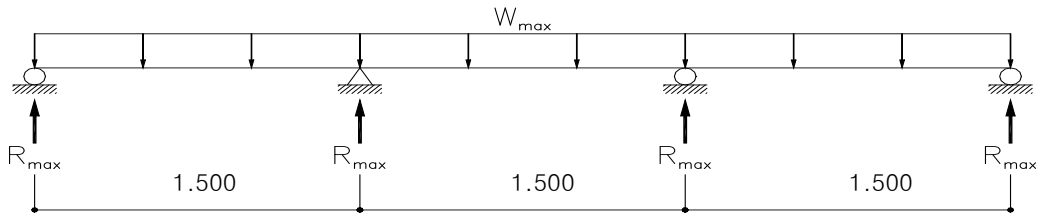
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



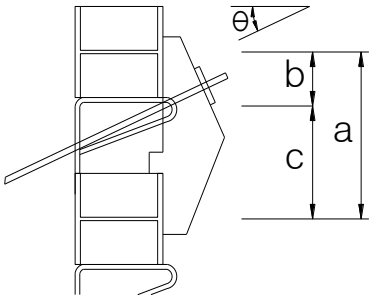
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 40.0 도



Jf_{used} = 349.819 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 349.819 \times \cos 40° \times (0.393 / 0.550)$
$= 191.482$ kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
$= 10 \times 191.482 / (11 \times 1.500)$
$= 116.050$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
$= 116.050 \times 1.500^2 / 10$
$= 26.111$ kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
$= 6 \times 116.050 \times 1.500 / 10$
$= 104.445$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 26.111 x 1000000 / 867000.0 = 30.117 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 104.445 x 1000 / 1998 = 52.275 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (30.117 + 30.117) / 30.117

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 153.578 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 153.578 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 153.578 MPa > f_b = 30.117 MPa ---> O.K

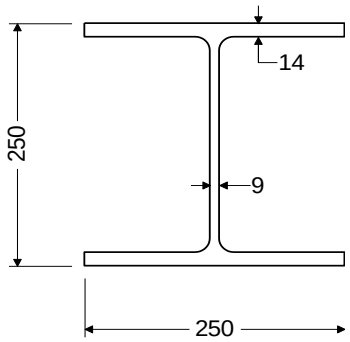
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 52.275 MPa ---> O.K

8.7 앵커-4단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

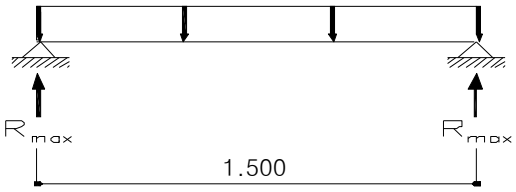
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



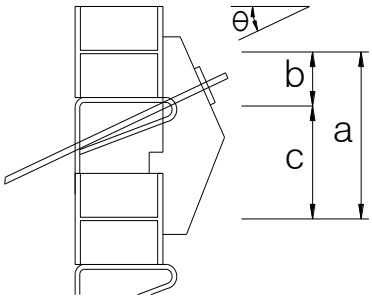
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 40.0 도



Jf_{used} = 335.260 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 335.260 \times \cos 40° \times (0.393 / 0.550)$
$= 183.512$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 183.512 / (13 \times 1.500)$
$= 112.931$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 112.931 \times 1.500^2 / 8$
$= 31.762$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 112.931 \times 1.500 / 2$
$= 84.698$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 31.762 x 1000000 / 867000.0 = 36.634 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 84.698 x 1000 / 1998 = 42.391 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (36.634 + 36.634) / 36.634

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 153.578 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 153.578 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 153.578 MPa > f_b = 36.634 MPa ---> O.K

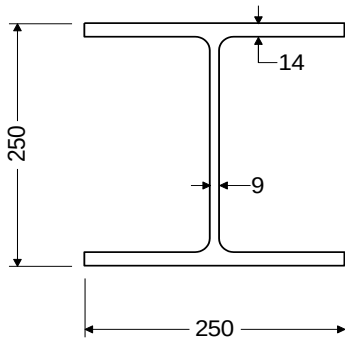
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 42.391 MPa ---> O.K

8.8 앵커-5단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

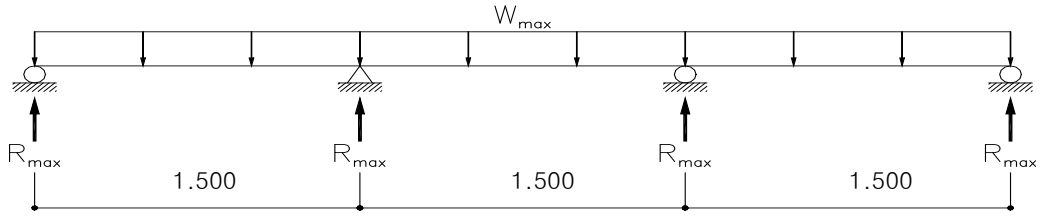
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



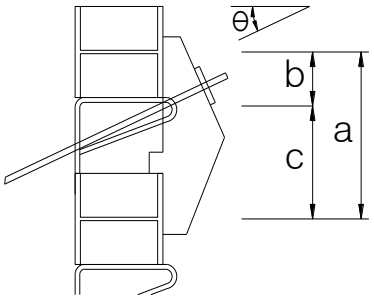
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 40.0 도



Jf_{used} = 345.325 kN ---> 지보재설계의 JFreq

R_{max} = Jf_{used} × cosθ × (c / a)

P = 345.325 × cos 40 ° × (0.393 / 0.550)
= 189.022 kN

R_{max} = 11 × W_{max} × L / 10

∴ W_{max} = 10 × R_{max} / (11 × L)
= 10 × 189.022 / (11 × 1.500)
= 114.559 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 10
= 114.559 × 1.500^2 / 10
= 25.776 kN·m

S_{max} = 6 × W_{max} × L / 10
= 6 × 114.559 × 1.500 / 10
= 103.103 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.776 x 1000000 / 867000.0 = 29.730 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 103.103 x 1000 / 1998 = 51.603 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (29.730 + 29.730) / 29.730

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 153.578 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 153.578 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 153.578 MPa > f_b = 29.730 MPa ---> O.K

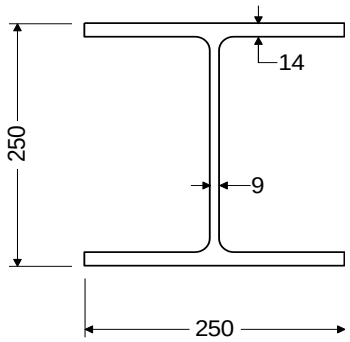
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 51.603 MPa ---> O.K

8.9 앵커-6단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

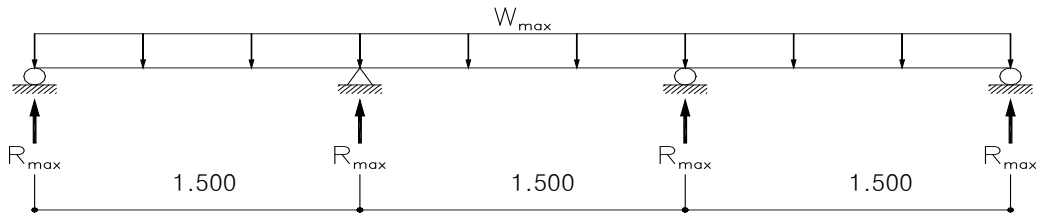
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



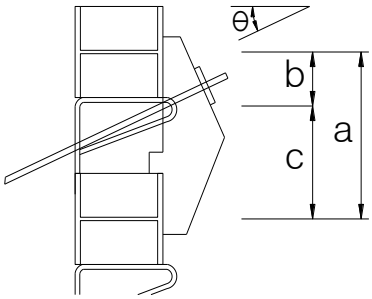
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 40.0 도



Jf_{used} = 308.418 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

P = 308.418 × cos 40 ° × (0.393 / 0.550)
= 168.820 kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
= 10 × 168.820 / (11 × 1.500)
= 102.315 kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
= 102.315 × 1.500 ^{2} / 10
= 23.021 kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
= 6 × 102.315 × 1.500 / 10
= 92.083 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 23.021 x 1000000 / 867000.0 = 26.552 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 92.083 x 1000 / 1998 = 46.088 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (26.552 + 26.552) / 26.552

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 153.578 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 153.578 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 153.578 MPa > f_b = 26.552 MPa ---> O.K

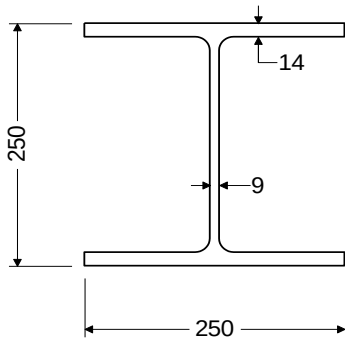
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 46.088 MPa ---> O.K

8.10 앵커-7단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

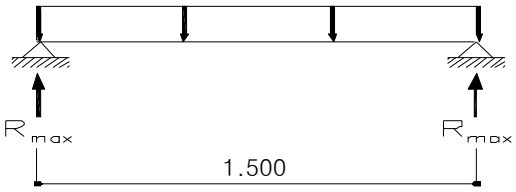
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



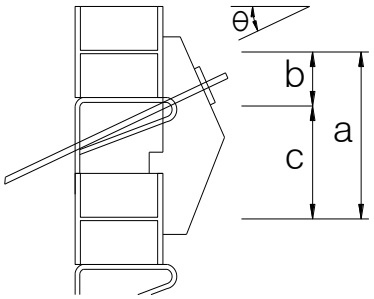
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 40.0 도



Jf_{used} = 277.876 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 277.876 \times \cos 40° \times (0.393 / 0.550)$
$= 152.102$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 152.102 / (13 \times 1.500)$
$= 93.601$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 93.601 \times 1.500^2 / 8$
$= 26.325$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 93.601 \times 1.500 / 2$
$= 70.201$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 26.325 x 1000000 / 867000.0 = 30.364 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 70.201 x 1000 / 1998 = 35.136 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (30.364 + 30.364) / 30.364

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 153.578 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 153.578 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 153.578 MPa > f_b = 30.364 MPa ---> O.K

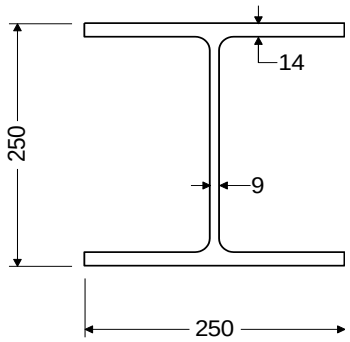
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 35.136 MPa ---> O.K

8.11 앵커-8단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

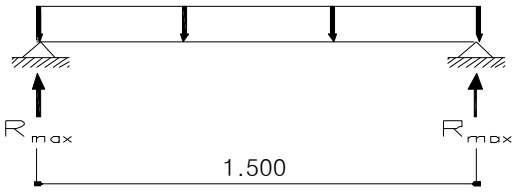
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



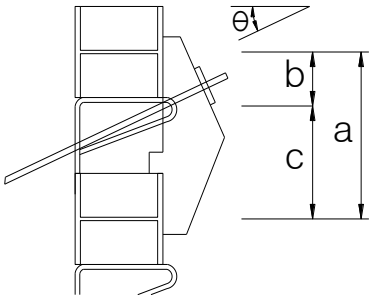
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 40.0 도



Jf_{used} = 262.029 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 262.029 \times \cos 40° \times (0.393 / 0.550)$
$= 143.428$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 143.428 / (13 \times 1.500)$
$= 88.263$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 88.263 \times 1.500^2 / 8$
$= 24.824$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 88.263 \times 1.500 / 2$
$= 66.197$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.824 x 1000000 / 867000.0 = 28.632 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 66.197 x 1000 / 1998 = 33.132 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (28.632 + 28.632) / 28.632

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 153.578 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 153.578 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 153.578 MPa > f_b = 28.632 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 33.132 MPa ---> O.K

9.측면말뚝 설계

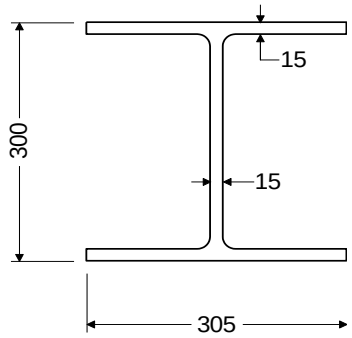
9.1 흙막이벽(우)-H-PILE

가. 설계제원

(1) 측면말뚝의 설치간격 : 1.500 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
A_w (mm^2)	4050
R_x (mm)	126



나. 단면력 산정

가. 주형보 반력 = 320.942 kN

나. 주형 지지보의 자중 = 2.014 kN

다. 측면말뚝 자중 = 26.557 kN

라. 버팀보 자중 = 4.285 kN

마. 띠장 자중 = 23.268 kN

바. 지보재 수직분력 = 839.175 × 1.500 = 1258.763 kN

사. 지장물 자중 = 50.000 kN

$\sum P_s$ = 1685.828 kN

최대모멘트, M_{max} = 18.656 kN·m/m ---> 흙막이벽(우)-H-PILE (CS29 : 하단슬래브 타설)

최대전단력, S_{max} = 21.642 kN/m ---> 흙막이벽(우)-H-PILE (CS29 : 하단슬래브 타설)

▶ Pmax = 1685.828 kN

▶ Mmax = 18.656 × 1.500 = 27.984 kN·m

▶ Smax = 21.642 × 1.500 = 32.462 kN

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 27.984 x 1000000 / 1440000.0 = 19.433 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1685.828 x 1000 / 13480 = 125.061 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 32.462 x 1000 / 4050 = 8.015 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190

= 213.750 MPa

여기서, i = $0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 1.082

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (144.495 - 105.628) / 144.495$

= 0.269

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 190.000

= 213.750 MPa

L / R = 2500 / 126

19.841 ---> 16 < Lx/Rx ≤ 80.1 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (19.841 − 16))

= 208.175 MPa

$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 208.175 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> 4 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 3.91 x (8.197 − 4))

= 195.290 MPa

$f_{ba} = \text{Min.}(f_{bag} , f_{cal})$

= 195.290 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (19.841)^2

= 3429.216 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 110

= 123.750 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 208.175 MPa > f_c = 125.061 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 195.290 MPa > f_b = 19.433 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 123.750 MPa > τ = 8.015 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{125.061}{208.175} + \dfrac{19.433}{195.290 \times (1 - (125.061 / 3429.216))}$

= 0.704 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 125.061 + \frac{19.433}{1 - (125.061 / 3429.216)}$$

$$= 145.230 < f_{cal} = 213.750 \quad ---> \quad O.K$$

∴ 안전율 = Max.(0.704 , 0.679)
= 0.704 < 1.0 ---> O.K

바. 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 = 2.7 mm ---> 흙막이벽(우)-H-PILE (CS29 : 하단슬래브 타설)

▶ 허용수평변위 = 최종 굴착깊이의 0.2 %
= 23.554 x 1000 x 0.002 = 47.108 mm

∴ 최대 수평변위 < 허용 수평변위 ---> O.K

사. 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 1685.83 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 140 \cdot q_u^{(1/2)} \cdot A_t^{(2/5)} \cdot A_i^{(1/3)}$

여기서, q_u(암석의 일축압축강도) = 1223.659 $tonf/m^2$
A_t(말뚝선단부 순단면적) = 0.01350 m^2
A_i(말뚝선단부 선단 심부면적) = 0.07800 m^2

$= 140 \times 1223.659^{1/2} \times 0.01350^{2/5} \times 0.07800^{1/3}$
= 373.930 tonf
= 3667.00 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 3667.00 / 2.0
= 1833.499 kN

∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

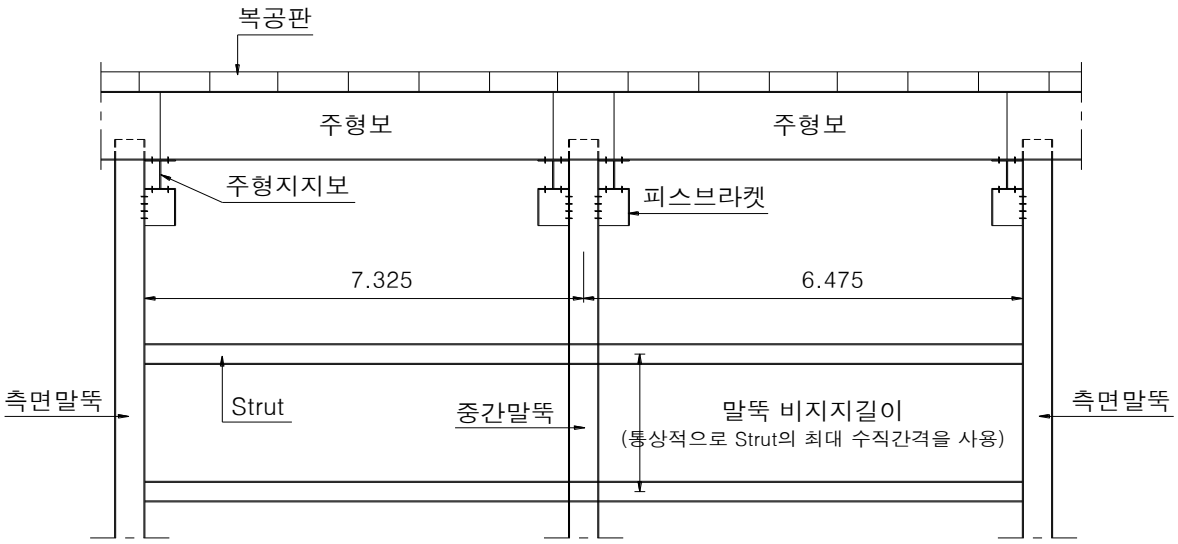
10.중간말뚝 설계

10.1 설계제원

가. 계산지간 : 7.325 + 6.475 = 13.800 m

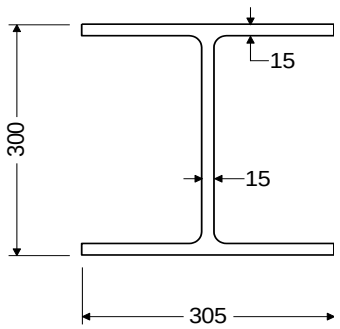
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



10.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 26.557 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 7.440 kN

(3) 버팀보 자중 = 16.146 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 25.380 kN

$\sum P_s$ = 76.583 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.563 x 7.325) / 2 = 20.374 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.563 x 6.475) / 2 = 18.010 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.475)

= 0.323 > 0.3 이므로

∴ Use, i = 0.300 적용

라. 전륜,후륜하중에 의한 활하중

(1) 후륜하중

① DB- 24 : P_{r1} = 96 x (1 + 0.300) = 124.800 kN

② DB- 18 : P_{r2} = 72 x (1 + 0.300) = 93.600 kN

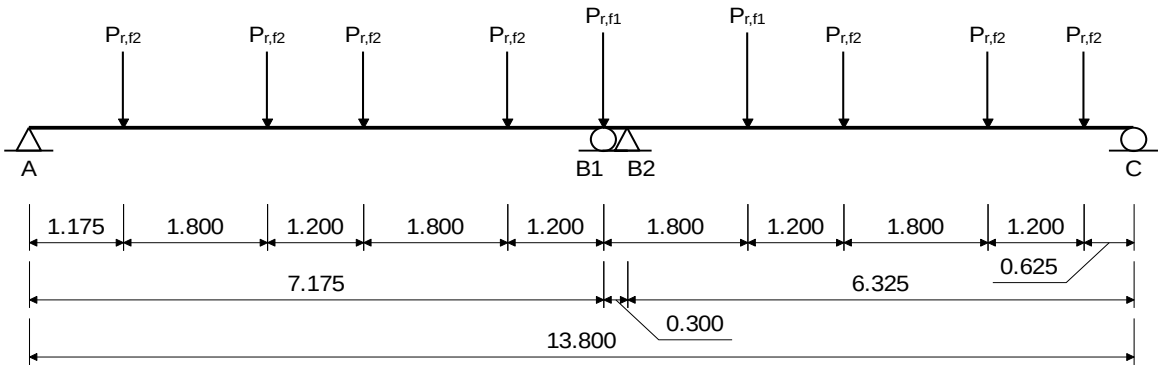
(2) 전륜하중

① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

② DB- 18 : P_{f2} = 18 x (1 + 0.300) = 23.400 kN

마. 활하중 산정 **(차량진행방향에 직각)**

① 3.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 7.175 + 93.600 x 5.975 + 93.600 x 4.175 + 93.600 x 2.975 + 93.600 x 1.175) / 7.175

= 311.348 kN

R_{B2} = (124.800 x 4.825 + 93.600 x 3.625 + 93.600 x 1.825 + 93.600 x 0.625) / 6.325

= 185.104 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 311.348 x 0.90 = 280.213 kN

P_{r2} = 185.104 x 0.90 = 166.593 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 7.175 + 23.400 x 5.975 + 23.400 x 4.175 + 23.400 x 2.975 + 23.400 x 1.175) / 7.175

= 77.837 kN

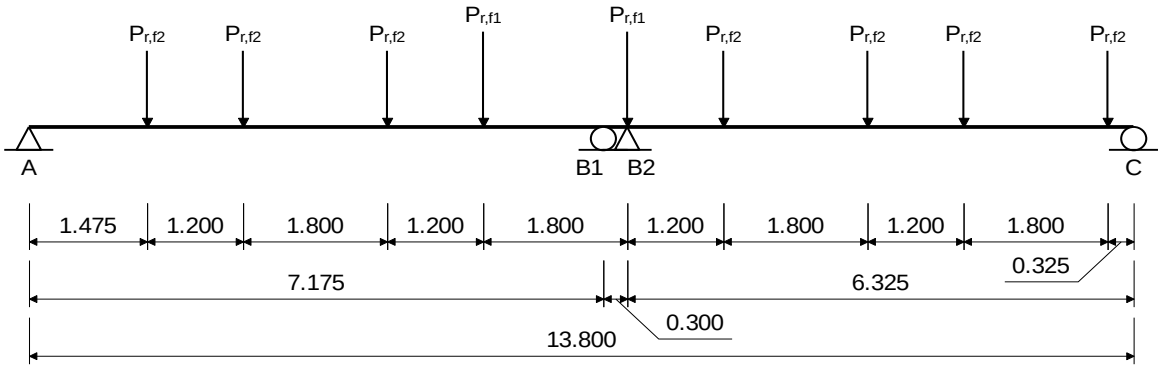
R_{B2} = (31.200 x 4.825 + 23.400 x 3.625 + 23.400 x 1.825 + 23.400 x 0.625) / 6.325

= 46.276 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 77.837 x 0.90 = 70.053 kN

P_{f2} = 46.276 x 0.90 = 41.648 kN

② 2.5 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 5.675 + 93.600 x 4.475 + 93.600 x 2.675 + 93.600 x 1.475) / 7.175

= 211.225 kN

R_{B2} = (124.800 x 6.325 + 93.600 x 5.125 + 93.600 x 3.325 + 93.600 x 2.125 + 93.600 x 0.325) / 6.325

= 286.103 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 211.225 x 1.00 = 211.225 kN

P_{r2} = 286.103 x 1.00 = 286.103 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 5.675 + 23.400 x 4.475 + 23.400 x 2.675 + 23.400 x 1.475) / 7.175

= 52.806 kN

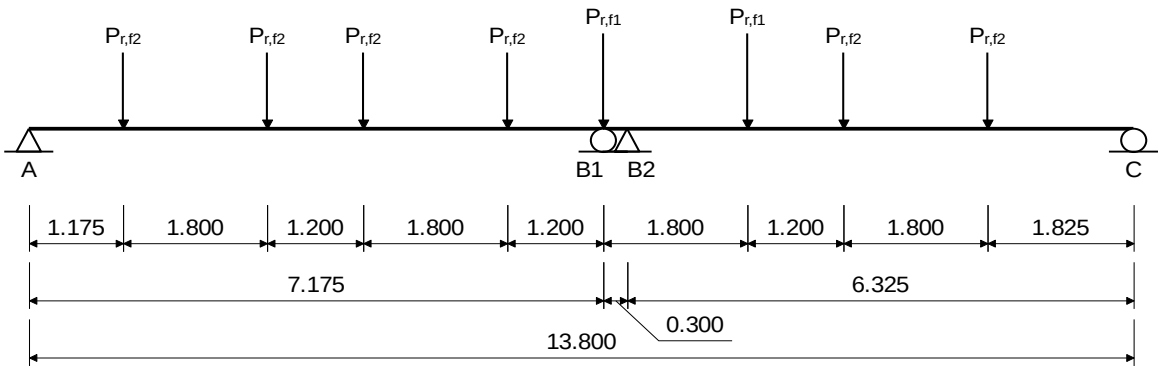
R_{B2} = (31.200 x 6.325 + 23.400 x 5.125 + 23.400 x 3.325 + 23.400 x 2.125 + 23.400 x 0.325) / 6.325

= 71.526 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 52.806 x 1.00 = 52.806 kN

P_{f2} = 71.526 x 1.00 = 71.526 kN

③ 2.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 7.175 + 93.600 x 5.975 + 93.600 x 4.175 + 93.600 x 2.975 + 93.600 x 1.175) / 7.175

= 311.348 kN

R_{B2} = (124.800 x 4.825 + 93.600 x 3.625 + 93.600 x 1.825) / 6.325
= 175.855 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 311.348 x 1.00 = 311.348 kN
P_{r2} = 175.855 x 1.00 = 175.855 kN

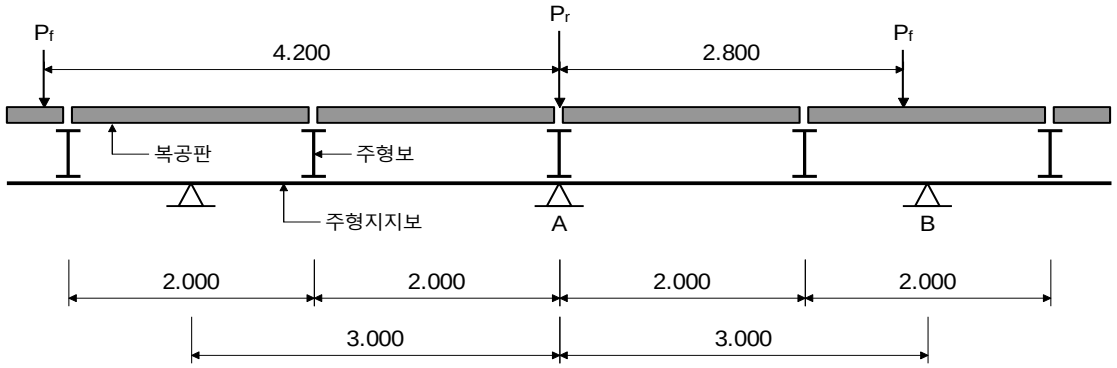
▶ 전류하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 7.175 + 23.400 x 5.975 + 23.400 x 4.175 + 23.400 x 2.975 + 23.400 x 1.175) / 7.175
= 77.837 kN

R_{B2} = (31.200 x 4.825 + 23.400 x 3.625 + 23.400 x 1.825) / 6.325
= 43.964 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 77.837 x 1.00 = 77.837 kN
P_{f2} = 43.964 x 1.00 = 43.964 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (311.348 x 3.000 + 77.837 x 0.200) / 3.000
= 316.537 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} x 3.00 / 2.00
= 316.537 + 20.374 x 3.00 / 2.00 = 347.099 kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

R_2 = (286.103 x 3.000 + 71.526 x 0.200) / 3.000
= 290.871 kN

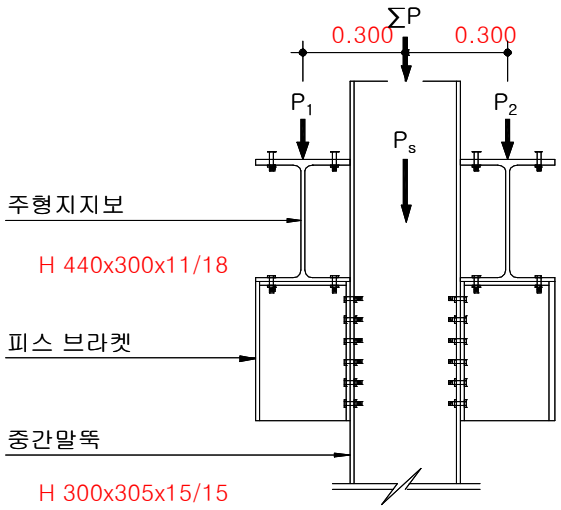
▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} x 3.00 / 2.00
= 290.871 + 18.010 x 3.00 / 2.00 = 317.886 kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P$ = P_1 + P_2 + P_s
= 347.099 + 317.886 + 76.583 = 741.568 kN

10.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , f_c = ∑ P / A = 247.189 x 1000 / 13480 = 18.337 MPa

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 104.130 x 1000000 / 1440000 = 72.312 MPa

여기서, M_{max} = P_1 x e = 347.099 x 0.300 = 104.130 kN·m

나. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190

= 213.750 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 2.862

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (90.650 − −53.975) / 90.650

= 1.595

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 190.000

= 213.750 MPa

L_x / R_x = 5000 / 126

39.683 ---> 16 < Lx/Rx ≤ 80.1 이므로

f_{cagx} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (39.683 − 16))

= 179.381 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 179.381 MPa

L_y / R_y = 5000 / 72.6

68.871 ---> 16 < Ly/Ry ≤ 80.1 이므로

f_{cagy} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (68.871 − 16))

= 137.022 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 137.022 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 137.022 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 5000 / 305

= 16.393 ---> 4 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 3.91 x (16.393 − 4))

= 159.234 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 159.234 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (39.683)^2

= 857.304 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 137.022 MPa > f_c = 18.337 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 159.234 MPa > f_b = 72.312 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{18.337}{137.022} + \frac{72.312}{159.234 \times (1 - (18.337 / 857.304))}$

= 0.598 < 1.0 ---> O.K

$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$= 18.337 + \frac{72.312}{1 - (18.337 / 857.304)}$

= 92.230 < f_{cal} = 213.750 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.598 , 0.431)

= 0.598 < 1.0 ---> O.K

10.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 247.19 kN (중앙말뚝 간격 4.0M 미만시 반력의 1/3 적용)

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 140 \cdot q_u^{(1/2)} \cdot A_t^{(2/5)} \cdot A_i^{(1/3)}$

여기서, q_u(암석의 일축압축강도) = 1223.659 $tonf/m^2$

A_t(말뚝선단부 순단면적) = 0.01350 m^2

A_i(말뚝선단부 선단 심부면적) = 0.07800 m^2

$= 140 \times 1223.659^{1/2} \times 0.01350^{2/5} \times 0.07800^{1/3}$

= 373.930 tonf

= 3667.00 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 3667.00 / 2.0

= 1833.499 kN

∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

11. 흙막이 벽체 설계

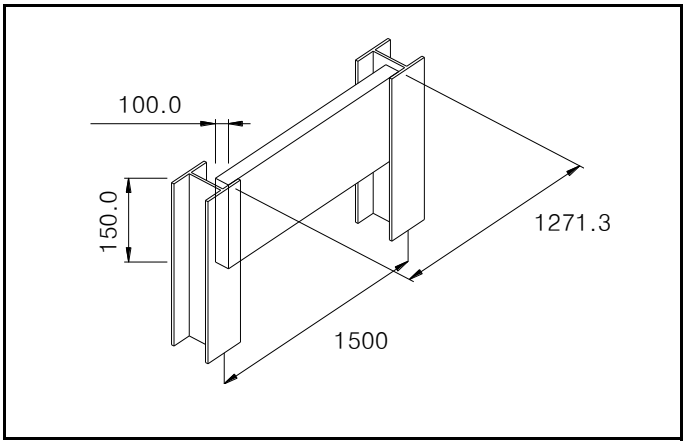
11.1 흙막이벽(우)-H-PILE 설계 (23.55m ~ 23.55m)

가. 목재의 허용응력 철도설계기준

목재의 종류		허용응력(MPa)	
		휨	전단
침엽수	소나무,해송,낙엽송,노송나무,솔송나무,미송	13.500	1.050
	삼나무,가문비나무,미삼나무,전나무	10.500	0.750
활엽수	참나무	19.500	2.100
	밤나무,느티나무,졸참나무,너도밤나무	15.000	1.500

나. 설계제원

높이 (H, mm)	150.0
두께 (t, mm)	100.0
H-Pile 수평간격(mm)	1500.0
H-Pile 폭(mm)	305.0
목재의 종류	침엽수(소나무...)
목재의 허용 휨응력(MPa)	13.500
목재의 허용 전단응력(MPa)	1.05



다. 설계지간

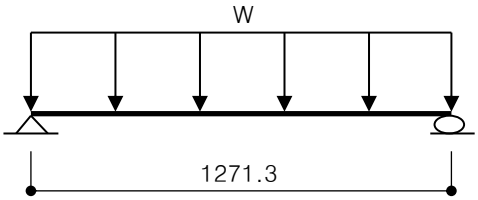
설계지간 (L) = 1500.0 - 3 x 305.0 / 4 = 1271.3 mm

라. 단면력 산정

p_{max} = 0.0000 MPa ---> (:최대토압)

W_{max} = 토류판에 작용하는 등분포하중(토압) x 토류판 높이(H)

= 0.0 kN/m^2 x 0.1500 m = 0.0 kN/m



M_{max} = W_{max} x L^2 / 8 = 0.0 x 1.271^2 / 8 = 0.0 kN·m

S_{max} = W_{max} x L / 2 = 0.0 x 1.271 / 2 = 0.0 kN

마. 토류판에 작용하는 응력 산정

Z = H x t2 / 6

= 150.0 x 100.0^2 / 6

= 250000 mm^3

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z

= 0.0 x 1000000 / 250000

= 0.00 MPa < f_{ba} = 13.5 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / (H x t)

= 0.0 x 1000 / (150.0 x 100.0)

= 0.00 MPa < τ_a = 1.1 MPa ---> O.K

바. 토류판 두께 산정

T_{req} = $\sqrt{(6 \times M_{max}) / (H \times f_{ba})}$

= $\sqrt{(6 \times 0.0 \times 1000000) / (150.0 \times 13.5)}$

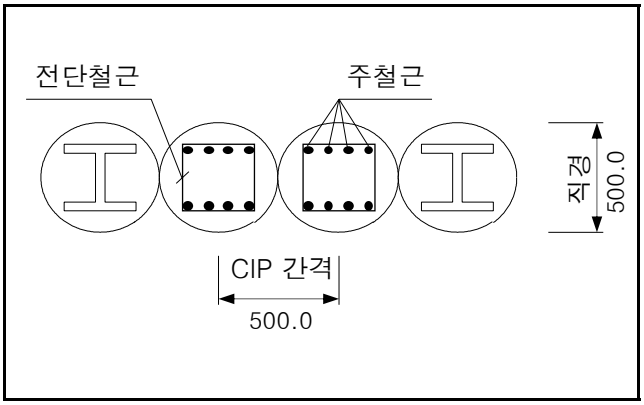
= 0.00 mm < T_{use} = 100.00 mm 사용 ---> O.K

12. C.I.P 설계

12.1 흙막이벽(우)-C.I.P (0.00m ~ 23.55m)

가. 설계 제원

C.I.P 직경(D, mm)	500.0
C.I.P 설치간격 (C.T.C, mm)	500.0
H-pile 제원	H 300x305x15/15
H-pile 설치간격 (C.T.C, mm)	1500.0
콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}, MPa)	24.0
철근 항복강도 (f_y, MPa)	400.0
콘크리트 설계기준강도 저감계수	1
허용응력보정계수	1.25
탄성계수비(n)	9.0
피복두께(mm)	50.0



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 277.338 kN·m/m ---> 흙막이벽(우)-C.I.P (CS11 : 굴착 12.113 m)

= 277.338 (kN·m/m) × 0.50 m (C.I.P 설치간격) = 138.669 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 191.232 kN/m ---> 흙막이벽(우)-C.I.P (CS16 : 생성 앵커-5단)

= 191.232 (kN/m) × 0.50 m (C.I.P 설치간격) = 95.616 kN

다. C.I.P의 허용 응력

(1) 콘크리트 허용압축강도 (f_{ca})

f_{ck}' = 1 × 24.000 = 24.000 MPa

f_{ca} = 보정계수 × (0.4 × f_{ck}') = 1.25 × (0.4 × 24.000)

= 12.000 MPa

(2) 콘크리트 허용전단강도 (τ_a)

τ_{ca} = 보정계수 × (0.08 × $\sqrt{f_{ck}'}$) = 1.25 × (0.08 × $\sqrt{24.000}$)

= 0.490 MPa

(3) 철근의 허용 인장응력 (f_{sa})

f_{sa} = 보정계수 × (0.5 × f_y)

= 1.25 × Min. (0.5 × 400.000 , 180 MPa)

= 225.000 MPa

라. 철근량 검토

(1) 환산단면

$$\frac{\pi \times D^4}{64} = \frac{B \times B^3}{12} \rightarrow \frac{\pi \times 500.0^4}{64} = \frac{B^4}{12} \rightarrow B = 438.0 \text{ mm}$$

(2) 환산 단면적 : $B \times H = 438 \times 438$

$b = 438$ mm, $d = 438 - 50.0 = 388.0$ mm

$$k_0 = \frac{n \times f_{ca}}{n \times f_{ca} + f_{sa}} = \frac{9 \times 12.000}{9 \times 12.000 + 225.00} = 0.324 \text{ (평형철근비)}$$

$$j_0 = 1 - \frac{k_0}{3} = 1 - \frac{0.324}{3} = 0.892$$

(3) 휨에 대한 검토

$$\text{소요철근량} = \frac{M_{max}}{f_{sa} \times j \times d} = \frac{138.669 \times 1000000}{225 \times 0.892 \times 388.0} = 1780.797 \text{ mm}^2$$

사용철근량 (A_s) : 5 ea D 29 = 3212.0 mm^2

소요철근량 < 사용철근량 ---> O.K

스트럿에 의한 축력의 작용방향과 토압의 작용방향은 서로 반대이므로 양측에 모두 배근해야 하므로

※ 철근 : 10 ea D 29 사용 (A_s = 6424.0 mm^2)

(4) 전단에 대한 검토

$$\tau = \frac{S_{max}}{b \times d} = \frac{95.616 \times 1000}{438.0 \times 388.0} = 0.563 \text{ MPa}$$

$\therefore \tau > \tau_{ca} = 0.490$ MPa ---> N.G 최소전단철근 배치

$\tau' = \tau - \tau_{ca}$

$= 0.563 - 0.490$

$= 0.073$ MPa

$\therefore$ 사용철근량 (A_v) : 2 ea D 16 = 397.2 mm^2

$\therefore$ s = 250 mm 간격으로 배치

$$A_{v\,req} = \frac{\tau' \cdot s \cdot b}{f_{sa}} = \frac{0.073 \times 250.0 \times 438.0}{225.000} = 35.4 \text{ mm}^2$$

사용철근량(A_v) > 필요철근량($A_{v\,req}$) → O.K

$$\tau_{sa} = \frac{A_v \cdot f_{sa}}{s \cdot b} = \frac{397.200 \times 225.000}{250.000 \times 438.0} = 0.816 \text{ MPa}$$

$\tau_a = \tau_{ca} + \tau_{sa} = 0.490 + 0.816 = 1.306$ MPa

$\therefore \tau_a > \tau = 0.563$ MPa ---> O.K

마. 응력 검토

(1) 압축응력 검토

$$\rho = 3212.0 / (388.0 \times 438.0) = 0.0189$$

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

$$= \sqrt{(9 \times 0.0189)^2 + 2 \times 9 \times 0.0189} - 9 \times 0.0189 = 0.437$$

$$j = 1 - (k / 3) = 1 - (0.437 / 3) = 0.854$$

$$f_c = \frac{2 \cdot M_{max}}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 138.669 \times 1000000}{0.437 \times 0.854 \times 438.0 \times 388.0^{2}} = 11.254 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_c < f_{ca} = 12.000 \text{ MPa} \quad ---> \text{O.K}$$

(2) 인장응력 검토

$$f_s = \frac{M_{max}}{p \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{M_{max}}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{138.669 \times 1000000}{3212.000 \times 0.854 \times 388.0} = 130.251 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_s < f_{sa} = 225.000 \text{ MPa} \quad ---> \text{O.K}$$

13. 탄소성 입력 데이터

13.1 해석종류 : 탄소성보법

13.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

13.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 20 m, 굴착폭 = 8.025 m, 최대굴착깊이 = 23.554 m, 전모델높이 = 40 m

13.4 지층조건

번호	이름	깊이 (m)	γt (kN/m³)	γsat (kN/m³)	C (kN/m²)	ϕ ([deg])	N값	지반탄성계수 (kN/m²)	수평지반 반력계수 (kN/m³)
1	매립토	2.50	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(점토)	11.10	17.00	18.00	20.00	15.00	4	-	14000.00
3	풍화토	14.20	20.00	21.00	21.00	29.00	50	-	31000.00
4	풍화암	21.00	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
5	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	25.00	50	-	50000.00
6	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	30	30000.00	27500.00

13.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)-C.I.P	C.I.P. [환산단면 적용]	H 300x305x15/15	SM490	23.554	1.5
2	흙막이벽(우)-H-PILE	H-Pile	H 300x305x15/15	SM490	25.054	1.5

13.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.9	2	8.025	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x12	SS400	2.713	3	8.025	150	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x12	SS400	5.013	3	8.025	150	1

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	설치각도 [(deg)]	자유장 (강축길이) (m)	초기작용력 (kN)
1	앵커-1단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	7.563	1.5	40	13	230
2	앵커-2단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	9.563	1.5	40	12	220
3	앵커-3단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	11.563	1.5	40	11	220
4	앵커-4단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	13.013	1.5	40	10	200
5	앵커-5단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	15.363	1.5	40	9	200
6	앵커-6단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	16.863	1.5	40	8.5	200
7	앵커-7단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	17.813	1.5	40	7.5	200
8	앵커-8단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	19.313	1.5	40	7	200
9	록볼트-1단	D29	SD300	21.2	1.5	0	4	0
10	록볼트-2단	D29	SD300	22.313	1.5	0	4	0

13.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브2	17.614	0	6.725	C27	1.4	-
2	슬래브1	22.854	0	6.725	C27	1.4	-
3	벽체1	6.725	16.914	23.554	C27	1.6	뒤채움

13.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

13.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 4.8 m, 수위차 = 9.4 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	1.40	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	3.21	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	5.51	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	8.11	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	앵커-1단		-	-	-	-	X	X
9	10.11	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	앵커-2단		-	-	-	-	X	X
11	12.11	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	앵커-3단		-	-	-	-	X	X
13	13.51	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	앵커-4단		-	-	-	-	X	X
15	15.91	-	-	-	-	-	-	O	X
16	-	앵커-5단		-	-	-	-	X	X
17	17.41	-	-	-	-	-	-	X	X
18	-	앵커-6단		-	-	-	-	X	X
19	18.31	-	-	-	-	-	-	X	X
20	-	앵커-7단		-	-	-	-	X	X
21	19.81	-	-	-	-	-	-	X	X
22	-	앵커-8단		-	-	-	-	X	X
23	21.70	-	-	-	-	-	-	X	X
24	-	록볼트-1단		-	-	-	-	X	X
25	22.81	-	-	-	-	-	-	X	X
26	-	록볼트-2단		-	-	-	-	X	X
27	23.55	-	-	-	-	-	-	X	X
28	-	-	-	-	-	-	경험토압	X	X
29	-	-	-	22.154	-	-	-	X	X

30	–		앵커-8단	–	–	–	–	X	X
31	–		앵커-7단	–	–	–	–	X	X
32	–	–	–	18.254	–	–	–	X	X
33	–		앵커-6단	–	–	–	–	X	X
34	–	–	–	16.914	–	–	–	X	X

14. 해석 결과
14.1 전산 해석결과 집계

14.1.1 흙막이벽체 부재력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.

시공단계	굴착 깊이	전단력 (kN)				모멘트 (kN·m)			
		Max	깊이	Min	깊이	Max	깊이	Min	깊이
	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)
CS1 : 굴착 1.4 m	1.40	16.46	2.1	-9.03	5.5	8.48	9.2	-27.78	3.2
CS2 : 생성 주형보	1.40	16.46	2.1	-9.03	5.5	8.48	9.2	-27.78	3.2
CS3 : 굴착 3.213 m	3.21	19.20	11.1	-21.36	0.9	12.83	9.2	-14.39	12.3
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.21	30.29	2.7	-19.85	2.7	15.11	9.2	-31.11	2.7
CS5 : 굴착 5.513 m	5.51	44.64	2.7	-55.96	2.7	24.80	5.5	-57.92	2.7
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.51	38.77	2.7	-41.94	2.7	26.73	8.9	-46.98	2.7
CS7 : 굴착 8.113 m	8.11	62.00	11.1	-140.52	5.0	125.02	7.6	-90.03	5.0
CS8 : 생성 앵커-1단	8.11	43.88	2.7	-75.52	7.6	50.12	9.2	-56.19	2.7
CS9 : 굴착 10.113 m	10.11	115.73	11.6	-156.08	7.6	208.44	9.2	-147.37	5.0
CS10 : 생성 앵커-2단	10.11	58.96	11.6	-102.57	7.6	91.16	8.9	-66.81	5.0
CS11 : 굴착 12.113 m	12.11	141.66	13.4	-169.28	7.6	277.34	10.8	-211.53	5.0
CS12 : 생성 앵커-3단	12.11	96.01	11.6	-137.38	7.6	170.52	10.4	-140.66	5.0
CS13 : 굴착 13.513 m	13.51	166.13	14.2	-165.86	7.6	247.02	12.3	-225.83	5.0
CS14 : 생성 앵커-4단	13.51	108.54	14.2	-149.73	7.6	199.89	10.8	-177.74	5.0
CS15 : 굴착 15.913 m	15.91	176.06	15.9	-164.03	7.6	235.86	12.3	-232.87	5.0
CS16 : 생성 앵커-5단	15.91	191.23	15.4	-160.48	7.6	227.35	10.8	-213.29	5.0
CS17 : 굴착 17.413 m	17.41	159.72	15.4	-161.76	7.6	221.90	12.3	-231.60	5.0
CS18 : 생성 앵커-6단	17.41	176.03	15.4	-161.41	7.6	224.31	10.8	-222.40	5.0
CS19 : 굴착 18.313 m	18.31	167.55	15.4	-160.99	7.6	218.24	10.8	-226.63	5.0
CS20 : 생성 앵커-7단	18.31	176.55	15.4	-161.40	7.6	224.53	10.8	-222.11	5.0
CS21 : 굴착 19.813 m	19.81	172.69	15.4	-160.68	7.6	219.30	10.8	-223.56	5.0
CS22 : 생성 앵커-8단	19.81	175.67	15.4	-161.39	7.6	224.06	10.8	-222.57	5.0
CS23 : 굴착 21.7 m	21.70	175.95	15.4	-161.06	7.6	222.64	10.8	-222.12	5.0
CS24 : 생성 록볼트-1단	21.70	175.95	15.4	-161.06	7.6	222.64	10.8	-222.12	5.0
CS25 : 굴착 22.813 m	22.81	176.58	15.4	-161.02	7.6	222.75	10.8	-221.74	5.0
CS26 : 생성 록볼트-2단	22.81	176.58	15.4	-161.02	7.6	222.75	10.8	-221.74	5.0
CS27 : 굴착 23.554 m	23.55	177.01	15.4	-161.08	7.6	223.28	10.8	-221.57	5.0
CS28 : PECK	23.55	166.92	5.0	-133.52	7.6	166.38	10.8	-176.21	16.9
CS29 : 하단슬래브 타설	23.55	177.01	15.4	-161.09	7.6	223.28	10.8	-221.57	5.0
CS30 : 어스앵커8단 해체	23.55	172.29	15.4	-159.65	7.6	214.24	10.8	-222.83	5.0
CS31 : 어스앵커7단 해체	23.55	155.56	15.4	-157.32	7.6	195.20	10.8	-229.81	5.0
CS32 : 벽체 타설	23.55	155.56	15.4	-157.32	7.6	195.20	10.8	-229.81	5.0
CS33 : 어스앵커6단 해체	23.55	130.34	15.4	-157.17	7.6	204.55	13.8	-243.39	5.0
CS34 : 상단슬래브 타설	23.55	130.34	15.4	-157.17	7.6	204.55	13.8	-243.39	5.0
TOTAL		191.23	15.4	-169.28	7.6	277.34	10.8	-243.39	5.0

14.1.2 지보재 반력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

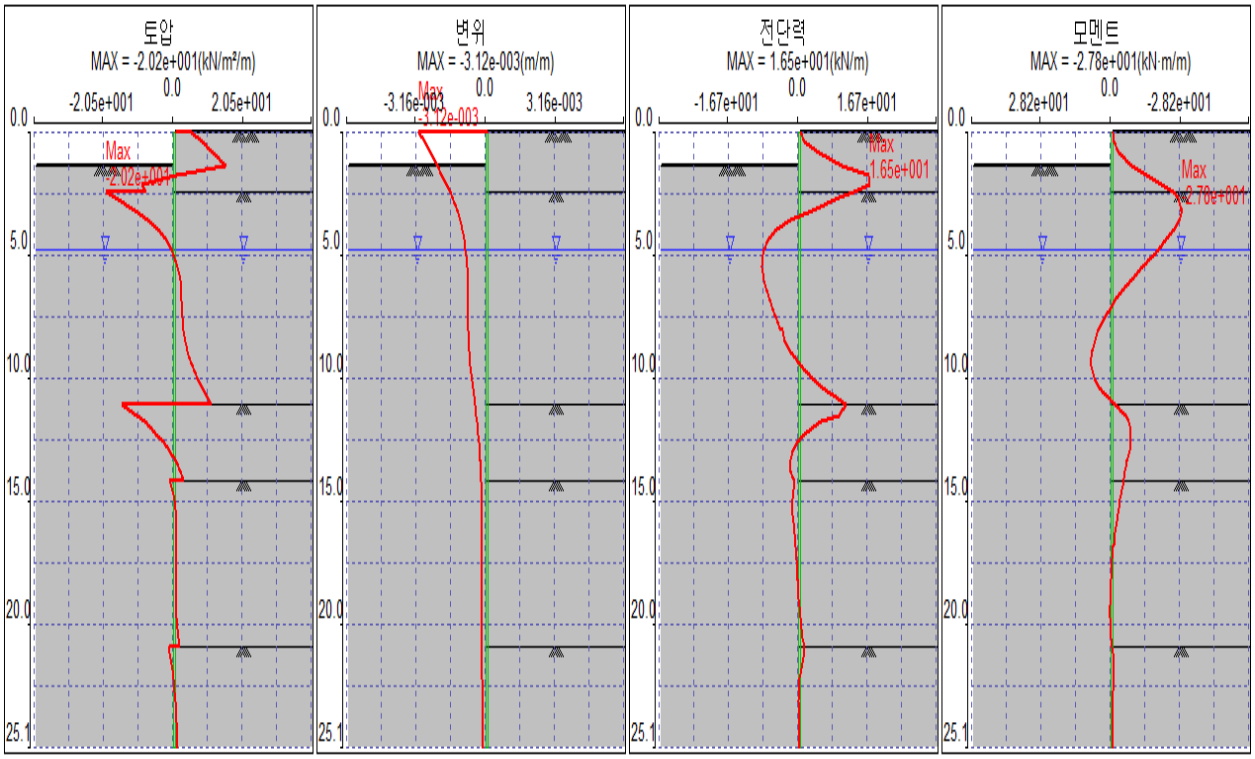
시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단	앵커-1단	앵커-2단
		0.9 (m)	2.713 (m)	5.013 (m)	7.563 (m)	9.563 (m)
CS1 : 굴착 1.4 m	1.40	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	1.40	0.00	-	-	-	-
CS3 : 굴착 3.213 m	3.21	26.05	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.21	5.17	50.14	-	-	-
CS5 : 굴착 5.513 m	5.51	-9.66	100.60	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.51	-3.61	80.71	50.00	-	-
CS7 : 굴착 8.113 m	8.11	-19.41	71.64	170.94	-	-
CS8 : 생성 앵커-1단	8.11	-8.68	79.14	89.52	153.35	-
CS9 : 굴착 10.113 m	10.11	-23.35	55.83	194.57	167.80	-
CS10 : 생성 앵커-2단	10.11	-13.35	71.95	123.07	157.80	146.67
CS11 : 굴착 12.113 m	12.11	-28.32	38.90	225.77	176.00	181.33
CS12 : 생성 앵커-3단	12.11	-21.05	55.16	176.02	167.08	164.15
CS13 : 굴착 13.513 m	13.51	-28.77	34.23	227.11	177.88	187.33
CS14 : 생성 앵커-4단	13.51	-24.41	46.04	198.23	171.78	174.25
CS15 : 굴착 15.913 m	15.91	-28.98	31.90	227.65	178.81	190.32
CS16 : 생성 앵커-5단	15.91	-27.51	37.14	218.55	176.30	184.22
CS17 : 굴착 17.413 m	17.41	-28.68	31.96	225.26	178.66	190.45
CS18 : 생성 앵커-6단	17.41	-28.12	34.61	222.14	177.47	187.24
CS19 : 굴착 18.313 m	18.31	-28.32	33.31	223.06	178.02	188.86
CS20 : 생성 앵커-7단	18.31	-28.10	34.69	222.05	177.43	187.14
CS21 : 굴착 19.813 m	19.81	-28.11	34.17	221.86	177.63	187.84
CS22 : 생성 앵커-8단	19.81	-28.13	34.55	222.18	177.49	187.31
CS23 : 굴착 21.7 m	21.70	-28.07	34.64	221.75	177.44	187.23
CS24 : 생성 록볼트-1단	21.70	-28.07	34.64	221.75	177.44	187.23
CS25 : 굴착 22.813 m	22.81	-28.04	34.75	221.60	177.39	187.11
CS26 : 생성 록볼트-2단	22.81	-28.04	34.75	221.60	177.39	187.11
CS27 : 굴착 23.554 m	23.55	-28.04	34.81	221.60	177.37	187.03
CS28 : PECK	23.55	121.36	144.36	290.35	172.86	179.69
CS29 : 하단슬래브 타설	23.55	-28.04	34.80	221.61	177.37	187.03
CS30 : 어스앵커8단 해체	23.55	-27.96	34.23	220.72	177.54	187.85
CS31 : 어스앵커7단 해체	23.55	-28.12	31.86	220.80	178.46	190.95
CS32 : 벽체 타설	23.55	-28.12	31.86	220.80	178.46	190.95
CS33 : 어스앵커6단 해체	23.55	-28.87	27.86	224.80	180.22	195.85
CS34 : 상단슬래브 타설	23.55	-28.87	27.86	224.80	180.22	195.85
TOTAL		121.36	144.36	290.35	180.22	195.85

시공단계	굴착 깊이	앵커-3단	앵커-4단	앵커-5단	앵커-6단	앵커-7단
		11.563 (m)	13.013 (m)	15.363 (m)	16.863 (m)	17.813 (m)
CS1 : 굴착 1.4 m	1.40	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	1.40	-	-	-	-	-
CS3 : 굴착 3.213 m	3.21	-	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.21	-	-	-	-	-
CS5 : 굴착 5.513 m	5.51	-	-	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.51	-	-	-	-	-
CS7 : 굴착 8.113 m	8.11	-	-	-	-	-
CS8 : 생성 앵커-1단	8.11	-	-	-	-	-
CS9 : 굴착 10.113 m	10.11	-	-	-	-	-
CS10 : 생성 앵커-2단	10.11	-	-	-	-	-
CS11 : 굴착 12.113 m	12.11	-	-	-	-	-
CS12 : 생성 앵커-3단	12.11	146.67	-	-	-	-
CS13 : 굴착 13.513 m	13.51	181.76	-	-	-	-
CS14 : 생성 앵커-4단	13.51	161.99	133.34	-	-	-
CS15 : 굴착 15.913 m	15.91	188.68	166.80	-	-	-
CS16 : 생성 앵커-5단	15.91	177.73	151.92	133.34	-	-
CS17 : 굴착 17.413 m	17.41	189.91	169.81	157.39	-	-
CS18 : 생성 앵커-6단	17.41	183.52	160.26	144.01	133.33	-
CS19 : 굴착 18.313 m	18.31	187.01	165.79	152.76	142.77	-
CS20 : 생성 앵커-7단	18.31	183.31	159.95	143.58	132.92	133.33
CS21 : 굴착 19.813 m	19.81	185.06	162.96	149.13	139.85	141.29
CS22 : 생성 앵커-8단	19.81	183.66	160.49	144.38	133.72	134.04
CS23 : 굴착 21.7 m	21.70	183.65	160.63	145.12	135.15	136.21
CS24 : 생성 록볼트-1단	21.70	183.65	160.63	145.12	135.15	136.21
CS25 : 굴착 22.813 m	22.81	183.41	160.29	144.69	134.80	136.03
CS26 : 생성 록볼트-2단	22.81	183.41	160.29	144.69	134.80	136.03
CS27 : 굴착 23.554 m	23.55	183.22	159.96	144.10	134.09	135.24
CS28 : PECK	23.55	185.75	169.13	145.67	130.84	125.34
CS29 : 하단슬래브 타설	23.55	183.22	159.96	144.11	134.09	135.23
CS30 : 어스앵커8단 해체	23.55	185.52	164.18	152.57	145.39	148.98
CS31 : 어스앵커7단 해체	23.55	192.86	176.51	174.31	171.53	-
CS32 : 벽체 타설	23.55	192.86	176.51	174.31	171.53	-
CS33 : 어스앵커6단 해체	23.55	202.95	191.93	197.06	-	-
CS34 : 상단슬래브 타설	23.55	202.95	191.93	197.06	-	-
TOTAL		202.95	191.93	197.06	171.53	148.98

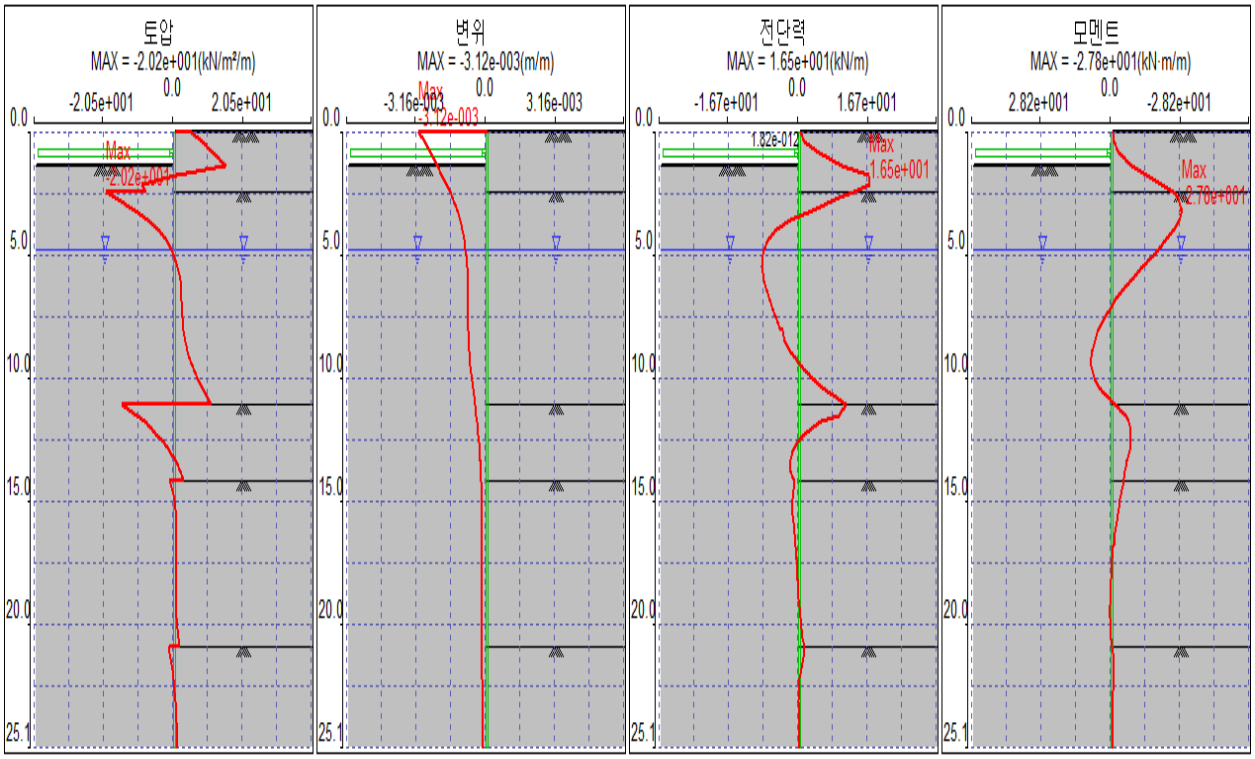
시공단계	굴착 깊이	앵커-8단	록볼트-1단	록볼트-2단		
		19.313 (m)	21.2 (m)	22.313 (m)		
CS1 : 굴착 1.4 m	1.40	-	-	-		
CS2 : 생성 주형보	1.40	-	-	-		
CS3 : 굴착 3.213 m	3.21	-	-	-		
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.21	-	-	-		
CS5 : 굴착 5.513 m	5.51	-	-	-		
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.51	-	-	-		
CS7 : 굴착 8.113 m	8.11	-	-	-		
CS8 : 생성 앵커-1단	8.11	-	-	-		
CS9 : 굴착 10.113 m	10.11	-	-	-		
CS10 : 생성 앵커-2단	10.11	-	-	-		
CS11 : 굴착 12.113 m	12.11	-	-	-		
CS12 : 생성 앵커-3단	12.11	-	-	-		
CS13 : 굴착 13.513 m	13.51	-	-	-		
CS14 : 생성 앵커-4단	13.51	-	-	-		
CS15 : 굴착 15.913 m	15.91	-	-	-		
CS16 : 생성 앵커-5단	15.91	-	-	-		
CS17 : 굴착 17.413 m	17.41	-	-	-		
CS18 : 생성 앵커-6단	17.41	-	-	-		
CS19 : 굴착 18.313 m	18.31	-	-	-		
CS20 : 생성 앵커-7단	18.31	-	-	-		
CS21 : 굴착 19.813 m	19.81	-	-	-		
CS22 : 생성 앵커-8단	19.81	133.33	-	-		
CS23 : 굴착 21.7 m	21.70	136.60	-	-		
CS24 : 생성 록볼트-1단	21.70	136.60	0.00	-		
CS25 : 굴착 22.813 m	22.81	137.10	15.13	-		
CS26 : 생성 록볼트-2단	22.81	137.10	15.13	0.00		
CS27 : 굴착 23.554 m	23.55	136.51	19.56	15.12		
CS28 : PECK	23.55	124.68	-18.27	1.12		
CS29 : 하단슬래브 타설	23.55	136.50	19.32	14.89		
CS30 : 어스앵커8단 해체	23.55	-	59.41	27.67		
CS31 : 어스앵커7단 해체	23.55	-	124.23	49.19		
CS32 : 벽체 타설	23.55	-	124.23	49.20		
CS33 : 어스앵커6단 해체	23.55	-	140.15	52.16		
CS34 : 상단슬래브 타설	23.55	-	140.16	52.16		
TOTAL		137.10	140.16	52.16		

14.2 시공단계별 단면력도

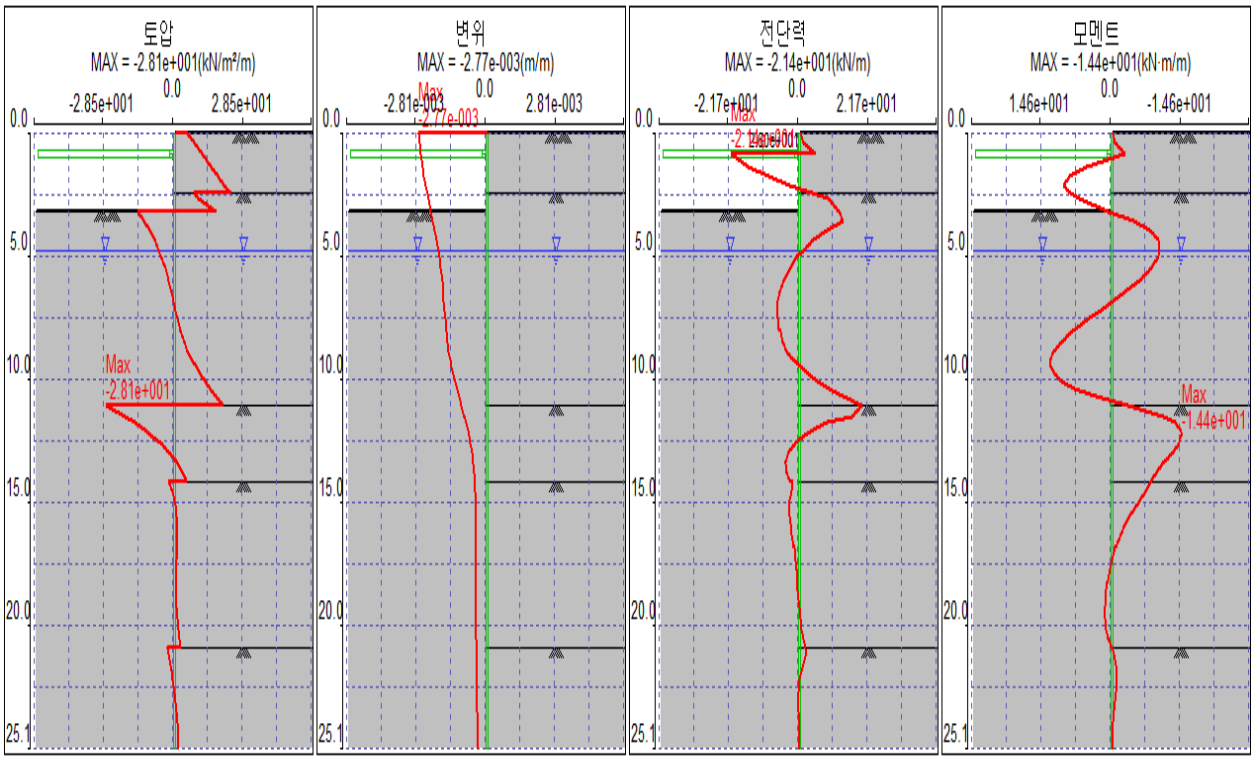
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 1.4 m]



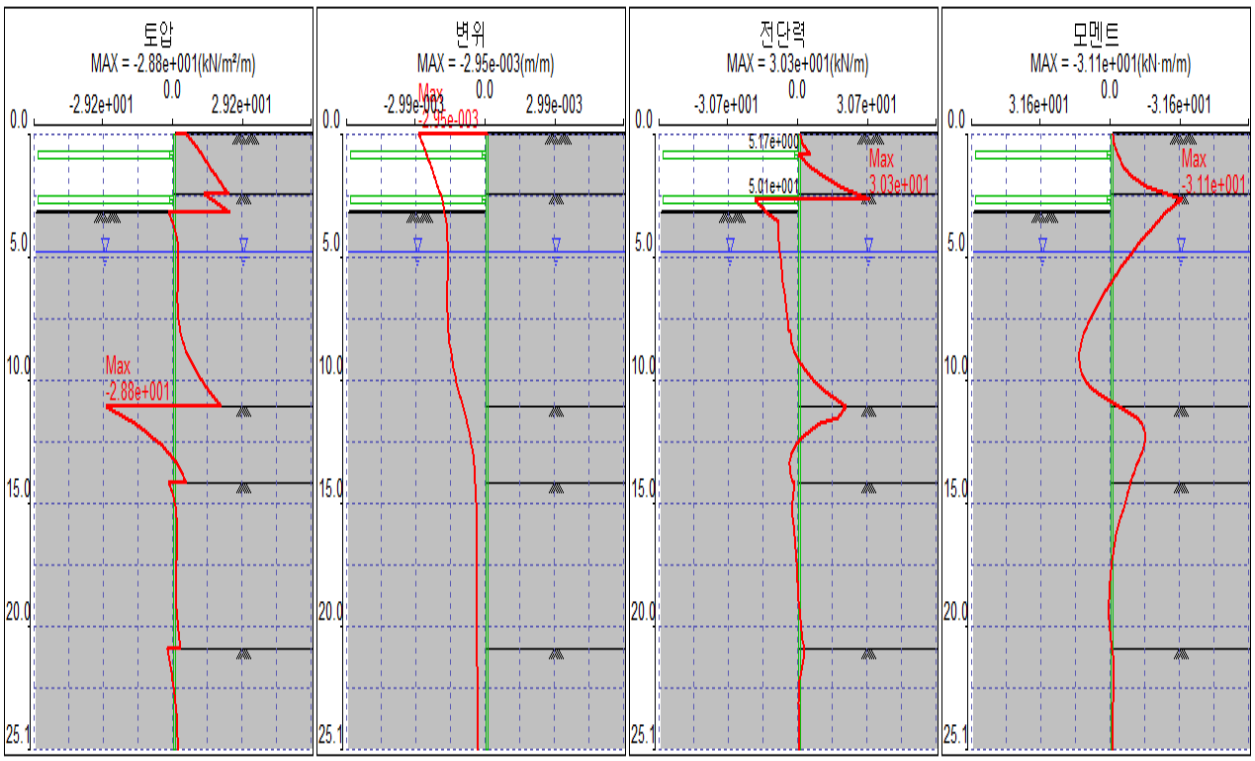
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



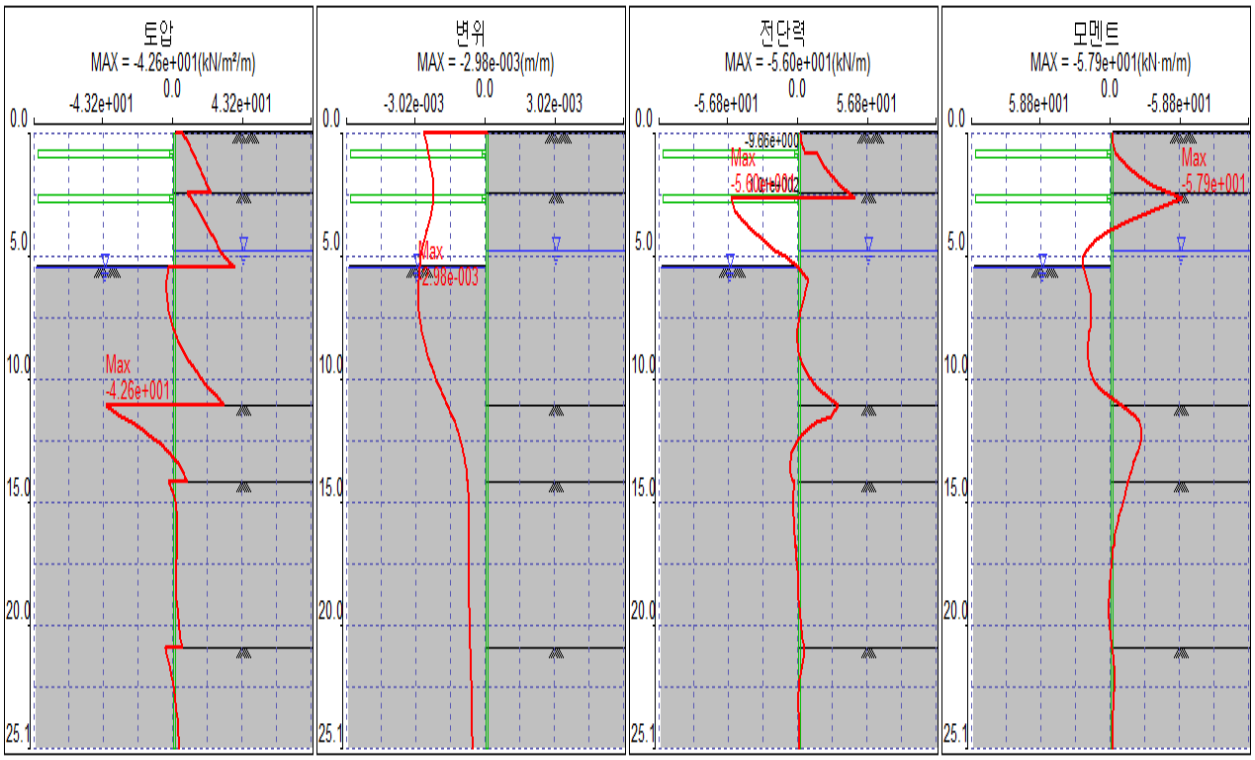
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 3.213 m]



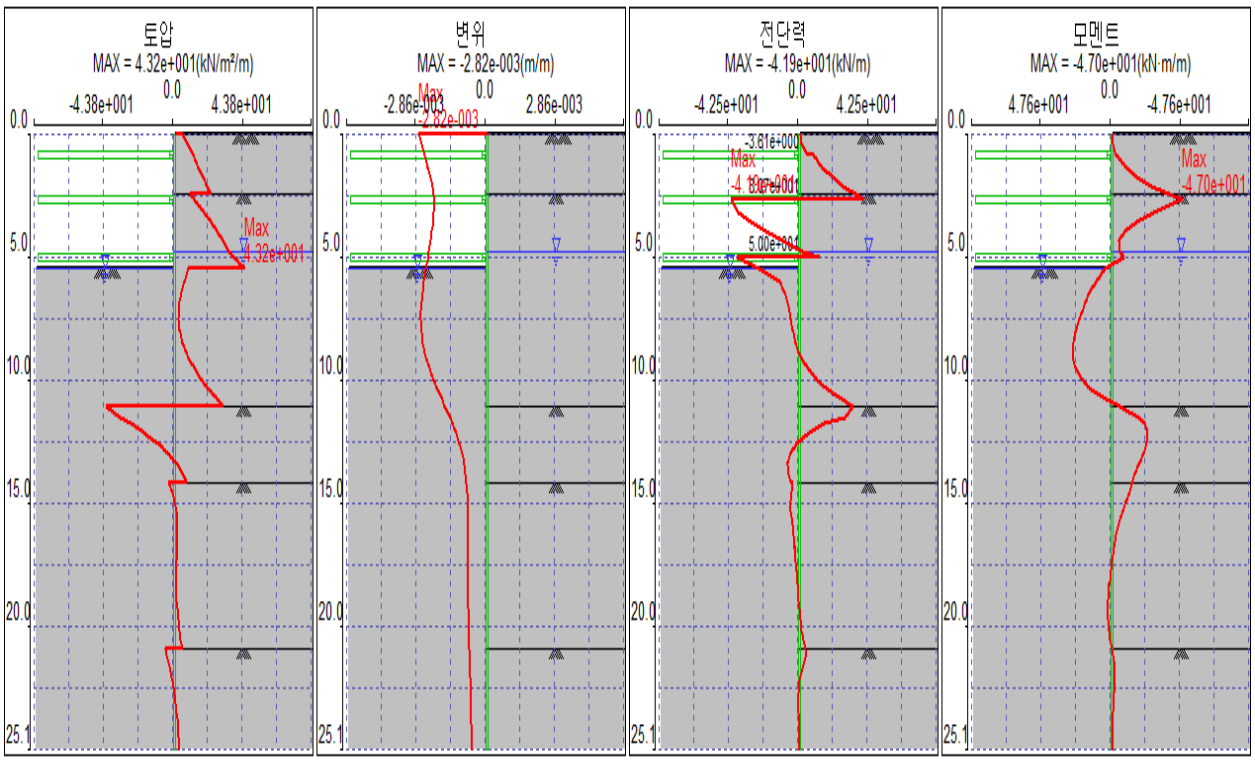
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



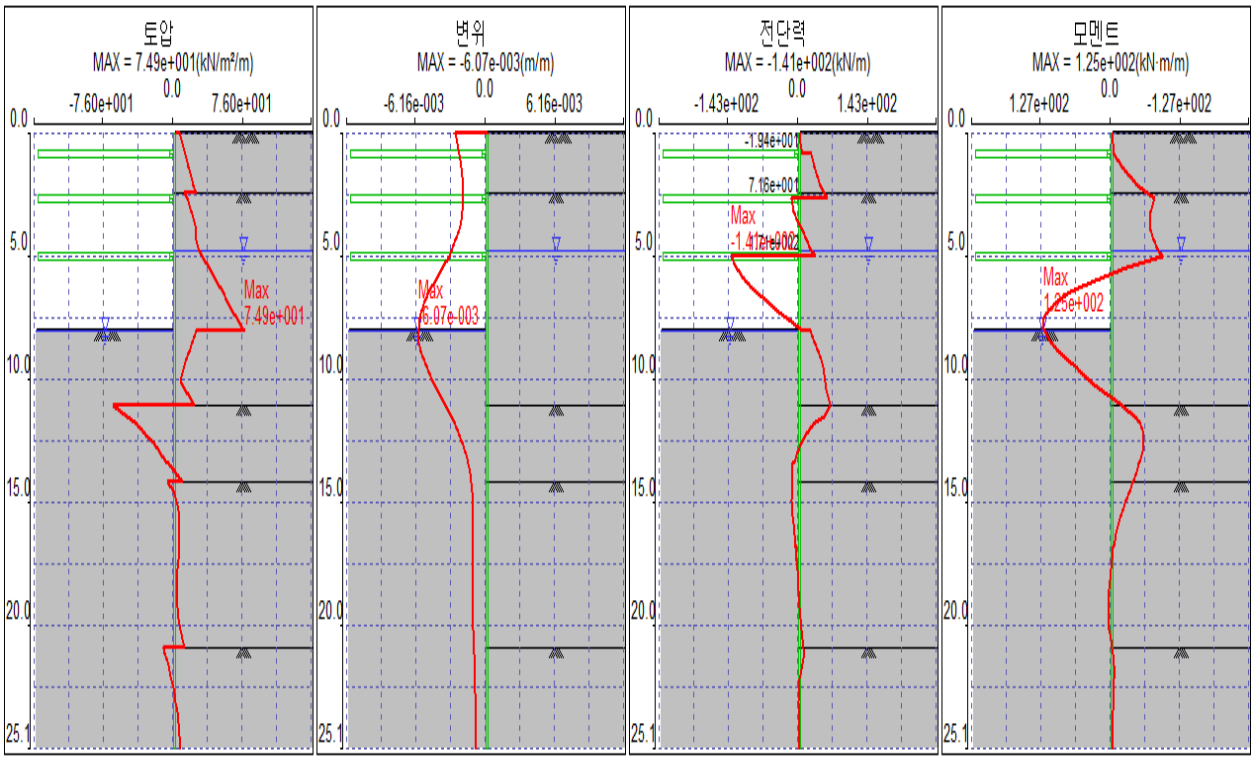
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 5.513 m]



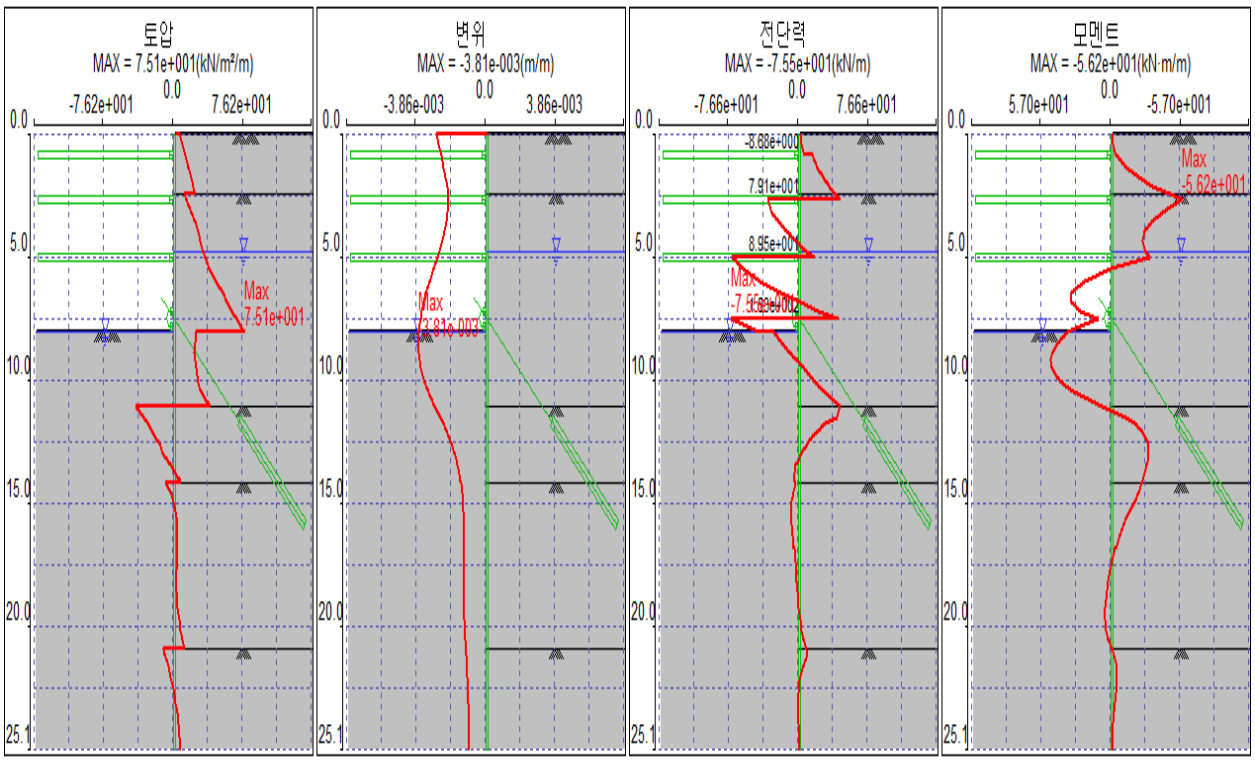
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



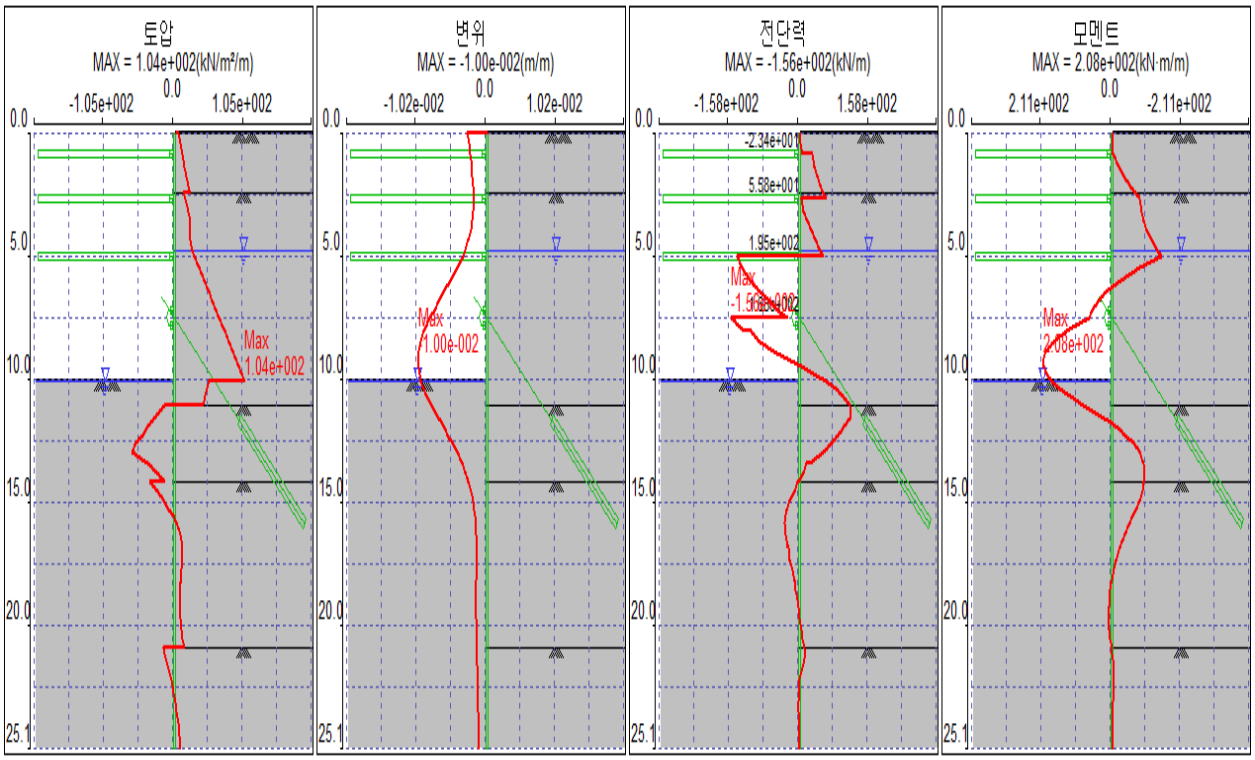
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 8.113 m]



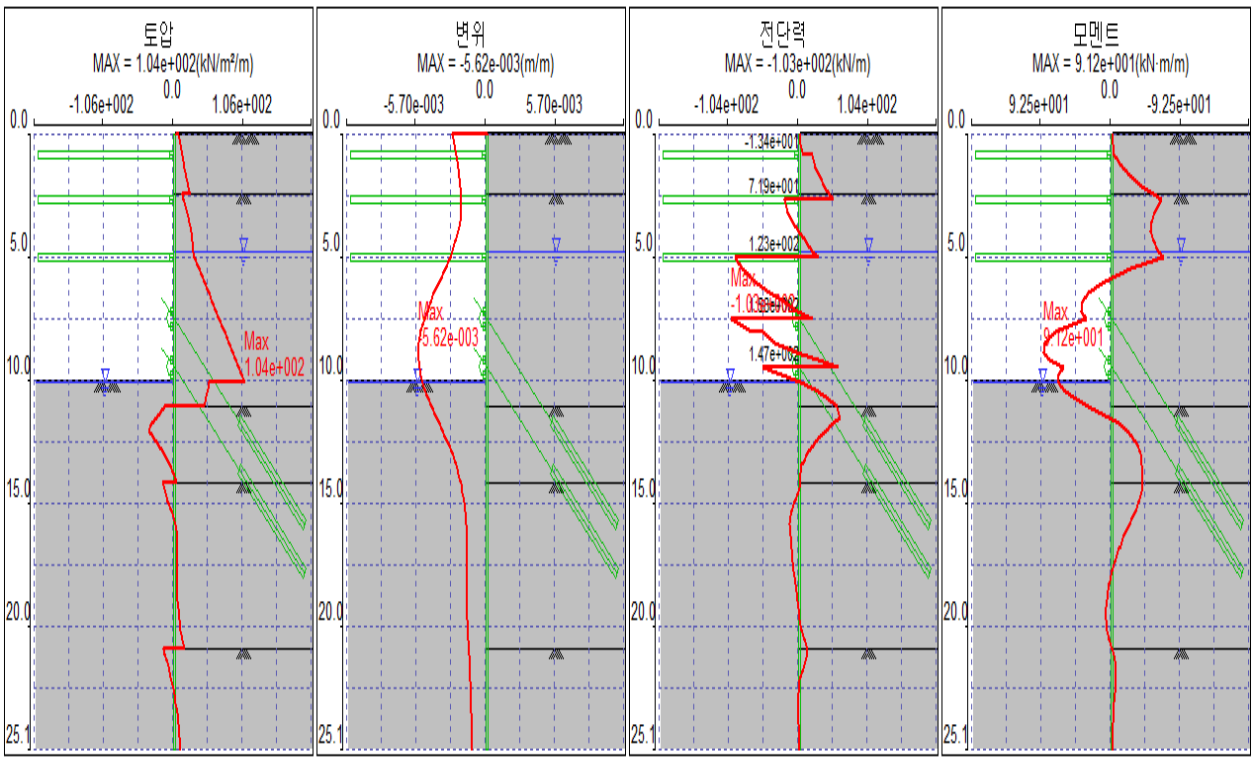
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 앵커-1단]



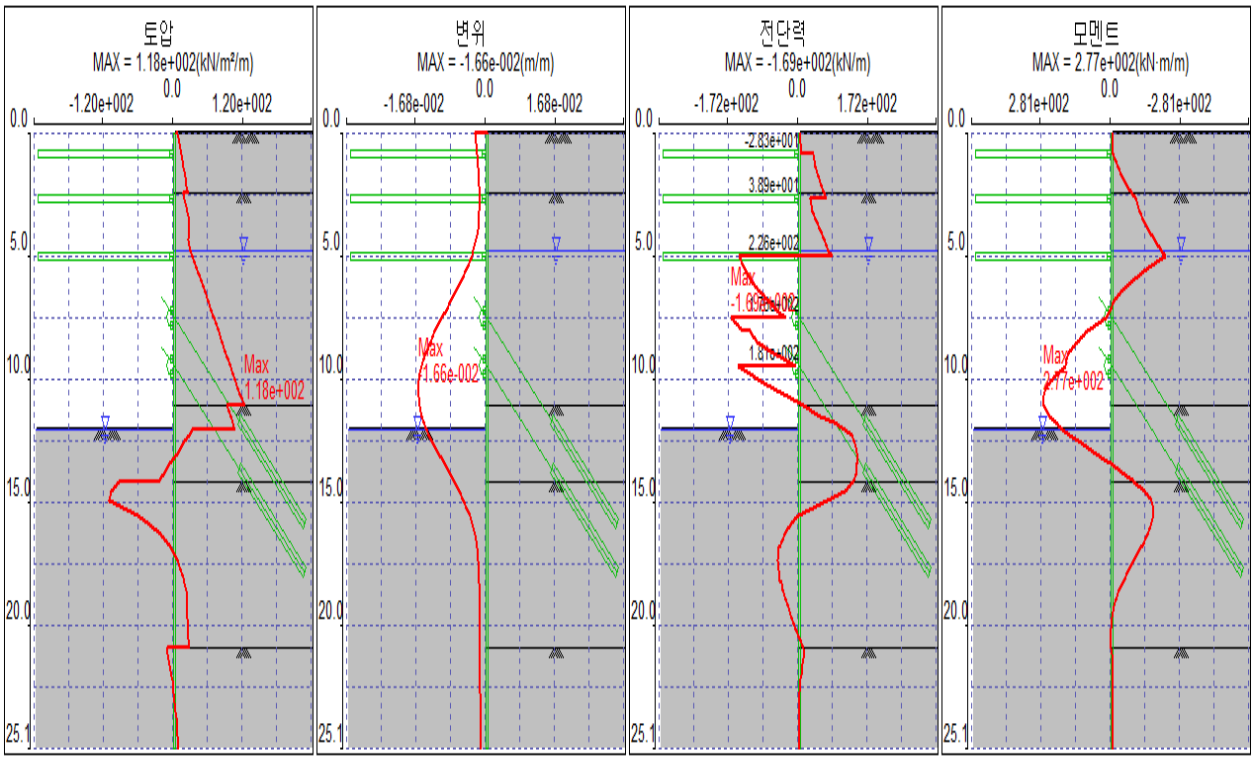
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 10.113 m]



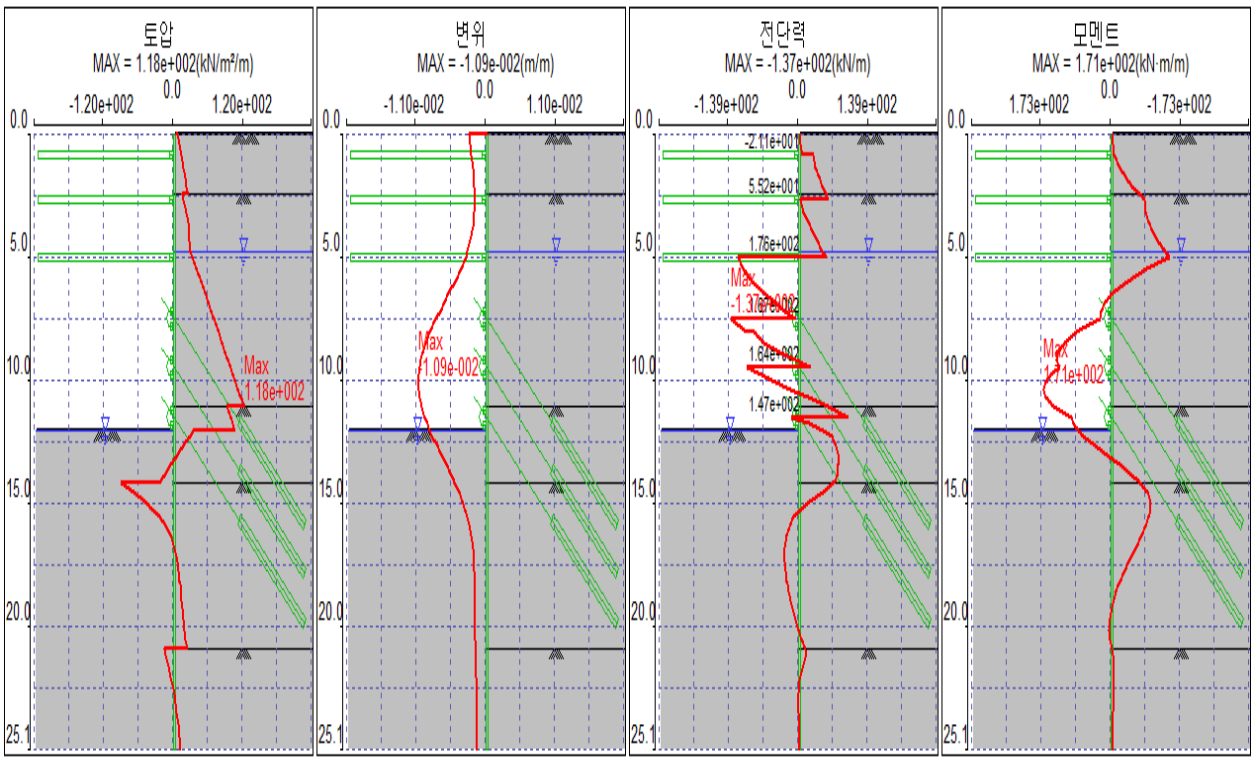
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 앵커-2단]



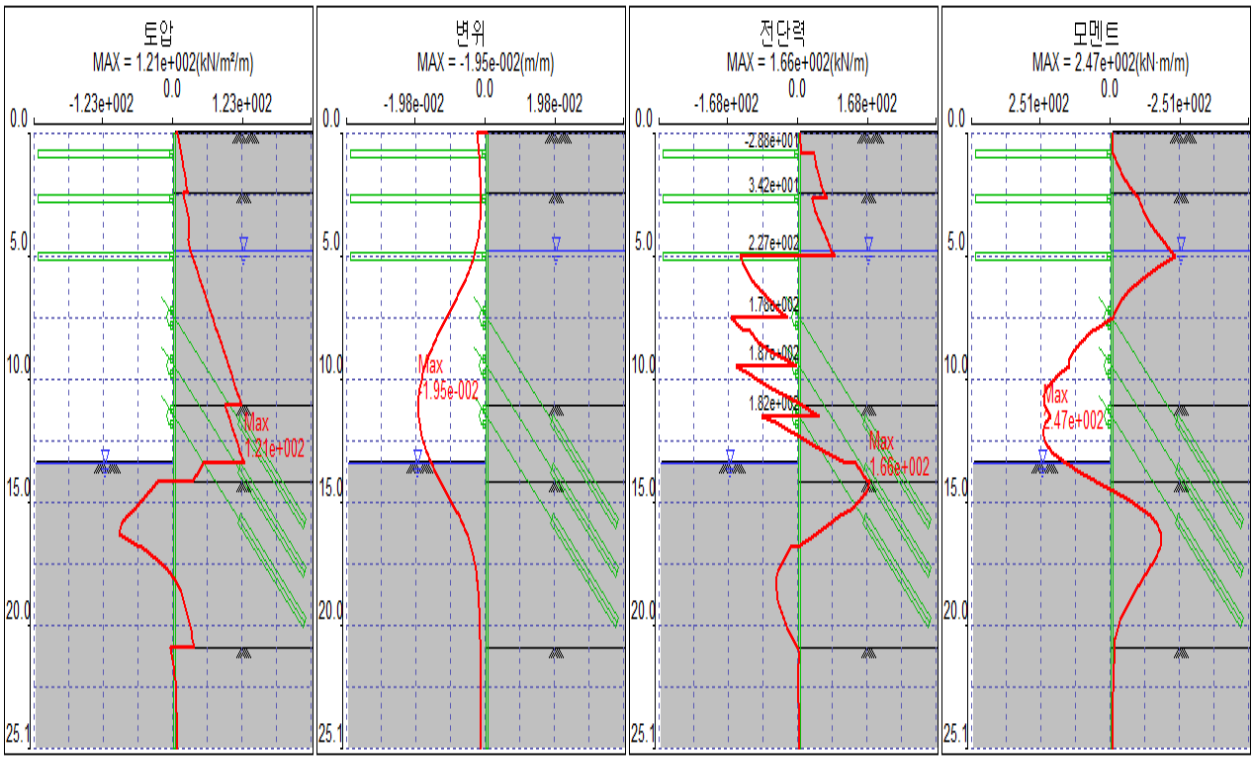
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 12.113 m]



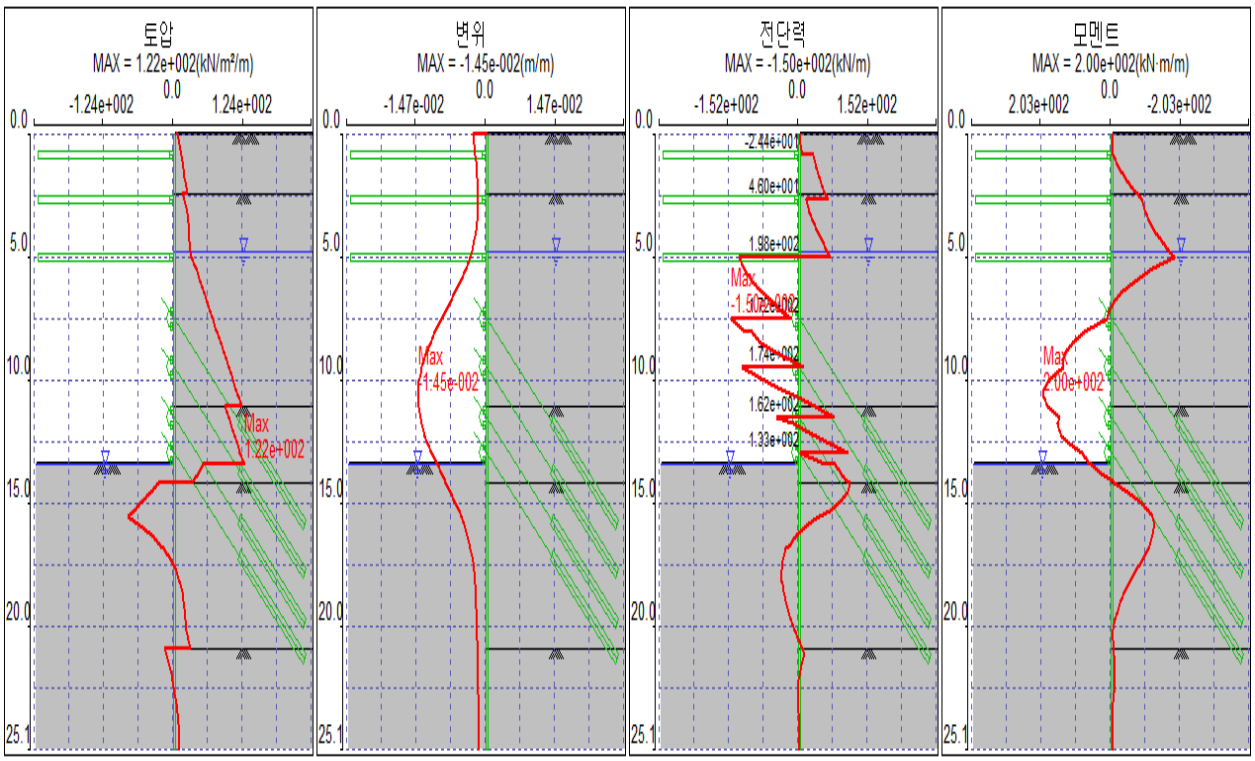
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 앵커-3단]



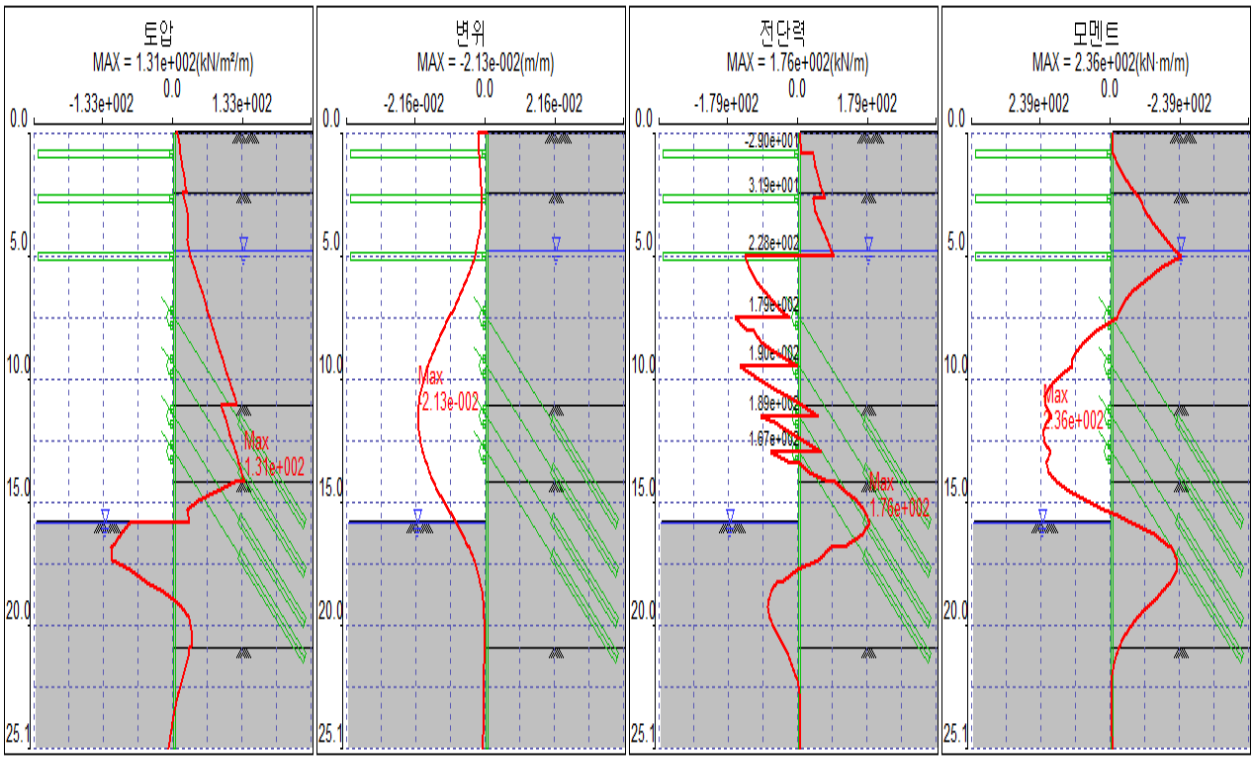
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 13.513 m]



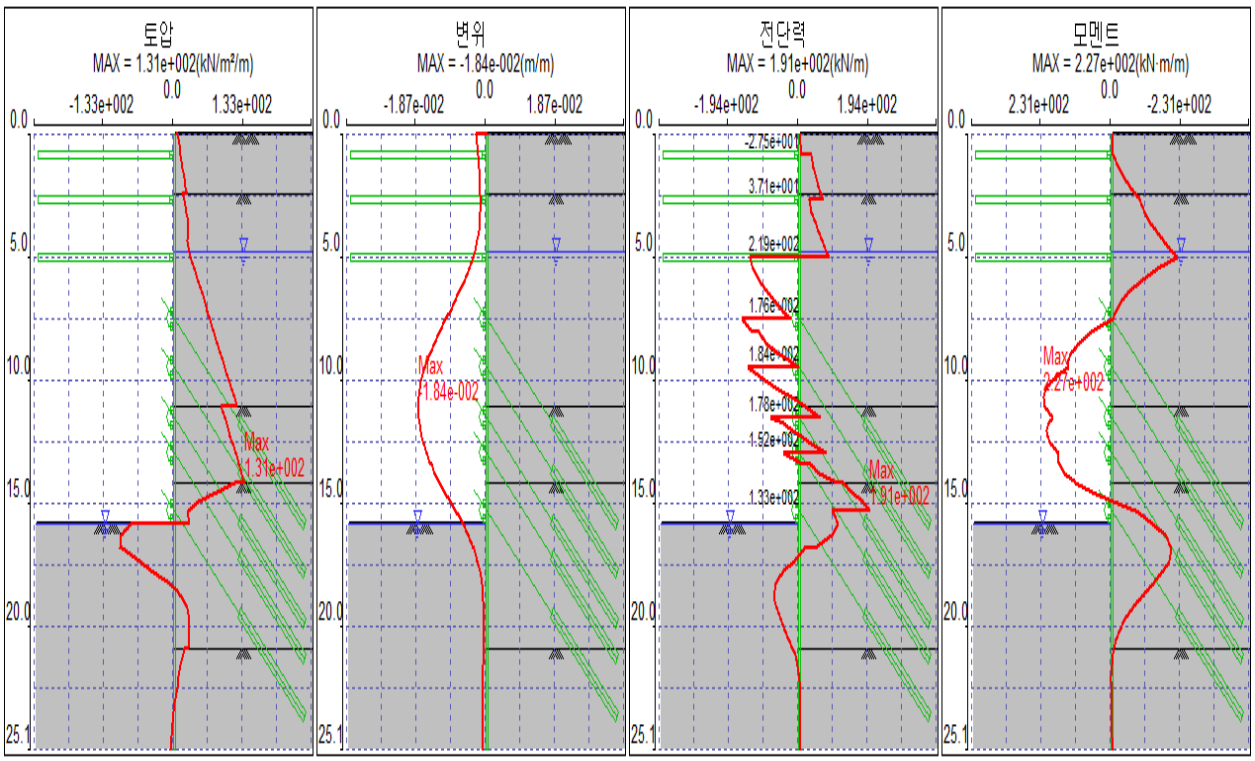
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 앵커-4단]



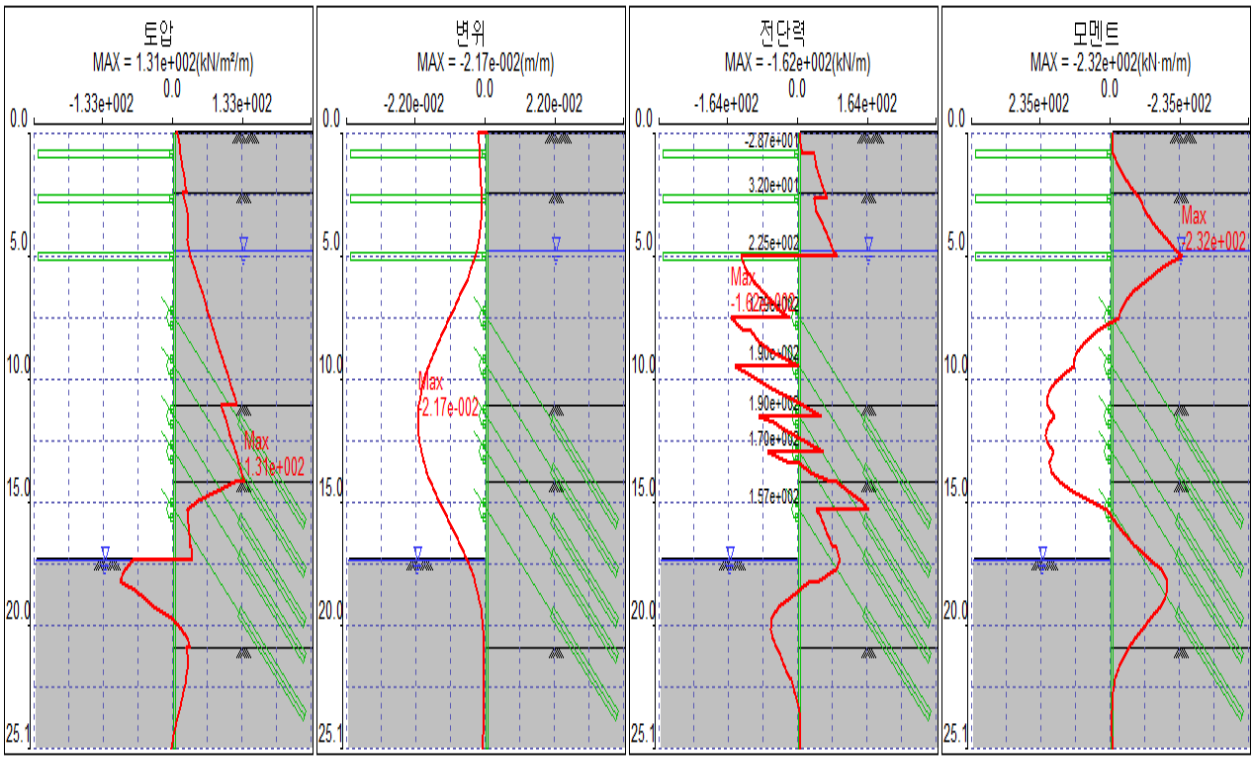
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 15.913 m]



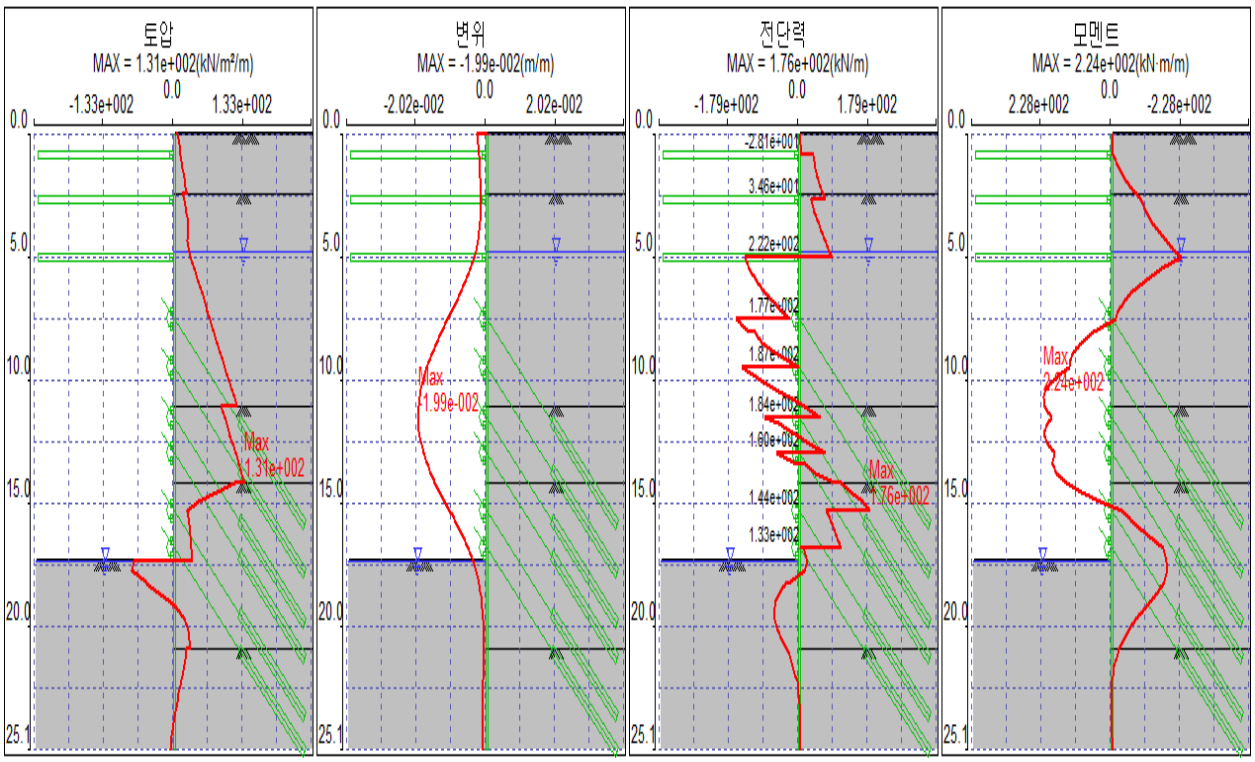
16) 시공 16 단계 [CS16 : 생성 앵커-5단]



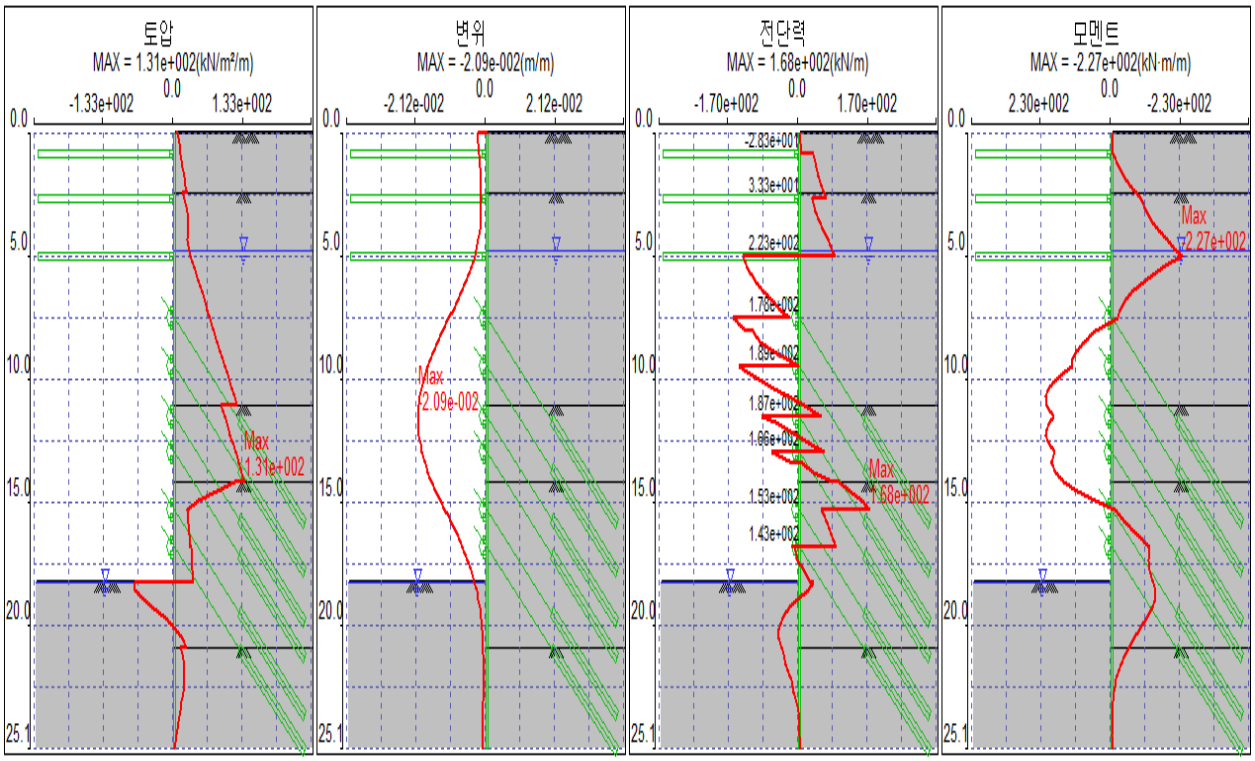
17) 시공 17 단계 [CS17 : 굴착 17.413 m]



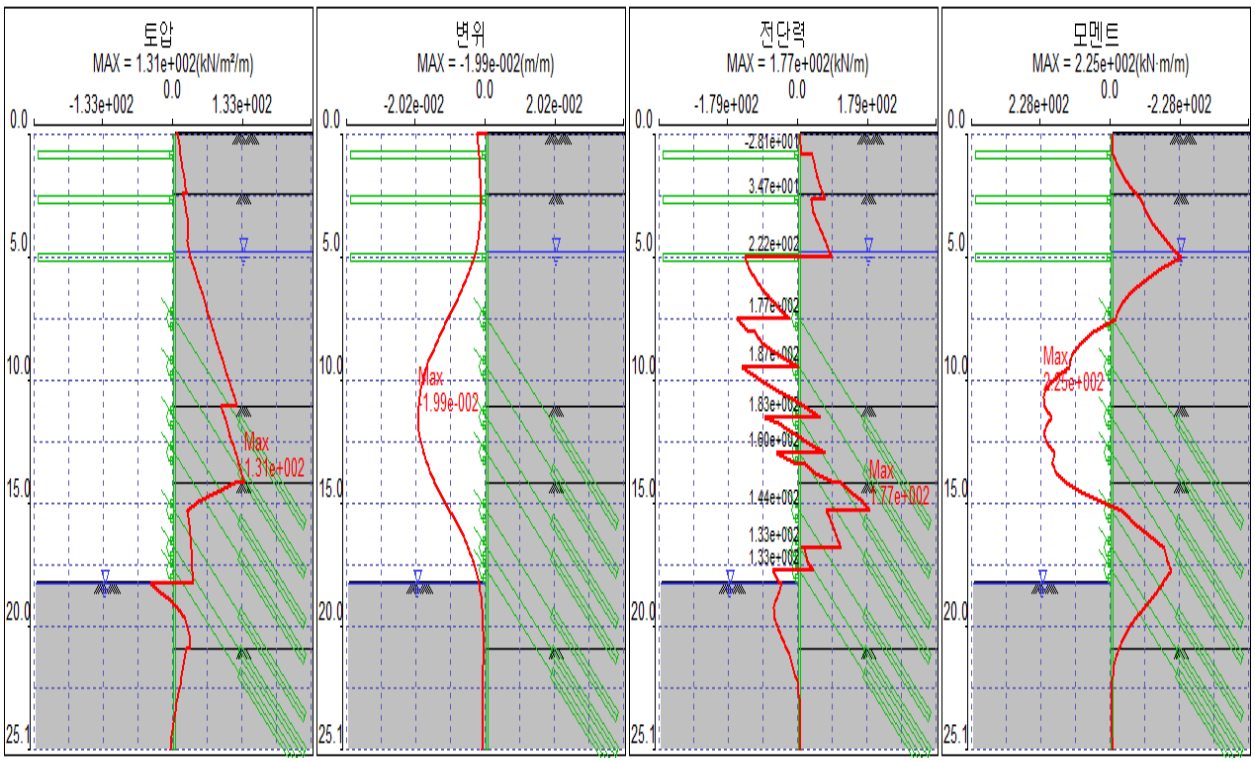
18) 시공 18 단계 [CS18 : 생성 앵커-6단]



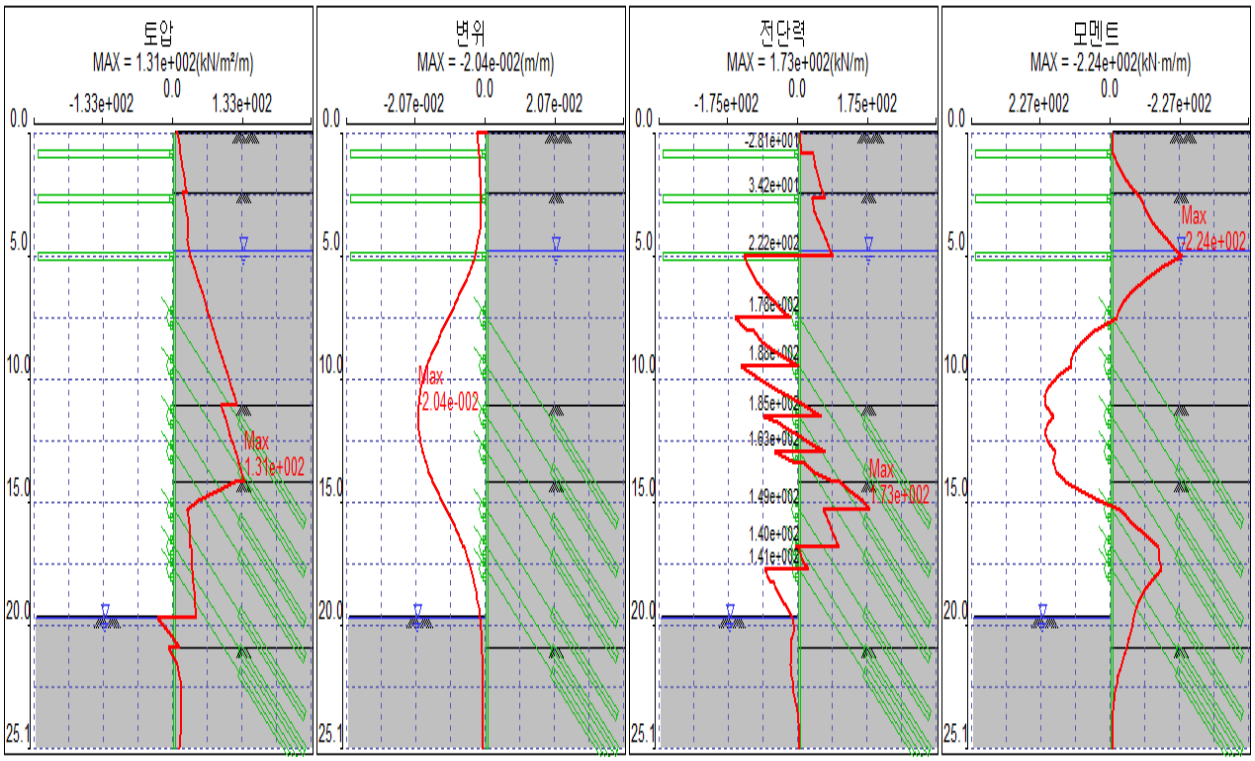
19) 시공 19 단계 [CS19 : 굴착 18.313 m]



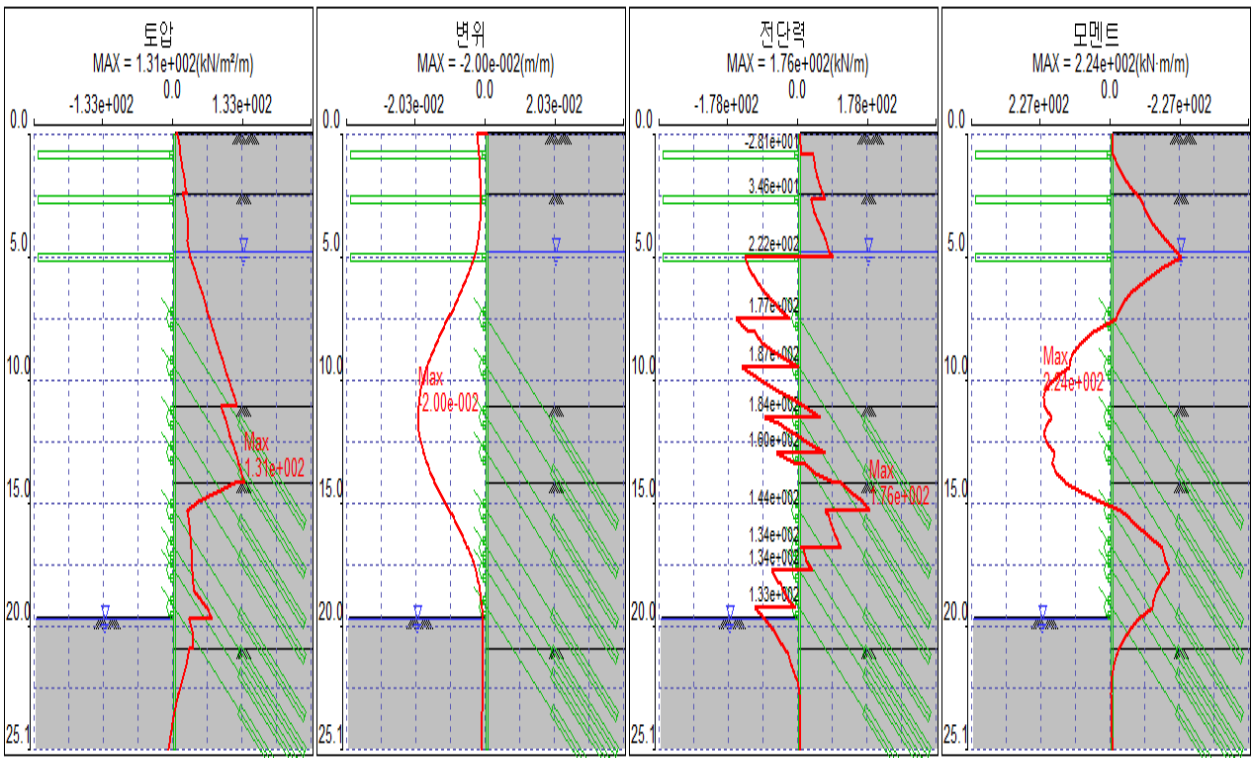
20) 시공 20 단계 [CS20 : 생성 앵커-7단]



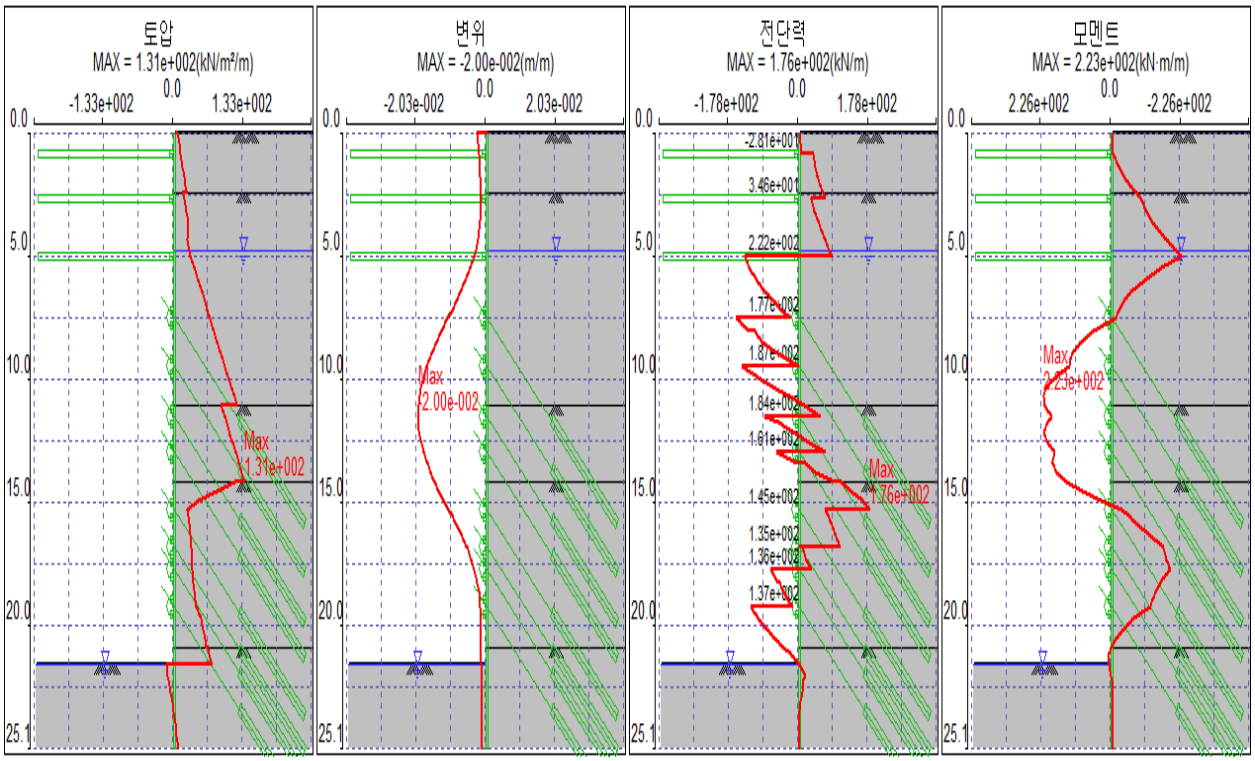
21) 시공 21 단계 [CS21 : 굴착 19.813 m]



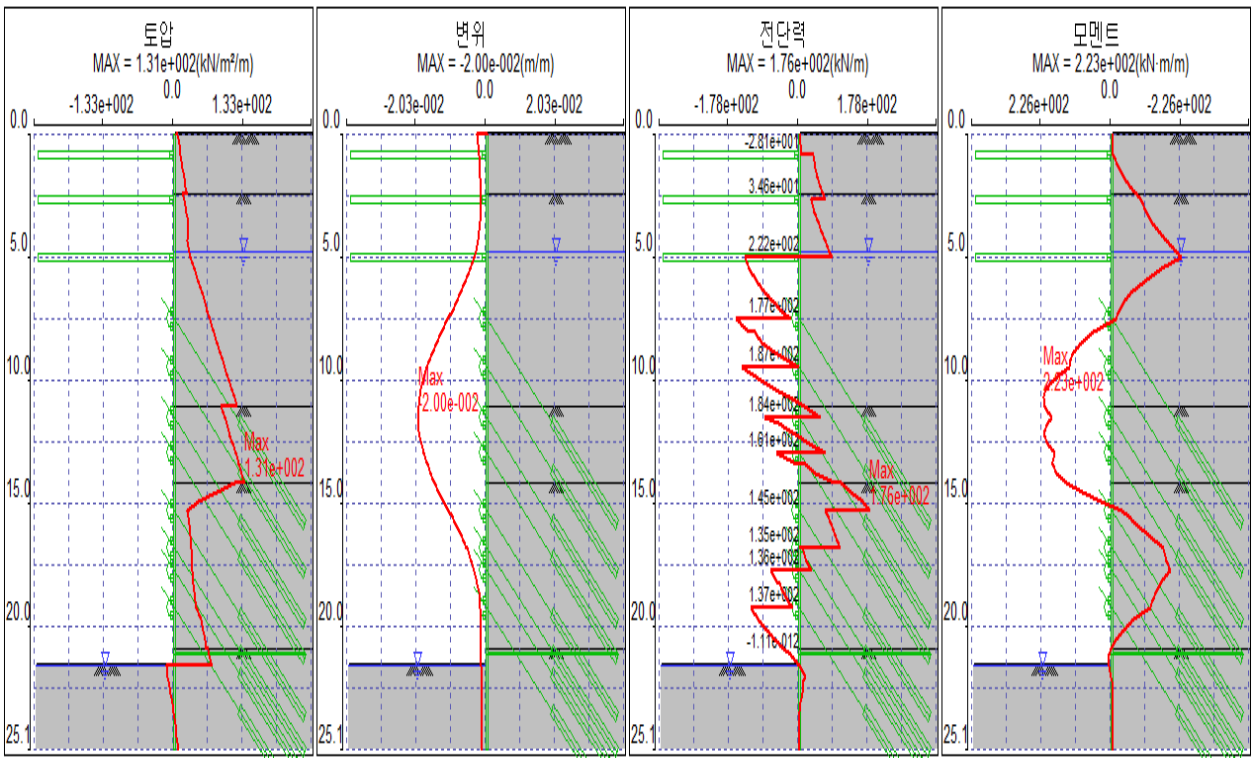
22) 시공 22 단계 [CS22 : 생성 앵커-8단]



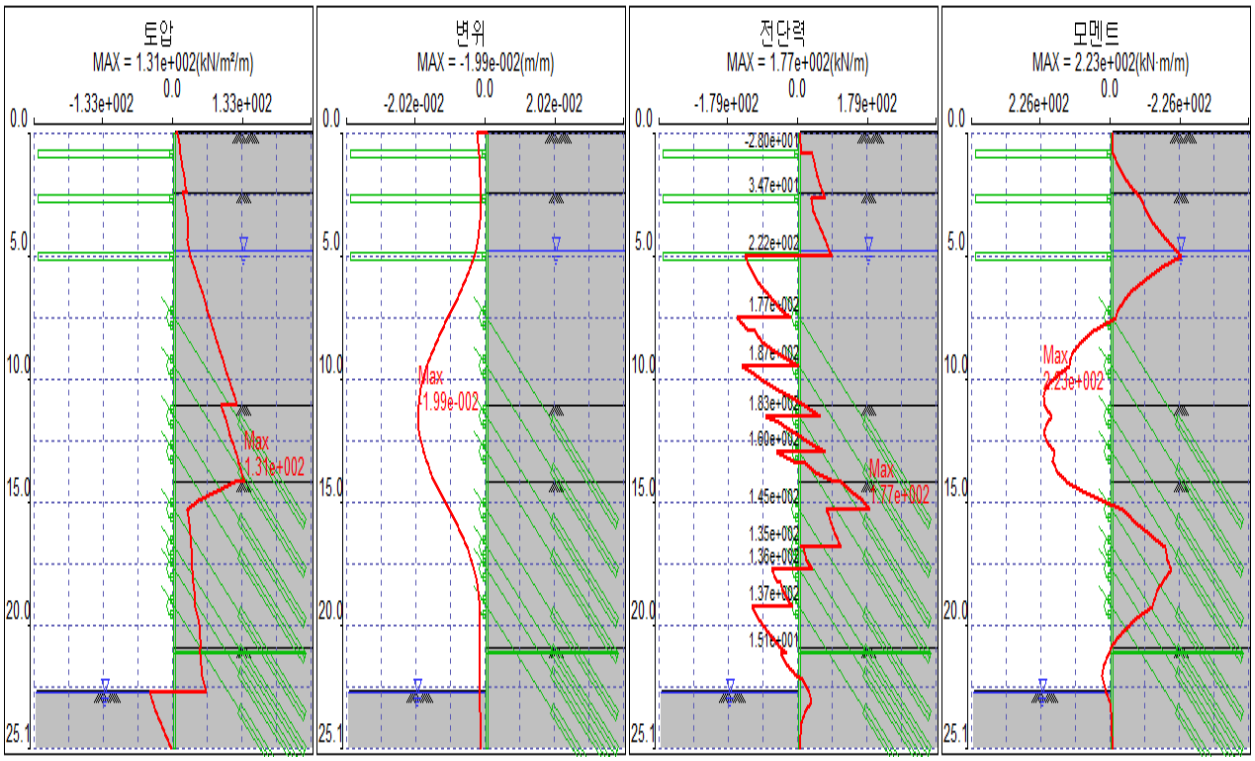
23) 시공 23 단계 [CS23 : 굴착 21.7 m]



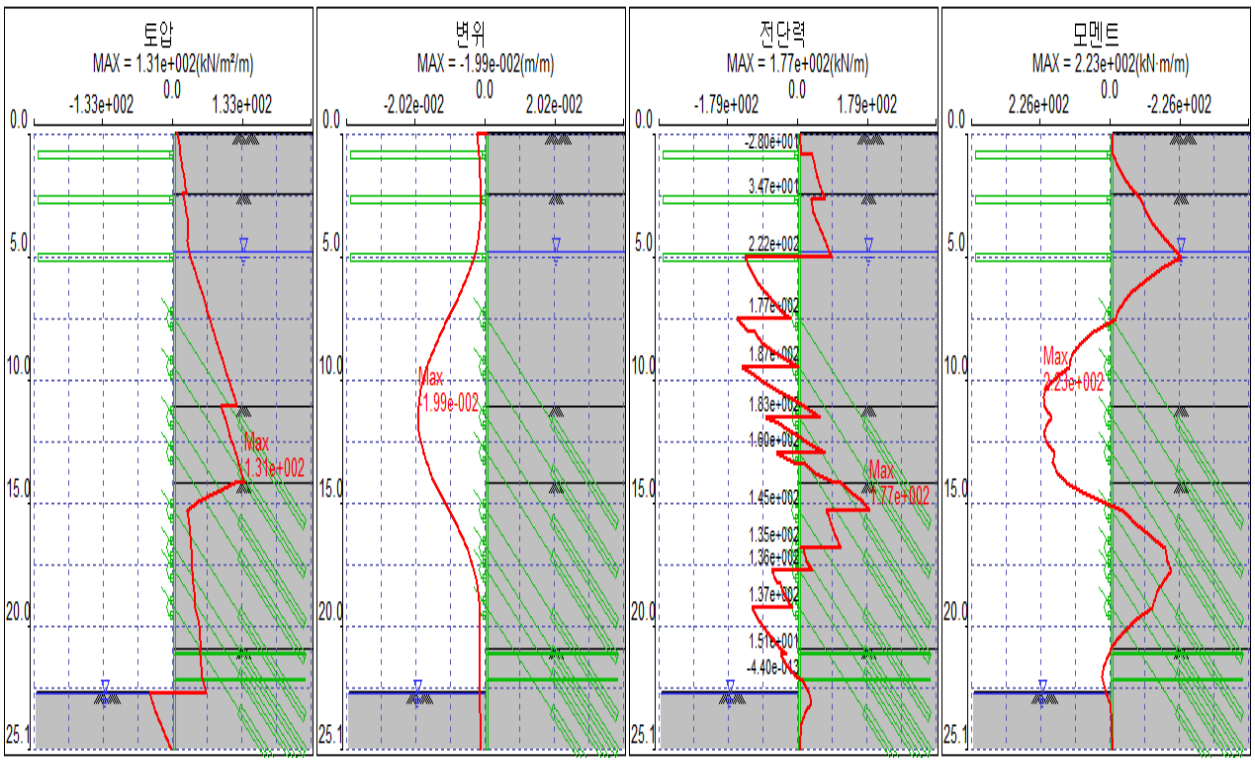
24) 시공 24 단계 [CS24 : 생성 록볼트-1단]



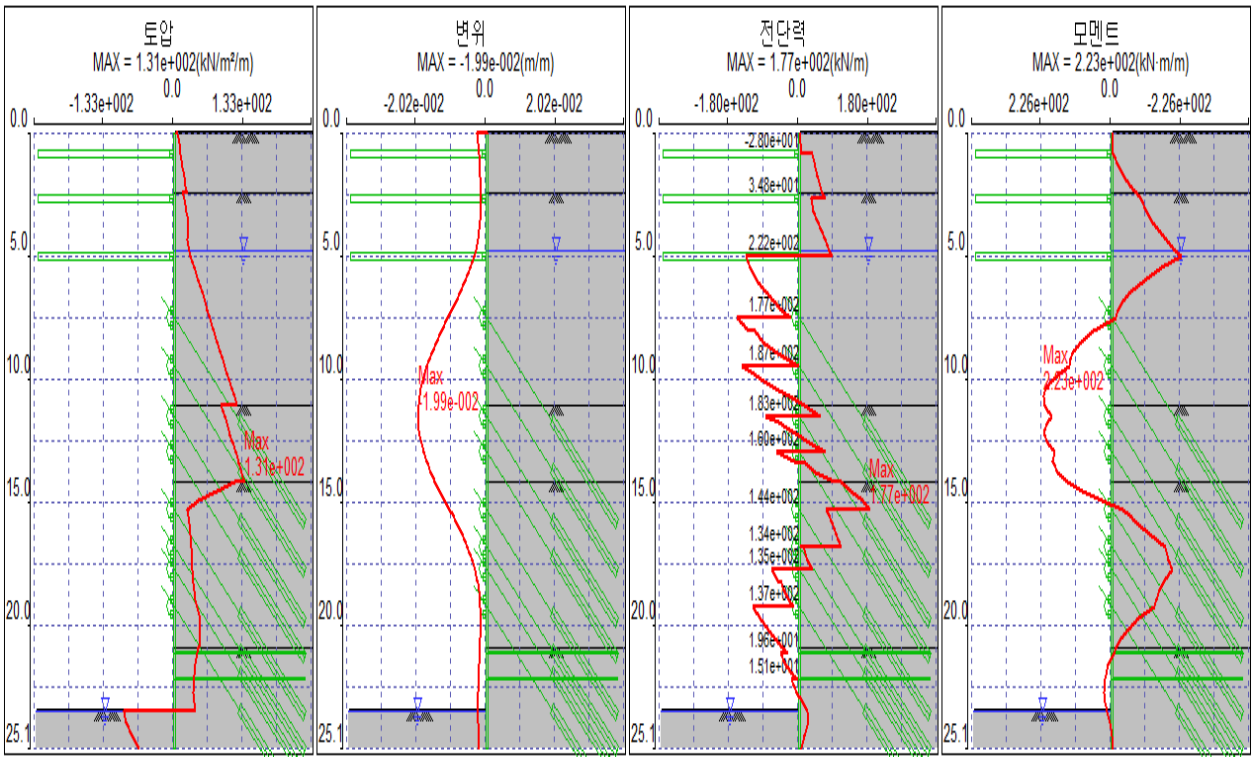
25) 시공 25 단계 [CS25 : 굴착 22.813 m]



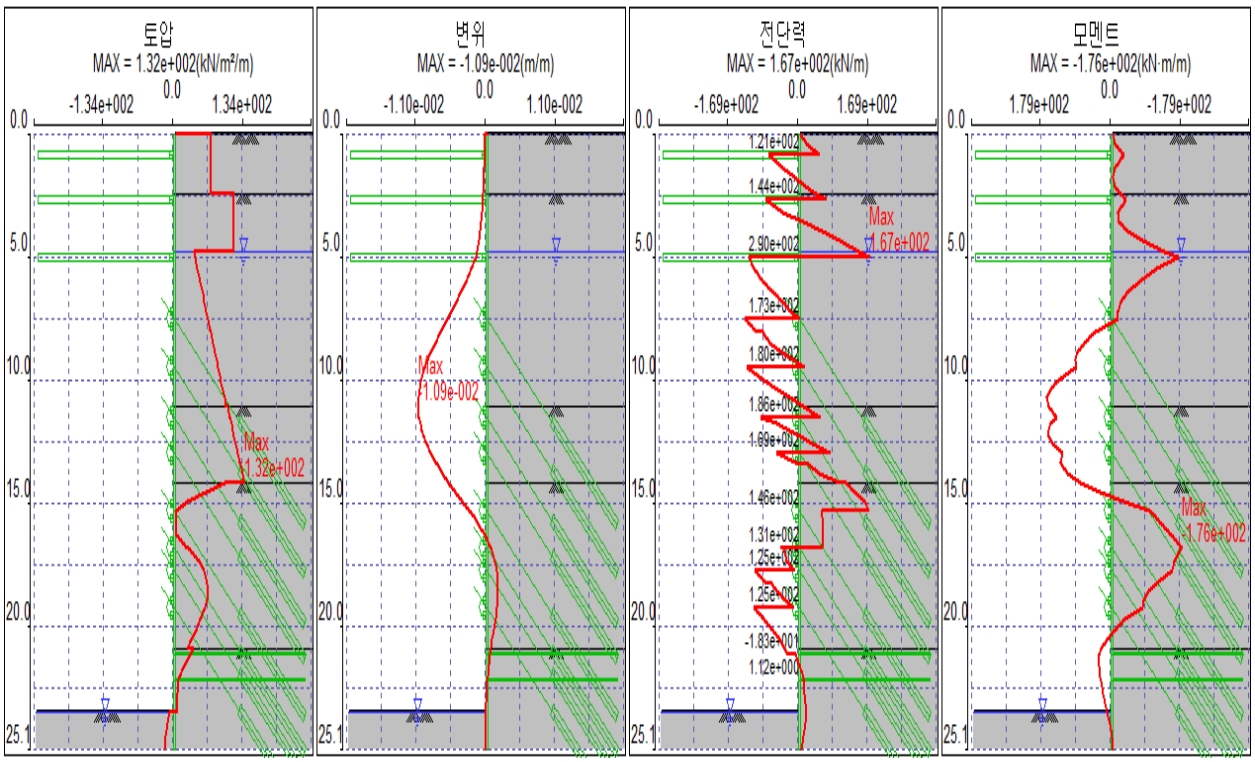
26) 시공 26 단계 [CS26 : 생성 록볼트-2단]



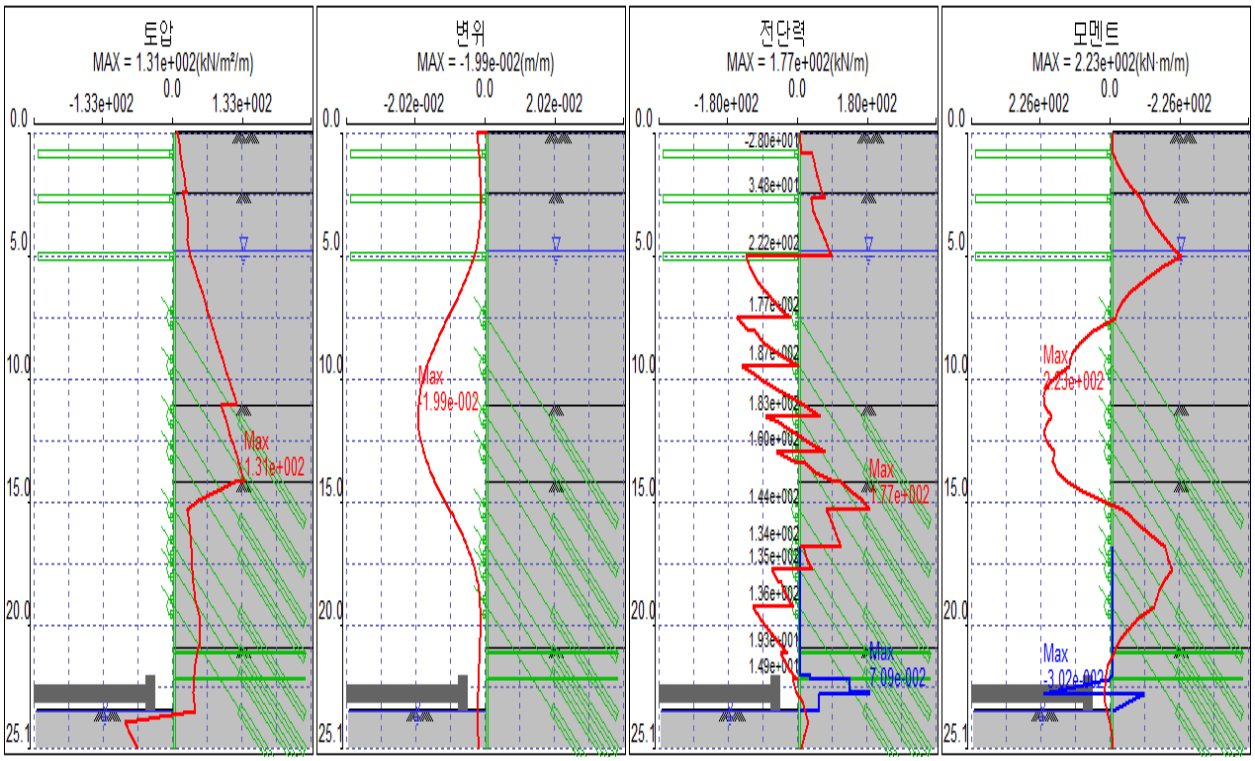
27) 시공 27 단계 [CS27 : 굴착 23.554 m]



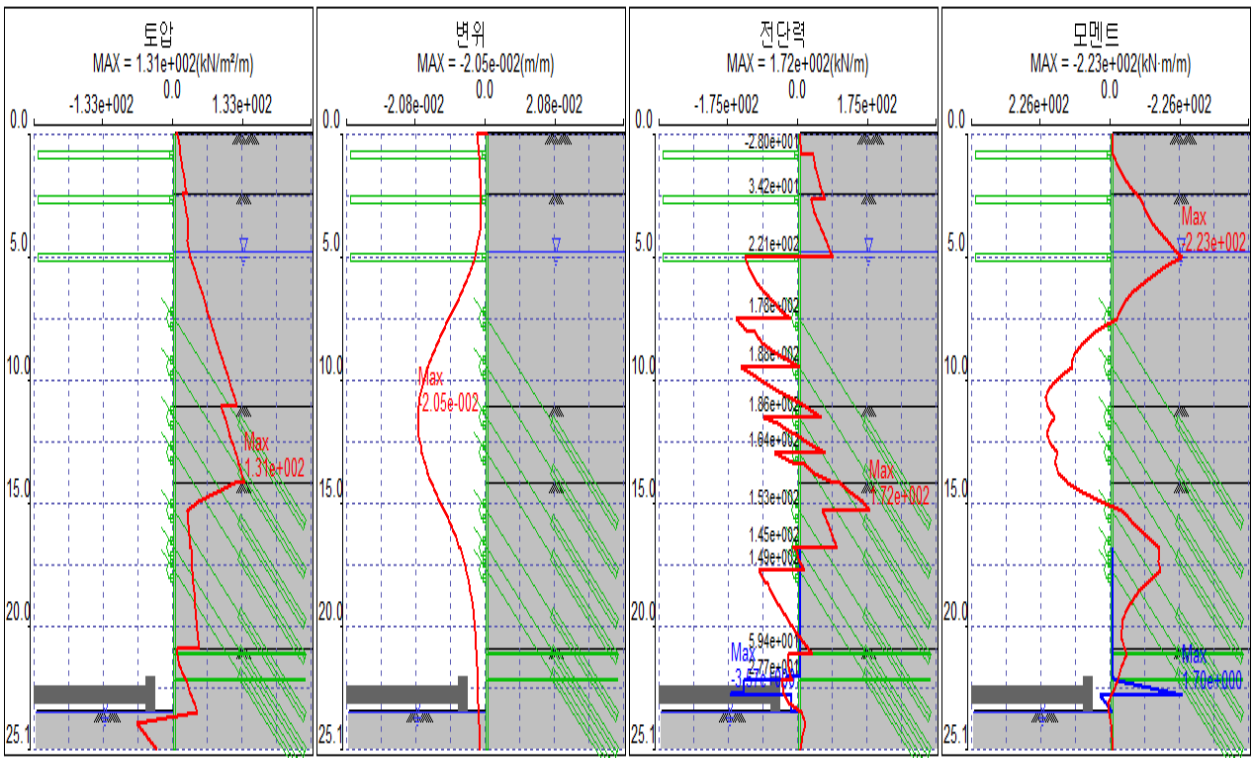
28) 시공 28 단계 [CS28 : PECK]



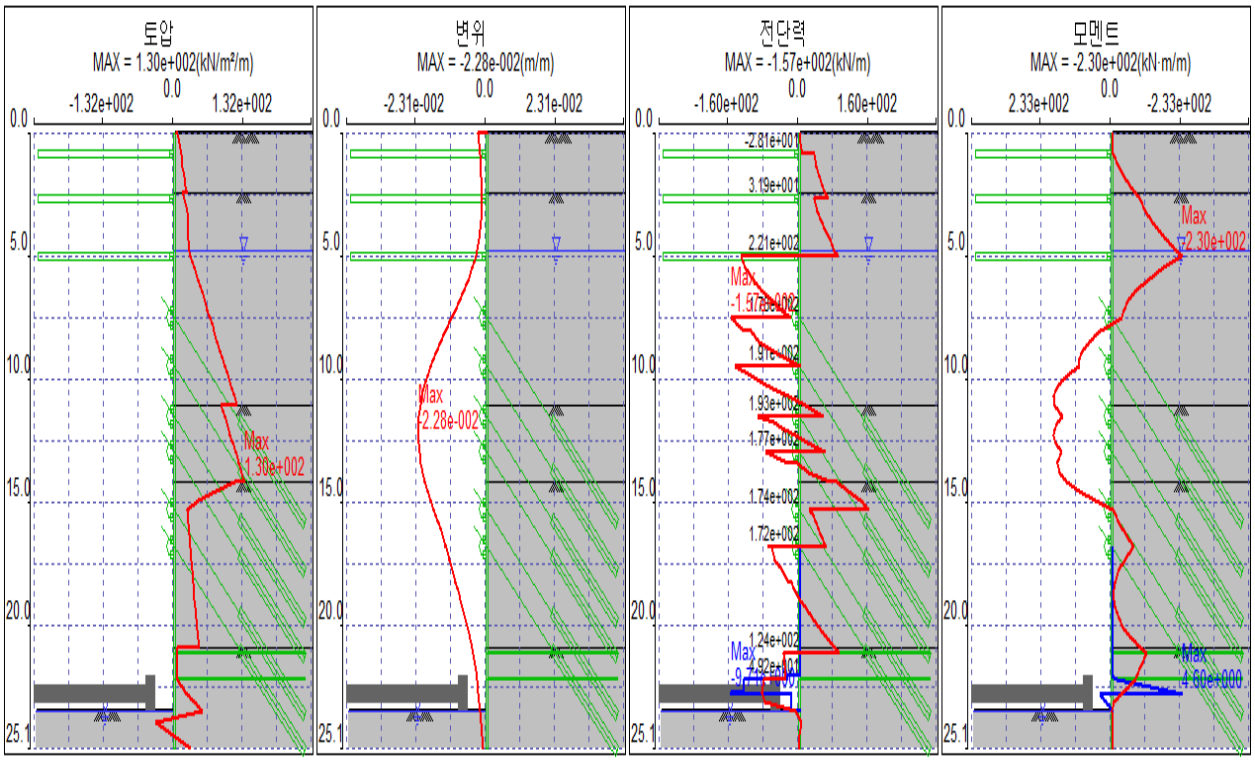
29) 시공 29 단계 [CS29 : 하단슬래브 타설]



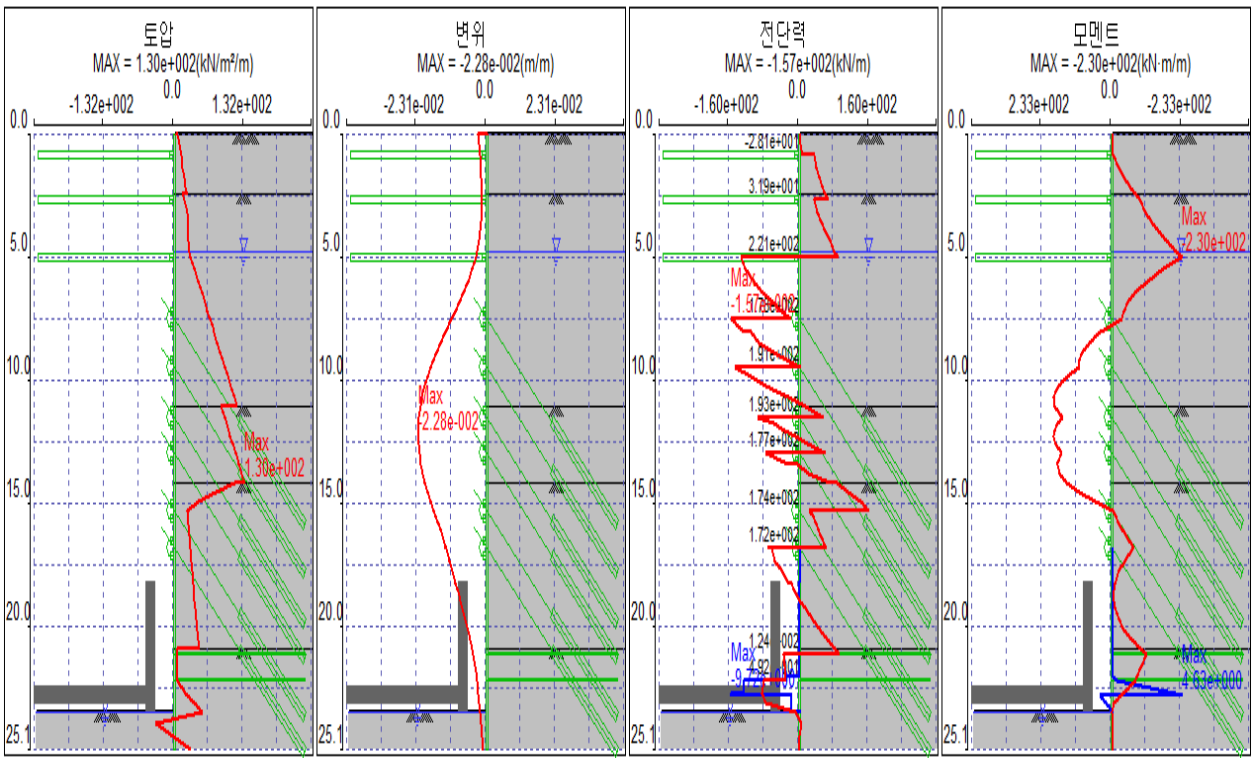
30) 시공 30 단계 [CS30 : 어스앵커8단 해체]



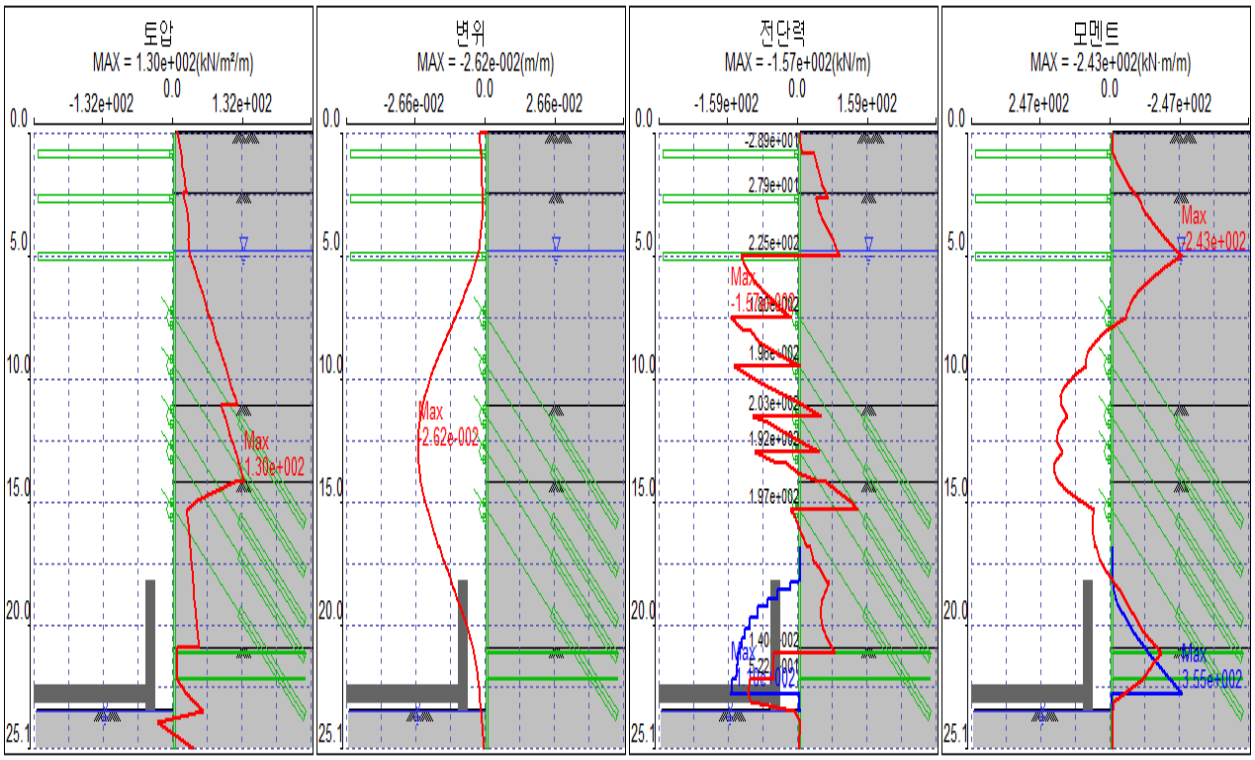
31) 시공 31 단계 [CS31 : 어스앵커7단 해체]



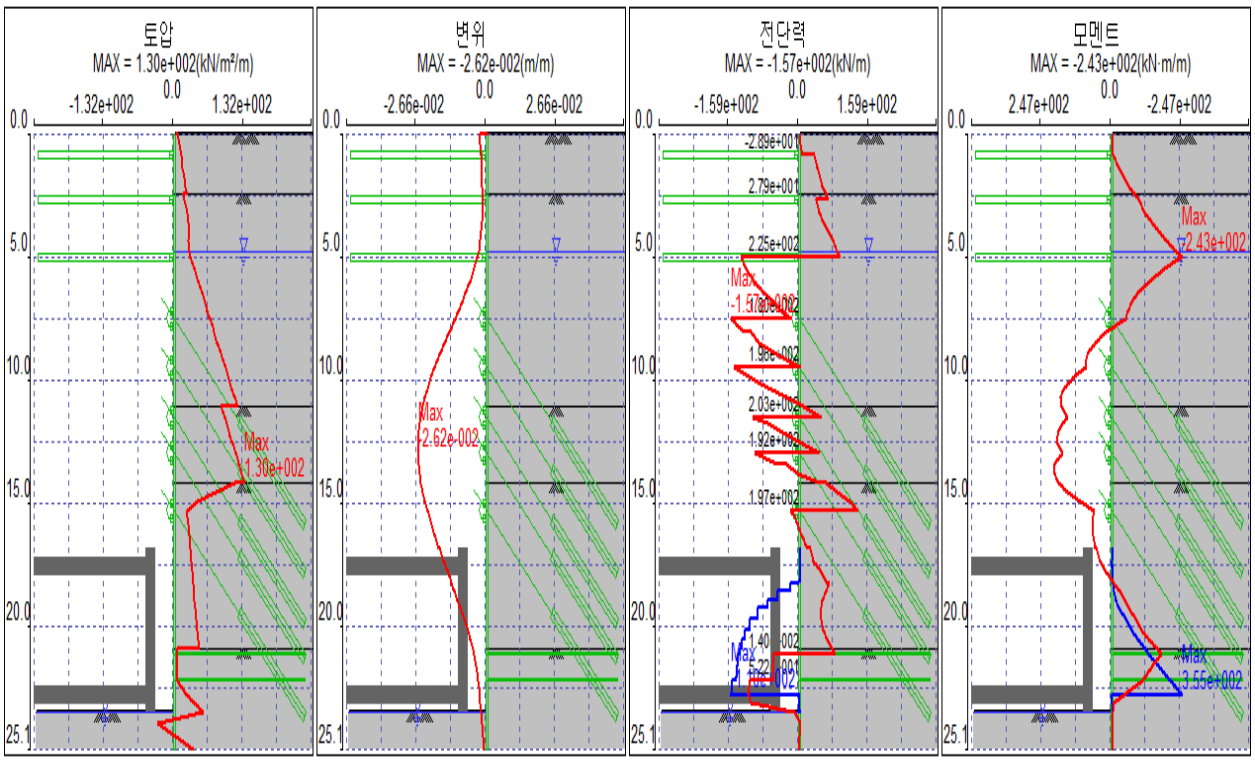
32) 시공 32 단계 [CS32 : 벽체 타설]



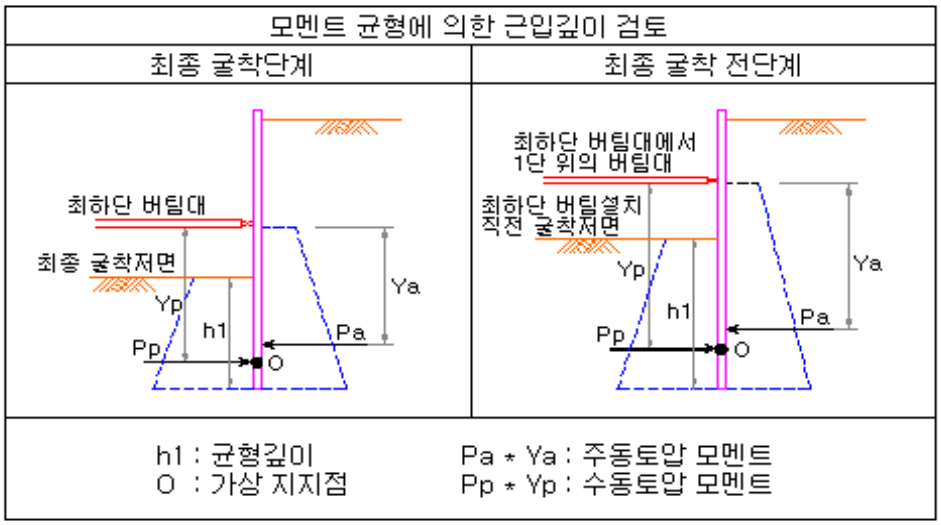
33) 시공 33 단계 [CS33 : 어스앵커6단 해체]



34) 시공 34 단계 [CS34 : 상단슬래브 타설]



14.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	0.002	1.500	19.820	3837.474	193.615	1.200	OK
최종 굴착 전단계	0.003	2.241	39.184	7961.826	203.189	1.200	OK

14.3.1 최종 굴착 단계의 경우

1) 토압의 작용폭

H-Pile

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 1 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 1 m

그 외 흙막이벽은 단위 폭당 작용함.

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -22.313 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 6.548 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.620 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 7.914 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 1.991 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (6.548 x 0.620) + (7.914 x 1.991) = 19.82 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1922.429 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 1.996 m

Mp = (Pp x Yp) = (1922.429 x 1.996) = 3837.474 kN · m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 3837.474 / 19.82 = 193.615

S.F. = 193.615 > 1.2 ... OK

14.3.2. 최종 굴착 전단계의 경우

1) 토압의 작용폭

H-Pile

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 1 m

- 수동측 : 굴착면 하부 = 1 m

그 외 흙막이벽은 단위 폭당 작용함.

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -21.2 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 8.51 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.806 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 11.824 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 2.733 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (8.51 x 0.806) + (11.824 x 2.733) = 39.184 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2900.75 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 2.745 m

Mp = (Pp x Yp) = (2900.75 x 2.745) = 7961.826 kN·m

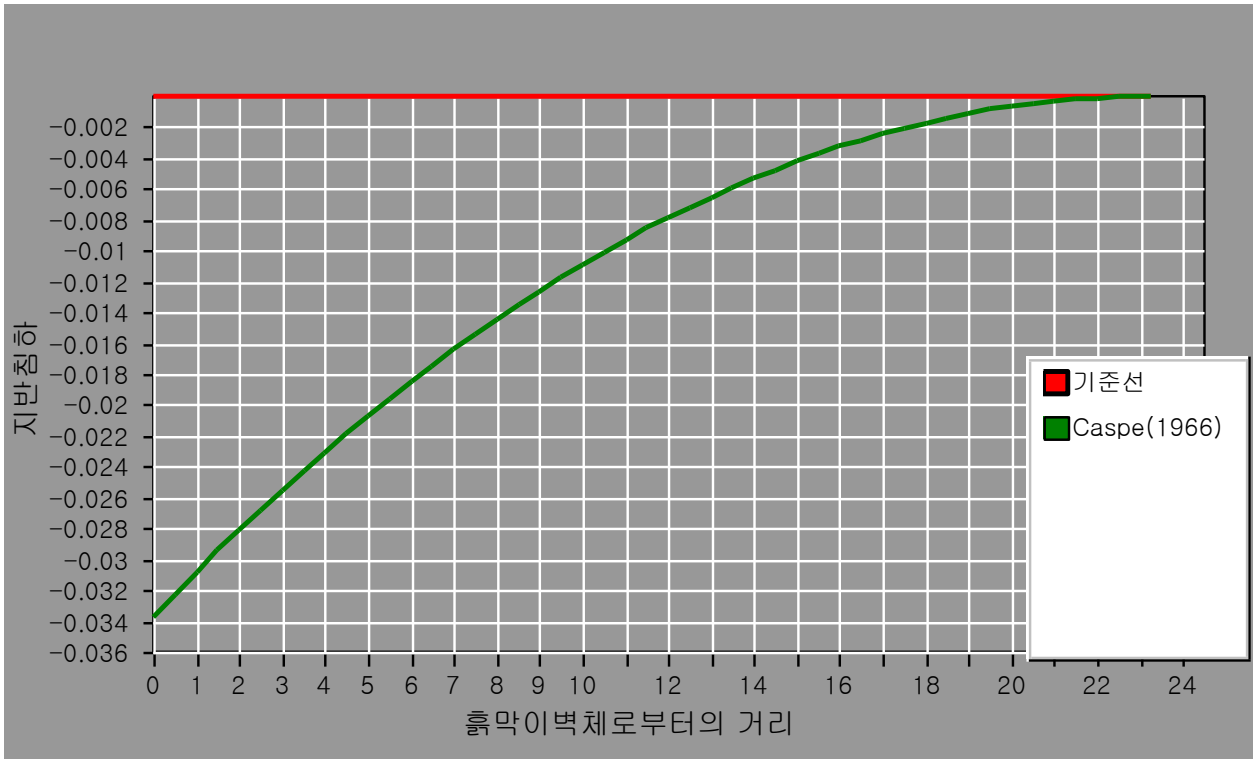
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 7961.826 / 39.184 = 203.189

S.F. = 203.189 > 1.2 ... OK

14.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



14.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.196 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 16.05 m, Hw = 23.554 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 24.291 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ/2)

Hp = 0.5 x 16.05 x tan(45 + 24.291/2) = 12.426 m

Ht = Hp + Hw = 12.426 + 23.554 = 35.98 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ/2)

D = 35.98 x tan(45-24.291/2) = 23.236 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.196 / 23.236 = -0.034 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.034 x ((23.236 - Xi) / 23.236)^2

거리 (벽면기준) (m)	지반 침하량 (mm)	절점간 침하량 (mm)	각변위 (x0.001)
0.00	-33.686	-1.434	-2.868
0.50	-32.252	-1.403	-2.806
1.00	-30.849	-1.372	-2.743
1.50	-29.477	-1.341	-2.681
2.00	-28.137	-1.309	-2.619
2.50	-26.828	-1.278	-2.556
3.00	-25.549	-1.247	-2.494

3.50	−24.302	−1.216	−2.432
4.00	−23.087	−1.185	−2.369
4.50	−21.902	−1.153	−2.307
5.00	−20.749	−1.122	−2.244
5.50	−19.627	−1.091	−2.182
6.00	−18.536	−1.060	−2.120
6.50	−17.476	−1.029	−2.057
7.00	−16.447	−0.997	−1.995
7.50	−15.450	−0.966	−1.932
8.00	−14.484	−0.935	−1.870
8.50	−13.549	−0.904	−1.808
9.00	−12.645	−0.873	−1.745
9.50	−11.772	−0.841	−1.683
10.00	−10.931	−0.810	−1.620
10.50	−10.121	−0.779	−1.558
11.00	−9.342	−0.748	−1.496
11.50	−8.594	−0.717	−1.433
12.00	−7.877	−0.685	−1.371
12.50	−7.192	−0.654	−1.308
13.00	−6.537	−0.623	−1.246
13.50	−5.914	−0.592	−1.184
14.00	−5.322	−0.561	−1.121
14.50	−4.762	−0.529	−1.059
15.00	−4.232	−0.498	−0.997
15.50	−3.734	−0.467	−0.934
16.00	−3.267	−0.436	−0.872
16.50	−2.831	−0.405	−0.809
17.00	−2.426	−0.373	−0.747
17.50	−2.053	−0.342	−0.685
18.00	−1.711	−0.311	−0.622
18.50	−1.400	−0.280	−0.560
19.00	−1.120	−0.249	−0.497
19.50	−0.871	−0.218	−0.435
20.00	−0.653	−0.186	−0.373
20.50	−0.467	−0.155	−0.310
21.00	−0.312	−0.124	−0.248
21.50	−0.188	−0.093	−0.185
22.00	−0.095	−0.062	−0.123
22.50	−0.034	−0.030	−0.061
23.00	−0.003	−0.003	−0.015
23.24	0.000	0.000	0.000
Max	−33.686	−1.434	−2.868

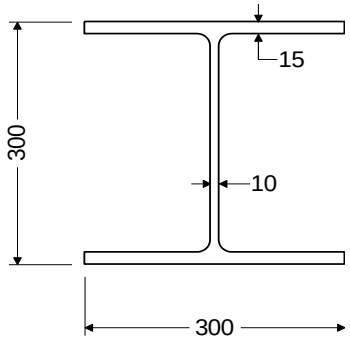
8.띠장 설계

8.1 Strut-1 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x300x10/15(SS400)

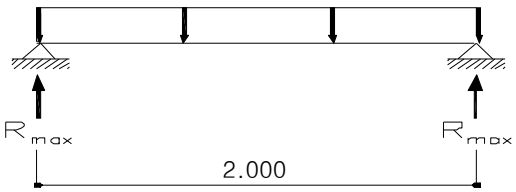
w (N/m)	922.2
A (mm^2)	11980.0
I_x (mm^4)	204000000.0
Z_x (mm^3)	1360000.0
A_w (mm^2)	2700.0
R_x (mm)	131.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 103.284 kN/m ---> Strut-1 (CS22 : Peck)

P = 103.284 × 2.00 m / 1 ea = 206.569 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 206.569 / (13 × 2.000)
= 95.340 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 95.340 × 2.000^2 / 8
= 47.670 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 95.340 × 2.000 / 2
= 95.340 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 47.670 x 1000000 / 1360000.0 = 35.051 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 95.340 x 1000 / 2700 = 35.311 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (35.051 + 35.051) / 35.051

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 300

= 6.667 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.667 − 4.6))

= 182.051 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 182.051 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.051 MPa > f_b = 35.051 MPa ---> O.K

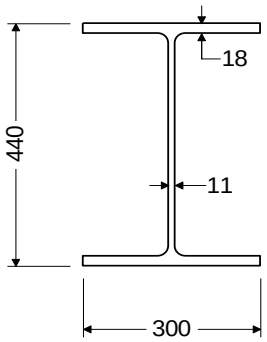
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 35.311 MPa ---> O.K

8.2 Strut-2 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

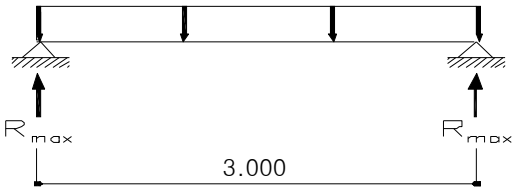
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 208.956 kN/m ---> Strut-2 (CS22 : Peck)

P = 208.956 × 3.00 m / 1 ea = 626.868 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 626.868 / (13 × 3.000)
= 192.883 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 192.883 × 3.000 ^{2} / 8
= 216.993 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 192.883 × 3.000 / 2
= 289.324 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 216.993 x 1000000 / 2550000.0 = 85.095 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 289.324 x 1000 / 4444 = 65.104 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (85.095 + 85.095) / 85.095

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 85.095 MPa ---> O.K

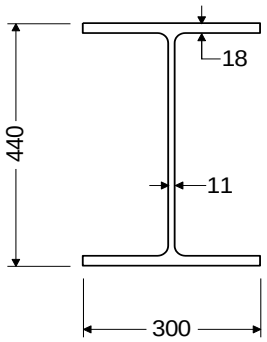
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 65.104 MPa ---> O.K

8.3 Strut-3 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

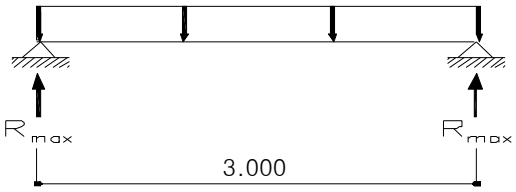
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 216.387 kN/m ---> Strut-3 (CS33 : 버팀3단 해체)

P = 216.387 × 3.00 m / 1 ea = 649.162 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 649.162 / (13 × 3.000)
= 199.742 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 199.742 × 3.000^2 / 8
= 224.710 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 199.742 × 3.000 / 2
= 299.613 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 224.710 x 1000000 / 2550000.0 = 88.122 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 299.613 x 1000 / 4444 = 67.420 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (88.122 + 88.122) / 88.122

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 88.122 MPa ---> O.K

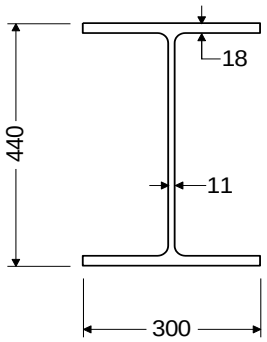
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 67.420 MPa ---> O.K

8.4 Strut-4 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

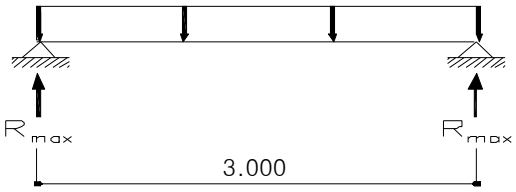
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 254.773 kN/m ---> Strut-4 (CS32 : 버팀4단 해체)

P = 254.773 × 3.00 m / 1 ea = 764.319 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 764.319 / (13 × 3.000)
= 235.175 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 235.175 × 3.000 ^{2} / 8
= 264.572 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 235.175 × 3.000 / 2
= 352.763 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 264.572 x 1000000 / 2550000.0 = 103.754 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 352.763 x 1000 / 4444 = 79.380 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (103.754 + 103.754) / 103.754$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 103.754 MPa ---> O.K

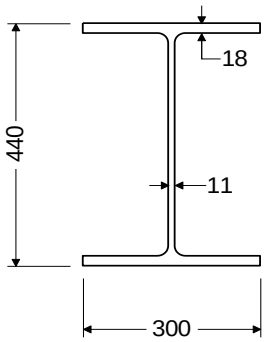
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 79.380 MPa ---> O.K

8.5 Strut-5 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

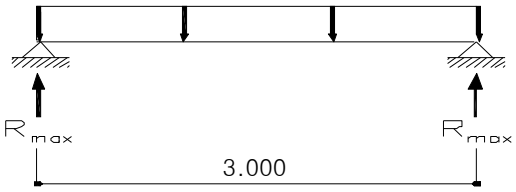
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 267.778 kN/m ---> Strut-5 (CS11 : 굴착 13.24 m)

P = 267.778 × 3.00 m / 1 ea = 803.334 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 803.334 / (13 × 3.000)
= 247.180 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 247.180 × 3.000 ^{2} / 8
= 278.077 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 247.180 × 3.000 / 2
= 370.770 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 278.077 x 1000000 / 2550000.0 = 109.050 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 370.770 x 1000 / 4444 = 83.431 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (109.050 + 109.050) / 109.050$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 109.050 MPa ---> O.K

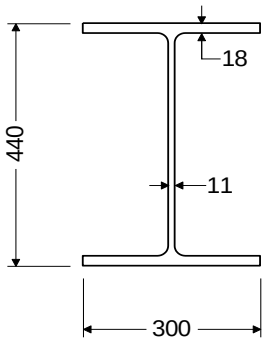
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 83.431 MPa ---> O.K

8.6 Strut-6 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

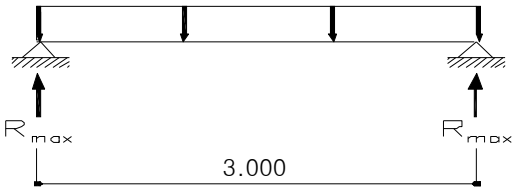
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 313.902 kN/m ---> Strut-6 (CS22 : Peck)

P = 313.902 × 3.00 m / 1 ea = 941.706 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 941.706 / (13 × 3.000)
= 289.756 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 289.756 × 3.000^2 / 8
= 325.975 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 289.756 × 3.000 / 2
= 434.633 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 325.975 x 1000000 / 2550000.0 = 127.833 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 434.633 x 1000 / 4444 = 97.802 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (127.833 + 127.833) / 127.833

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 127.833 MPa ---> O.K

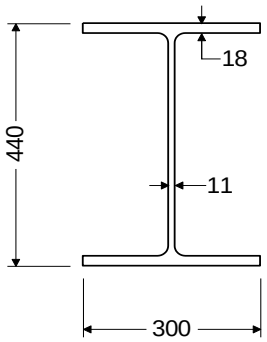
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 97.802 MPa ---> O.K

8.7 Strut-7 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

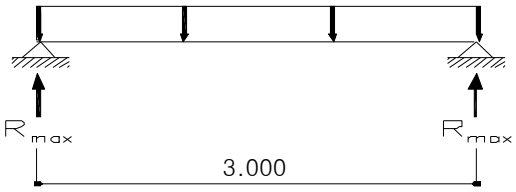
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 192.993 kN/m ---> Strut-7 (CS22 : Peck)

P = 192.993 × 3.00 m / 1 ea = 578.979 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 578.979 / (13 × 3.000)
= 178.147 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 178.147 × 3.000 ^{2} / 8
= 200.416 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 178.147 × 3.000 / 2
= 267.221 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 200.416 x 1000000 / 2550000.0 = 78.594 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 267.221 x 1000 / 4444 = 60.131 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (78.594 + 78.594) / 78.594

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 78.594 MPa ---> O.K

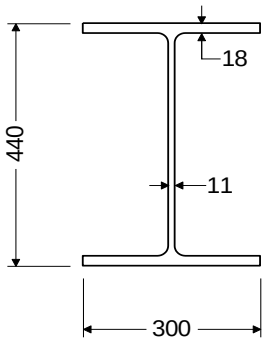
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 60.131 MPa ---> O.K

8.8 Strut-8 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

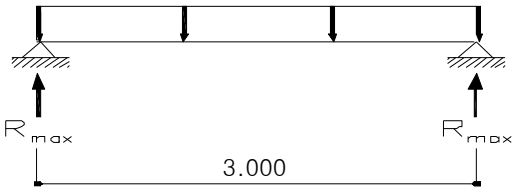
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 161.515 kN/m ---> Strut-8 (CS22 : Peck)

P = 161.515 × 3.00 m / 1 ea = 484.545 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 484.545 / (13 × 3.000)
= 149.091 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 149.091 × 3.000^2 / 8
= 167.727 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 149.091 × 3.000 / 2
= 223.636 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 167.727 x 1000000 / 2550000.0 = 65.775 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 223.636 x 1000 / 4444 = 50.323 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (65.775 + 65.775) / 65.775

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 65.775 MPa ---> O.K

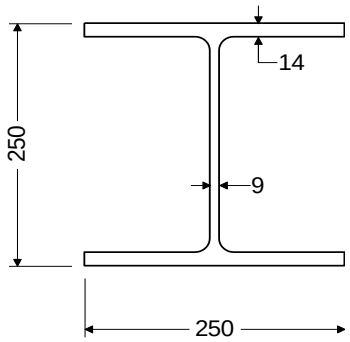
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 50.323 MPa ---> O.K

8.9 Strut-9 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

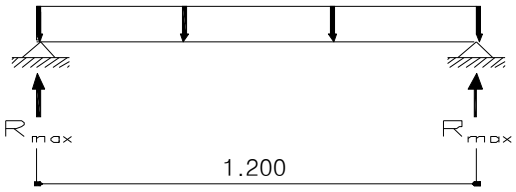
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



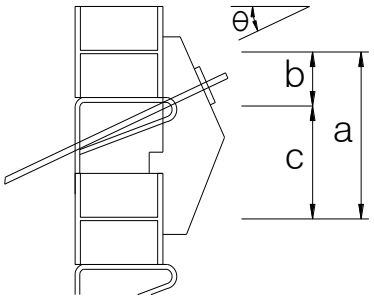
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 236.853 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 236.853 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 146.568$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 146.568 / (13 \times 1.200)$
$= 112.745$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 112.745 \times 1.200^2 / 8$
$= 20.294$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 112.745 \times 1.200 / 2$
$= 67.647$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 20.294 x 1000000 / 867000.0 = 23.407 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 67.647 x 1000 / 1998 = 33.857 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (23.407 + 23.407) / 23.407

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 188.327 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 188.327 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 188.327 MPa > f_b = 23.407 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 33.857 MPa ---> O.K

GeoX 구조계산서

TYPE-21(여의도방향) 해체단계 검토

목 차

1.표준단면

2.설계요약

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

3.2 재료의 허용응력

3.3 적용 프로그램

4.복공판 설계

5.주형보 설계

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(중앙)

6.2 주형지지보(측벽)

7.지보재 설계

7.1 Strut 설계 (주형보)

7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

7.4 Strut 설계 (강관버팀보-3단)

7.5 Strut 설계 (강관버팀보-4단)

7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)

7.7 Strut 설계 (강관버팀보-6단)

7.8 Earth Anchor 설계 (앵커-1단, 앵커-2단, 앵커-3단)

7.9 ROCK BOLT 설계 (록볼트-1단, 록볼트-2단, 록복트-3단)

8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

8.4 강관버팀보-3단 띠장 설계

8.5 강관버팀보-4단 띠장 설계

8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계

8.7 강관버팀보-6단 띠장 설계

8.8 앵커-1단 띠장 설계

8.9 앵커-2단 띠장 설계

8.10 앵커-3단 띠장 설계

9.측면말뚝 설계

9.1 흙막이벽(우)-H-PILE

10.중간말뚝 설계

11. 흙막이 벽체 설계

11.1 흙막이벽(우)-H-PILE 설계 (24.11m ~ 24.11m)

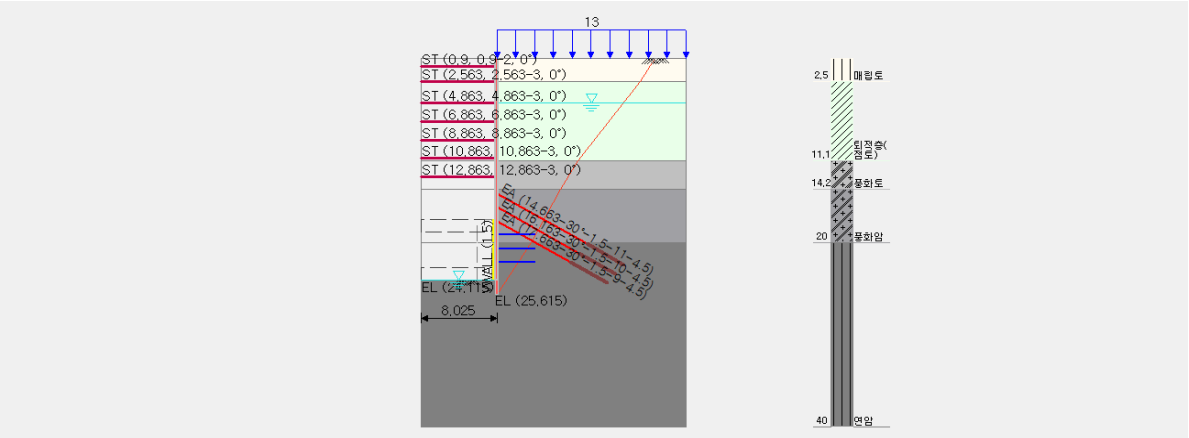
12. C.I.P 설계

12.1 흙막이벽(우)-C.I.P (0.00m ~ 24.11m)

13.전산 입력 정보

14.해석결과

1.표준단면


13
ST (0.9, 0.9, 2, 0°)
ST (2.563, 2.563-3, 0°)
ST (4.863, 4.863-3, 0°)
ST (6.863, 6.863-3, 0°)
ST (8.863, 8.863-3, 0°)
ST (10.863, 10.863-3, 0°)
ST (12.863, 12.863-3, 0°)
EA (14.663-30-1.5-11-4.5)
EA (16.763-30-1.5-10-4.5)
EA (17.663-30-1.5-9-4.5)
WALL (1.5)
EL (24.115)
EL (25.615)
8.025
2.5
매립토
11.1
입점층(풍화토)
14.2
풍화토
20
풍화암
40
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-D:1000x1990x200	-	휨응력	56.830	175.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	8.923	100.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	99.600	147.042	O.K	처짐	O.K
		전단응력	40.373	90.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	101.183	187.358	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	82.579	123.750	O.K		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	89.318	209.712	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	84.687	123.750	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.90	휨응력	6.988	95.452	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	16.463	147.446	O.K		
		전단응력	2.367	90.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x12	2.56	휨응력	28.266	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	41.486	121.590	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	89.387	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x12	4.86	휨응력	28.266	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	41.249	121.590	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	89.387	O.K		
강관버팀보-3단 P 406.4x12	6.86	휨응력	28.266	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	44.490	121.590	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	89.387	O.K		
강관버팀보-4단 P 406.4x12	8.86	휨응력	28.266	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	51.543	121.590	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	89.387	O.K		
강관버팀보-5단 P 406.4x12	10.86	휨응력	28.266	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	59.856	121.590	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	89.387	O.K		
강관버팀보-6단 P 406.4x12	12.86	휨응력	28.266	157.500	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	50.797	121.590	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	89.387	O.K		

부 재	위 치 (m)	Strand 소요개수산정	자유장 산정	정착장 산정
앵커-1단 Strand12.7x4EA	14.66	O.K	O.K	O.K
앵커-2단 Strand12.7x4EA	16.16	O.K	O.K	O.K
앵커-3단 Strand12.7x4EA	17.66	O.K	O.K	O.K

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	설계값(kN)	허용값(kN)	판정		
록볼트-1단 D29	19.16	축력	87.016	240.900	O.K	길이검토	O.K
록볼트-2단 D29	20.66	축력	35.086	240.900	O.K	길이검토	O.K
록복트-3단 D29	22.16	축력	17.005	240.900	O.K	길이검토	O.K

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
주형보 H 300x305x15/15	0.90	휨응력	42.903	152.017	O.K	
		전단응력	30.509	90.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 440x300x11/18	2.56	휨응력	67.443	142.373	O.K	
		전단응력	51.599	90.000	O.K	
강관버팀보-2단 H 440x300x11/18	4.86	휨응력	66.965	142.373	O.K	
		전단응력	51.233	90.000	O.K	
강관버팀보-3단 H 440x300x11/18	6.86	휨응력	73.506	142.373	O.K	
		전단응력	56.238	90.000	O.K	
강관버팀보-4단 H 440x300x11/18	8.86	휨응력	87.741	142.373	O.K	
		전단응력	67.129	90.000	O.K	
강관버팀보-5단 H 440x300x11/18	10.86	휨응력	104.521	142.373	O.K	WEB보강,14.0mm*1
		전단응력	35.185	90.000	O.K	
강관버팀보-6단 H 440x300x11/18	12.86	휨응력	86.236	142.373	O.K	
		전단응력	65.977	90.000	O.K	
앵커-1단 2H 250x250x9/14	14.66	휨응력	33.426	153.578	O.K	
		전단응력	38.680	90.000	O.K	
앵커-2단 2H 250x250x9/14	16.16	휨응력	32.543	153.578	O.K	
		전단응력	37.658	90.000	O.K	
앵커-3단 2H 250x250x9/14	17.66	휨응력	31.485	153.578	O.K	
		전단응력	36.433	90.000	O.K	

2.6 측면말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우)-H-PILE H 300x305x15/15	-	휨응력	20.352	190.963	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	64.577	204.720	O.K	수평변위	O.K
		전단응력	8.575	123.750	O.K	지지력	O.K

2.7 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	71.989	188.079	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	20.456	177.001	O.K	지지력	O.K

2.8 흙막이벽체설계

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우)-H-PILE	24.12 ~ 24.12	휨응력	0.000	13.500	O.K	두께검토	O.K
		전단응력	0.000	1.050	O.K		

2.9 C.I.P

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우)-C.I.P	0.00 ~ 24.12	압축응력	7.007	12.000	O.K	철근량검토	
		인장응력	81.099	225.000	O.K	주철근	O.K
		전단응력	0.562	1.306	O.K	전단철근	O.K

2.10 흙막이벽체 수평변위

부 재	시공단계	최대수평변위(mm)	허용수평변위(mm)	비 고
흙막이벽(우)-H-PILE	CS33 : 상부슬래브 타설	2.938	48.230	O.K

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

C.I.P., H Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관), Earth Anchor, Rock Bolt로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

C.I.P.+H Pile

엄지말뚝간격 : 1.50m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	3.00	m
Earth Anchor	-	Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
Rock Bolt	-	D29	수평간격 :	1.50	m
		D29	수평간격 :	1.50	m
		D29	수평간격 :	1.50	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-D:1000x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 440x300x11/18(SM490)	-	
	H 300x305x15/15(SM490)	-	
H-PILE (측벽)	H 300x305x15/15(SM490)	1.50m	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SM490)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x12(SS400)	3.00m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(SS400)	-	
	H 250x250x9/14(SS400)	-	

3.2 재료의 허용응력

가. 강재

[강재의 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		SS400,SM400, SMA400	SM490	SM490Y,SM520, SMA490	SM570,SMA570
축방향 인장 (순단면)		210	285	322.5	405
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 18.6$ 210	$0 < \ell/r \le 16$ 285	$0 < \ell/r \le 15.1$ 322.5	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405
		$18.6 < \ell/r \le 92.8$ $210 - 1.23(\ell/r - 18.6)$	$16 < \ell/r \le 80.1$ $285 - 1.935(\ell/r - 16)$	$15.1 < \ell/r \le 75.5$ $322.5 - 2.33(\ell/r - 15.1)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.285(\ell/r - 13.4)$
		$92.8 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$75.5 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,400+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	210	285	322.5	405
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.6$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.8$ 322.5	$\ell/b \le 3.4$ 405
		$4.6 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.735(\ell/b - 4.6)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.865(\ell/b - 4.0)$	$3.8 < \ell/b \le 27$ $322.5 - 7.035(\ell/b - 3.8)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$
전단응력 (총단면)		120	165	188	233
지압응력		315	428	488	608
용접 강도	공 장	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%
	현 장	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%

종 류		HSB500	HSB600	HSB800	비고
축방향 인장 (순단면)		345	405	570	230x1.5=345 270x1.5=405 380x1.5=570
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 14.6$ 345	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405	$0 < \ell/r \le 18.0$ 570	
		$14.6 < \ell/r \le 73.0$ $345 - 2.58(\ell/r - 14.6)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.29(\ell/r - 13.4)$	$18.0 < \ell/r \le 54.2$ $570 - 6.27(\ell/r - 18)$	
		$73 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,100+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$	$54.2 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{2,300+(\ell/r)^2}$	
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	345	405	570	
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 3.6$ 345	$\ell/b \le 3.4$ 405	$\ell/b \le 5.4$ 570	
		$3.6 < \ell/b \le 27$ $345 - 7.79(\ell/b - 3.6)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$	$5.4 < \ell/b \le 19$ $570 - 18.9(\ell/b - 5.4)$	
전단응력 (총단면)		203	233	330	135x1.5=203 155x1.5=233 220x1.5=330

종 류	축방향 인장 (순단면)	축방향 압축 (총단면)	휨압축응력	지압응력
비 고	140x1.5=210 190x1.5=285 215x1.5=322.5 270x1.5=405	ℓ(mm) : 유효좌굴장 r(mm): 단면회전 반지름	ℓ : 플랜지의 고정점간거리 b : 압축플랜지의 폭	강판과 강판
판두께	40mm이하	40mm이하	40mm이하 $A_w/A_c \leq 2$	40mm이하

나. 강널말뚝

[강널말뚝 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		강널말뚝 (SY30)
휨응력	인장응력	270
	압축응력	270
전단응력		150

다. 볼트

[볼트 허용응력] (MPa)

볼 트 종 류	응력의 종류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	4T 기준
	지 압	315	
고장력 볼트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	
고장력 볼트	전 단	190	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.7.0

나. 탄소성법

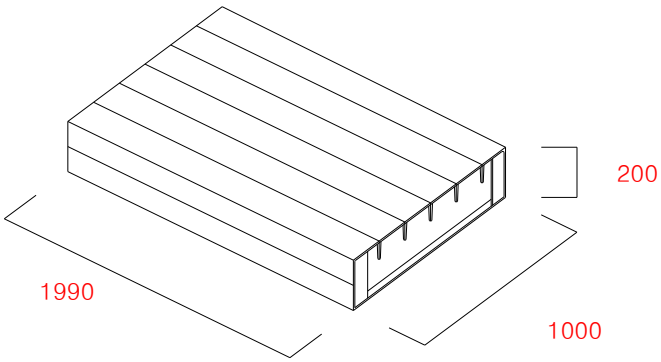
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-D:1000x1990x200

w (kN/piece)	3.600
I_x (mm^4)	148200000
A (mm^2)	19970
Z_x (mm^3)	1560000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

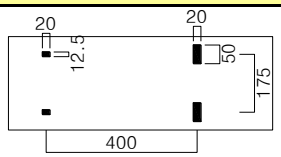
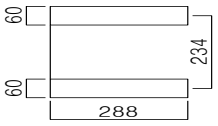
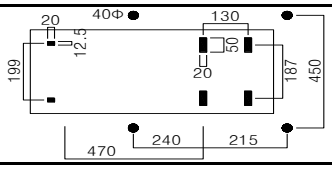
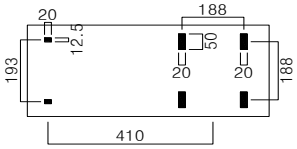
가. 고정하중

w_d = 3.600 × 1 / 1.990

= 1.809 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참고

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량(kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.809 \times 1.990^{2}}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.654 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.809 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 178.200 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.654 × 1000000.000 / 1560000 = 56.830 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 178.200 × 1000.000 / 19970 = 8.923 MPa

4.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

▶ fba = 1.25 × 140
= 175.000 MPa

▶ τa = 1.25 × 80
= 100.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 175.000 MPa > f_b = 56.830 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 100.000 MPa > τ = 8.923 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.809 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 148200000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 148200000}$$

= 0.0118692 + 0.931

= 0.942 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

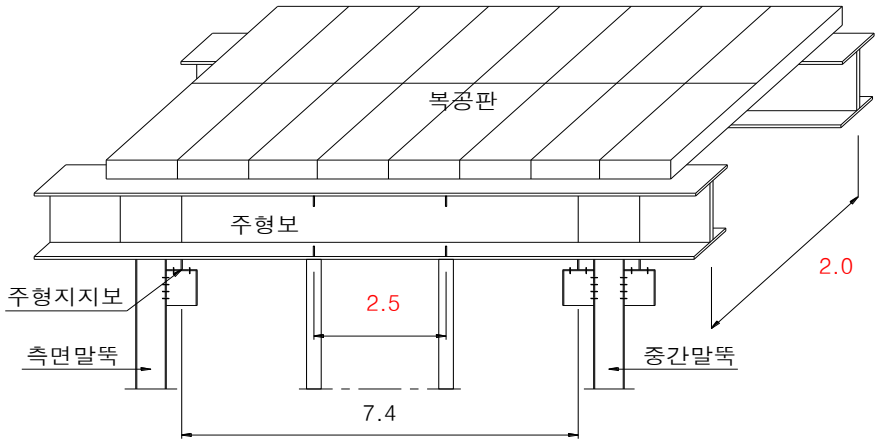
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 0.942 mm ---> O.K

5.주형보 설계

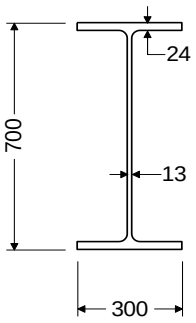
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 7.420 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1812.9
A (mm^2)	23550.0
I_x (mm^4)	2010000000.0
Z_x (mm^3)	5760000.0
A_w (mm^2)	8476.0
E (N/mm^2)	210000.0



5.2 단면력 산정

가. 고정하중

(1) 복 공 판 = 3.600 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.813 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.563 kN/m

M_d = w_d x L^2 / 8 = 5.563 x 7.420 x 7.420 / 8 = 38.284 kN·m

S_d = w_d x L / 2 = 5.563 x 7.420 / 2 = 20.638 kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 7.420)

= 0.316 > 0.3 이므로

∴ Use, i = 0.300 적용

(2) 후륜하중

① DB- 24 : P_{r1} = 96 x (1 + 0.300) = 124.800 kN

② DB- 18 : P_{r2} = 72 x (1 + 0.300) = 93.600 kN

③ DB- 13.5 : P_{r3} = 54 x (1 + 0.300) = 70.200 kN

(3) 전륜하중

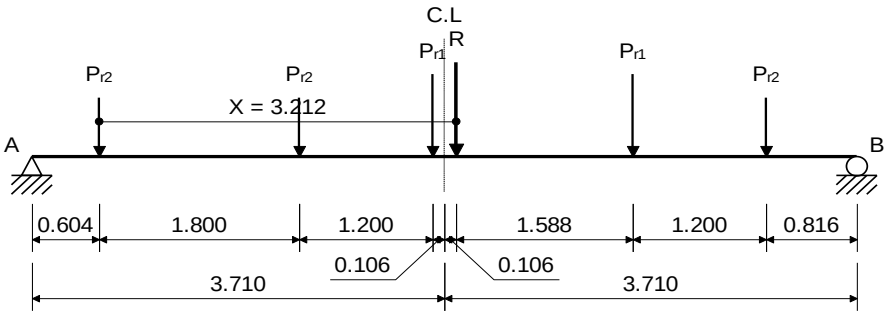
① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

② DB- 18 : P_{f2} = 18 x (1 + 0.300) = 23.400 kN

③ DB- 13.5 : P_{f3} = 13.5 x (1 + 0.300) = 17.550 kN

(4) 차선별 최대 휨모멘트 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 3 = 124.800 x 2 + 93.600 x 3

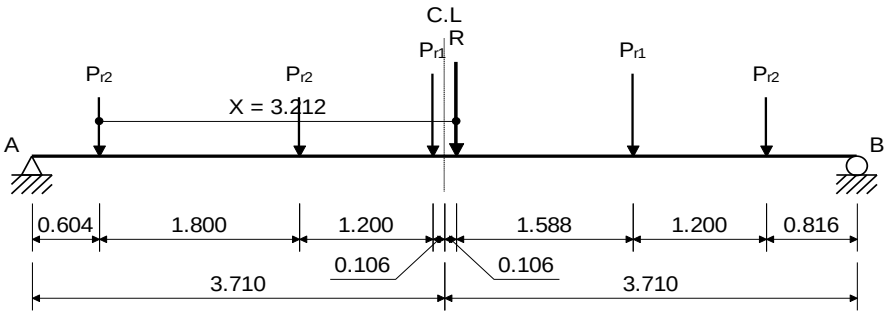
= 530.400 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800 + Pr2 x 6.000) / R

= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800 + 93.600 x 6.000) / 530.400

= 3.212 m

b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 6.816 + Pr2 x 5.016 + Pr1 x 3.816 + Pr1 x 2.016 + Pr2 x 0.816) / L

= (93.600 x 6.816 + 93.600 x 5.016 + 124.800 x 3.816 + 124.800 x 2.016 + 93.600 x 0.816) / 7.420

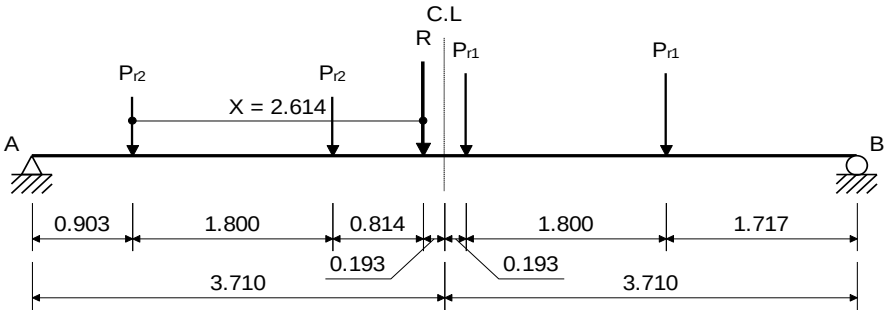
= 257.631 kN

M_l = (Ra x 3.604 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (257.631 x 3.604 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 535.413 kN·m

② **2** 차선 재하시 (후륜하중)



a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 2 = 124.800 x 2 + 93.600 x 2

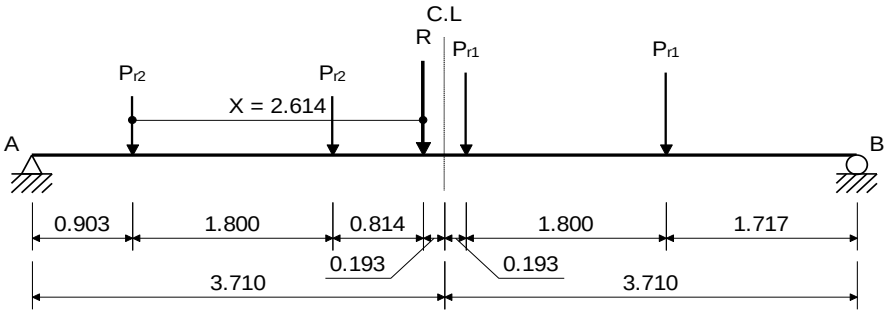
= 436.800 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800) / R

= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800) / 436.800

= 2.614 m

b. 최대 휨모멘트



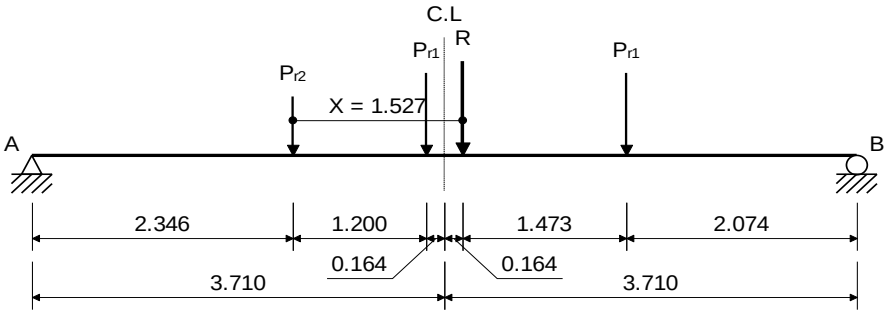
R_a = (Pr2 x 6.517 + Pr2 x 4.717 + Pr1 x 3.517 + Pr1 x 1.717) / L

= (93.600 x 6.517 + 93.600 x 4.717 + 124.800 x 3.517 + 124.800 x 1.717) / 7.420

= 229.753 kN

M_l = (Ra x 3.903 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (229.753 x 3.903 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 503.574 kN·m

③ 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

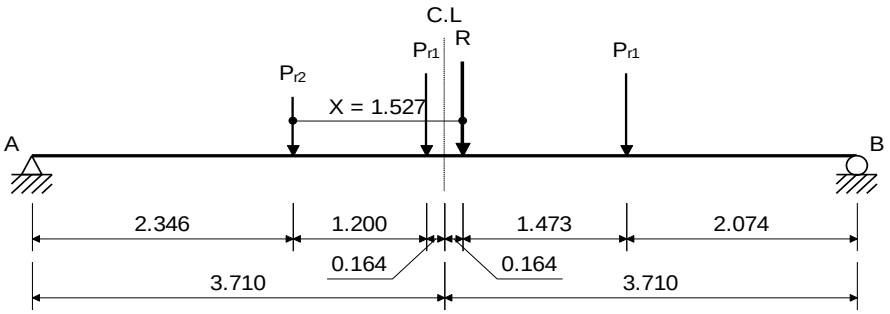


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 1 = 124.800 x 2 + 93.600 x 1
= 343.200 kN

X = (Pr1 x 1.200 + Pr1 x 3.000) / R
= (124.800 x 1.200 + 124.800 x 3.000) / 343.200
= 1.527 m

b. 최대 휨모멘트

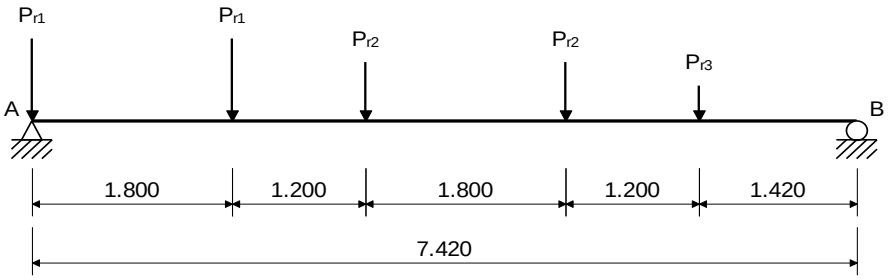


R_a = (Pr2 x 5.074 + Pr1 x 3.874 + Pr1 x 2.074) / L
= (93.600 x 5.074 + 124.800 x 3.874 + 124.800 x 2.074) / 7.420
= 164.031 kN

M_l = (Ra x 3.546 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (164.031 x 3.546 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 469.395 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 7.420 + Pr1 x 5.620 + Pr2 x 4.420 + Pr2 x 2.620 + Pr3 x 1.420) / L

= (124.800 x 7.420 + 124.800 x 5.620 + 93.600 x 4.420 + 93.600 x 2.620 + 70.200 x 1.420) / 7.420

= 321.566 kN

S_l = 321.566 x 1.00 = 321.566 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 38.284 + 535.413 = 573.698 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 20.638 + 321.566 = 342.204 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 573.698 x 1000000 / 5760000.0 = 99.600 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 342.204 x 1000 / 8476 = 40.373 MPa

5.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (99.600 + 99.600) / 99.600

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.333 − 4.6))

= 147.042 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 147.042 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 147.042 MPa > f_b = 99.600 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 40.373 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

$M = M_{l\,max} / (1+i) = 535.413 / 1.300 = 411.856$ kN·m

$w = 8 \times M / L^2 = 8 \times 411.856 / (7.42 \times 7.42) = 59.845$ kN/m

$\delta_l = 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_x)$

$= 5 \times 59.845 \times 7420.0^{\,4} / (384 \times 210000 \times 2010000000)$

$= 5.596$ mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (7420.0 / 400 , 25)

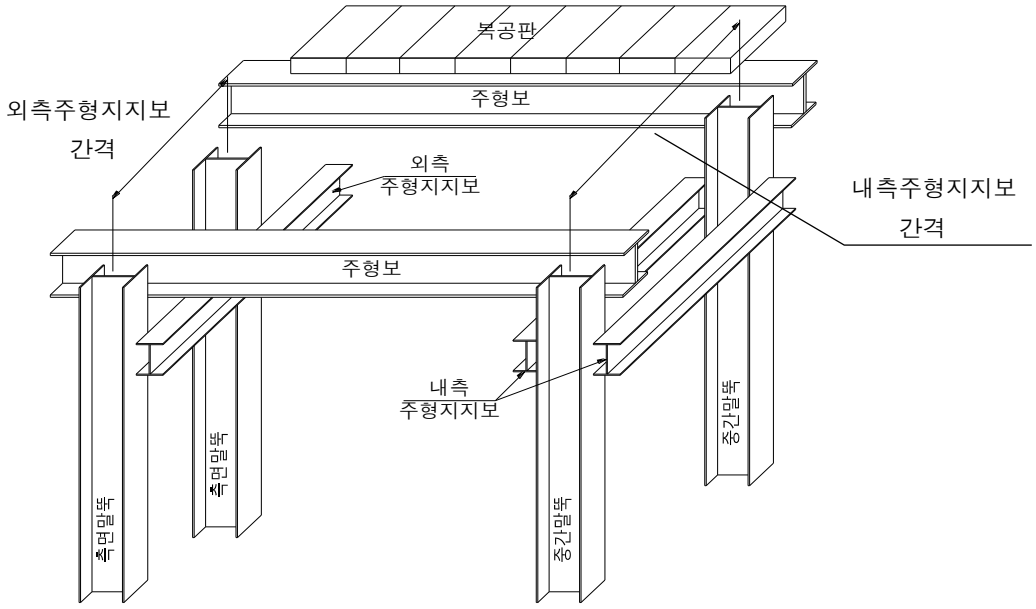
= 18.550 mm > δ_l = 5.596 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(중앙)

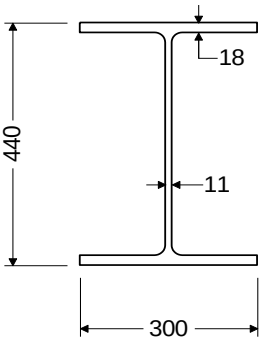
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

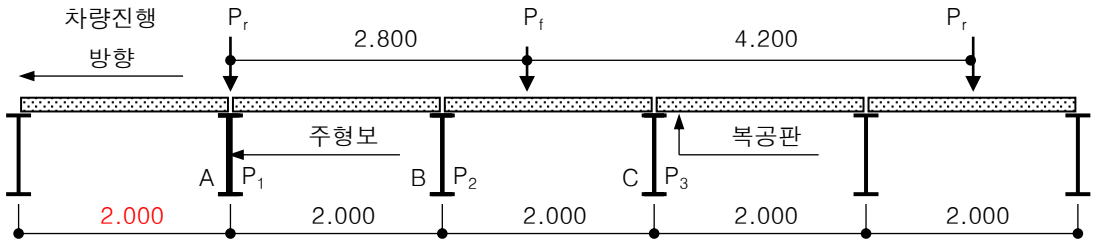


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SM490)

w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



나. 주형보 반력 **case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하**



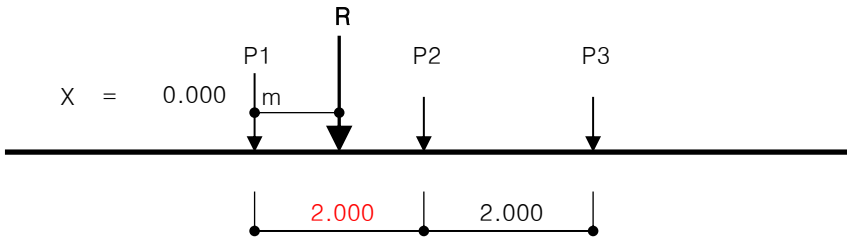
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 20.638 + 321.566 = 342.204 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000

= 20.638 + 80.392 x 1.200 / 2.000 = 68.873 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

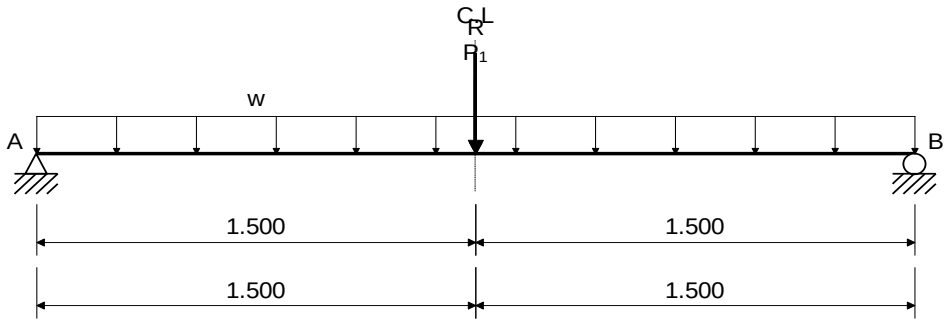


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 342.204
= 342.204 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 342.204
= 0.000 m

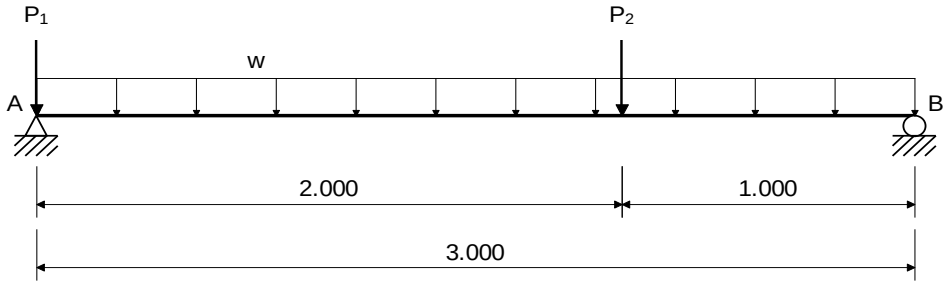
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.500) / L
= (342.204 x 1.500) / 3.000
= 171.102 kN

M_{max} = (Ra x 1.500) + w x L^2 / 8
= (171.102 x 1.500) + 1.212 x 3.00^2 / 8
= 258.016 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (342.204 x 3.000 + 68.873 x 1.000) / 3.000
= 365.162 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 365.162 + 1.212 x 3.00 / 2
= 366.980 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 258.016 x 1000000 / 2550000.0 = 101.183 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 366.980 x 1000 / 4444 = 82.579 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190
= 213.750 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (101.183 + 101.183) / 101.183
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300
= 10.000 ---> 4 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 3.91 x (10.000 − 4))
= 187.358 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 187.358 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 110
= 123.750 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 187.358 MPa > f_b = 101.183 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 123.750 MPa > τ = 82.579 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.25 x 0.9 x 100 = 112.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 366980 / (112.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

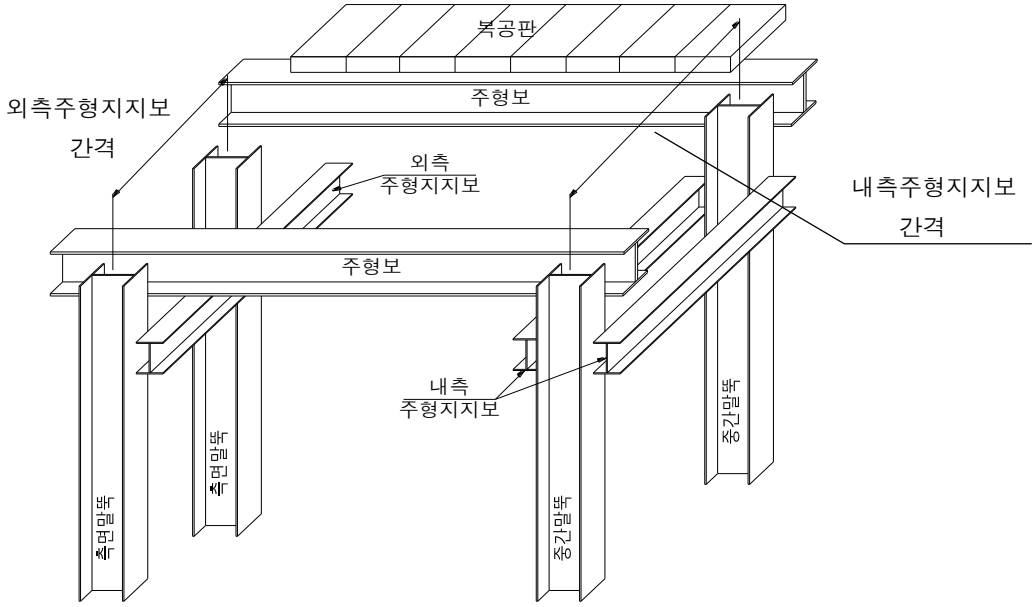
= 7.21 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 10 ea > n_{req} = 7.21 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(측벽)

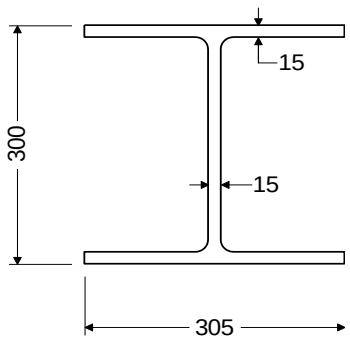
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 1.50 m

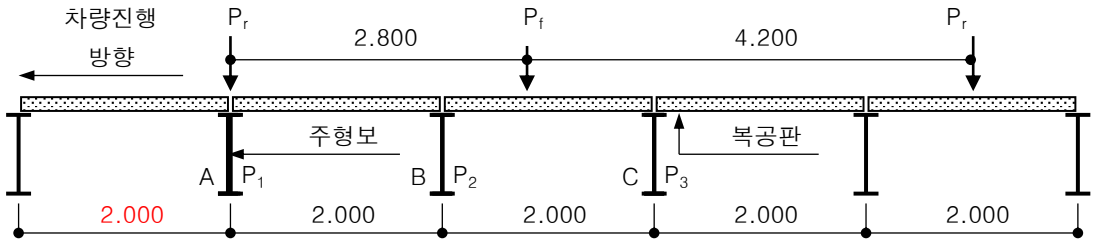


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



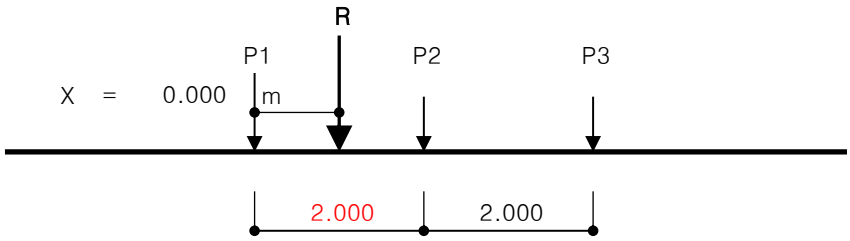
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 20.638 + 321.566 = 342.204 kN

다. 최대 휨모멘트 산정



① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1

= 342.204

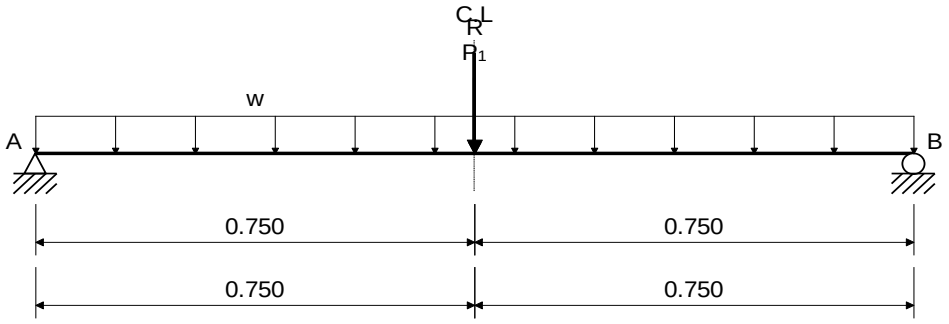
= 342.204 kN

X = (0.000) / R

= (0.000) / 342.204

= 0.000 m

② 최대 휨모멘트



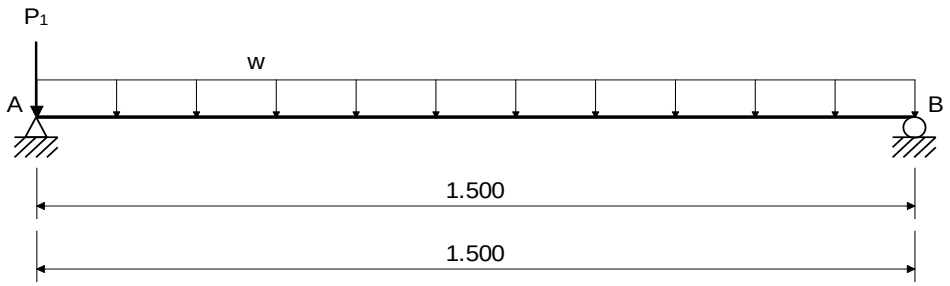
R_a = (P_1 x 0.750) / L

= (342.204 x 0.750) / 1.500

= 171.102 kN

M_{max} = (Ra x 0.750) + w x L² / 8
= (171.102 x 0.750) + 1.038 x 1.50² / 8
= 128.619 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 1.500) / L
= (342.204 x 1.500) / 1.500
= 342.204 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 342.204 + 1.038 x 1.50 / 2
= 342.983 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 128.619 x 1000000 / 1440000.0 = 89.318 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 342.983 x 1000 / 4050 = 84.687 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190
= 213.750 MPa

여기서, i = 0.65 Φ² + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (89.318 + 89.318) / 89.318
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 305

= 4.918 ---> 4 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 3.91 x (4.918 − 4))

= 209.712 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 209.712 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 110

= 123.750 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 209.712 MPa > f_b = 89.318 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 123.750 MPa > τ = 84.687 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.25 x 0.9 x 100 = 112.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 342983 / (112.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 6.74 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 10 ea > n_{req} = 6.74 ea ---> O.K

7.지보재 설계

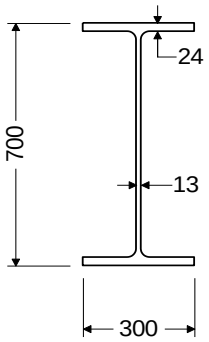
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1812.924
A (mm^2)	23550
I_x (mm^4)	2010000000
Z_x (mm^3)	5760000
R_x (mm)	293.0
R_y (mm)	67.8



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 133.857 kN/m ---> 주형보 (CS28 : PECK)
= 133.857 x 2.00 / 1 단
= 267.714 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 267.714 + 120.0 = 387.714 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 5760000.0 = 6.988 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 387.714 x 1000 / 23550 = 16.463 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 20.063 x 1000 / 8476 = 2.367 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 1.308

Φ = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (23.451 − 9.476) / 23.451

= 0.596

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L_x / R_x = 8025 / 293

27.389 ---> $18.6 < Lx/Rx \le 92.8$ 이므로

f_{cagx} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (27.389 − 18.6))

= 149.392 MPa

f_{cax} = $f_{cagx} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 149.392 MPa

L_y / R_y = 2000 / 67.8

29.499 ---> $18.6 < Ly/Ry \le 92.8$ 이므로

f_{cagy} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (29.499 − 18.6))

= 147.446 MPa

f_{cay} = $f_{cagy} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 147.446 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 147.446 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 8025 / 300

= 26.750 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (26.750 − 4.6))

= 95.452 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 95.452 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (27.389)^2

= 1799.612 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 147.446 MPa > f_c = 16.463 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 95.452 MPa > f_b = 6.988 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 2.367 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{16.463}{147.446} + \frac{6.988}{95.452 \times (1 - (16.463 / 1799.612))}$$

$$= 0.186 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 16.463 + \frac{6.988}{1 - (16.463 / 1799.612)}$$

$$= 23.516 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.186 , 0.149)

= 0.186 < 1.0 ---> O.K

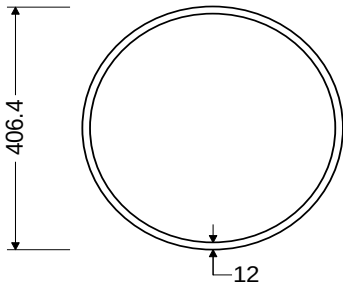
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 165.609 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS28 : PECK)
= 165.609 x 3.00 / 1 단
= 496.827 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 496.827 + 120.0 = 616.827 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 616.827 x 1000 / 14868.5 = 41.486 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.081 x 12)

= 15.664 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.081

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (69.751 − 13.220) / 69.751

= 0.810 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 121.590 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 121.590 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (57.527)^2

= 407.936 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 121.590 MPa > f_c = 41.486 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{41.486}{121.590} + \dfrac{28.266}{157.500 \times (1 - (41.486 / 407.936))}$

= 0.541 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 41.486 + \frac{28.266}{1 - (41.486 / 407.936)}$$

$$= 72.951 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.541 , 0.463)

= 0.541 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{69.751}{121.590} + \left\{ \frac{2.697}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.575 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

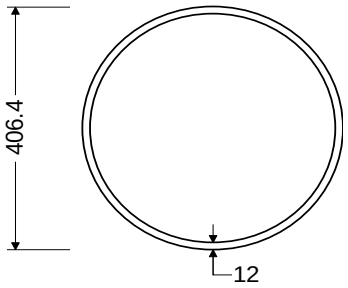
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 164.437 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS28 : PECK)
= 164.437 x 3.00 / 1 단
= 493.310 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 493.310 + 120.0 = 613.310 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 613.310 x 1000 / 14868.5 = 41.249 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.081 x 12)

= 15.660 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.081

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (69.515 − 12.983) / 69.515

= 0.813 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 121.590 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 121.590 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (57.527)^2

= 407.936 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 121.590 MPa > f_c = 41.249 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{41.249}{121.590} + \dfrac{28.266}{157.500 \times (1 - (41.249 / 407.936))}$

= 0.539 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 41.249 + \frac{28.266}{1 - (41.249 / 407.936)}$$

$$= 72.694 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.539 , 0.462)

= 0.539 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{69.515}{121.590} + \left\{ \frac{2.697}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.573 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

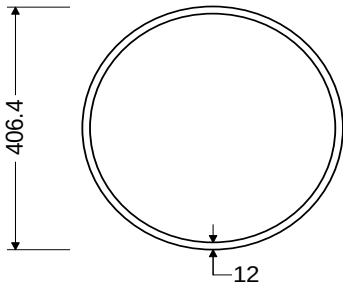
7.4 Strut 설계 (강관버팀보-3단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 180.498 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 9.363 m)
= 180.498 x 3.00 / 1 단
= 541.494 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 541.494 + 120.0 = 661.494 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 661.494 x 1000 / 14868.5 = 44.490 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.078 x 12)

= 15.712 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.078

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (72.755 − 16.224) / 72.755

= 0.777 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 121.590 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 121.590 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (57.527)^2

= 407.936 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 121.590 MPa > f_c = 44.490 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{44.490}{121.590} + \dfrac{28.266}{157.500 \times (1 - (44.490 / 407.936))}$

= 0.567 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 44.490 + \frac{28.266}{1 - (44.490 / 407.936)}$$

$$= 76.215 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.567 , 0.484)

= 0.567 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{72.755}{121.590} + \left\{ \frac{2.697}{89.387} \right\}^2$$

= 0.599 < 1.0 ---> O.K

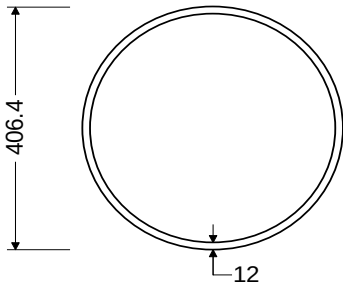
7.5 Strut 설계 (강관버팀보-4단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 215.454 kN/m ---> 강관버팀보-4단 (CS11 : 굴착 11.363 m)
= 215.454 x 3.00 / 1 단
= 646.362 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 646.362 + 120.0 = 766.362 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 766.362 x 1000 / 14868.5 = 51.543 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.071 x 12)

= 15.813 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.071

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (79.808 − 23.277) / 79.808

= 0.708 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 121.590 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 121.590 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (57.527)^2

= 407.936 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 121.590 MPa > f_c = 51.543 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{51.543}{121.590} + \frac{28.266}{157.500 \times (1 - (51.543 / 407.936))}$

= 0.629 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 51.543 + \frac{28.266}{1 - (51.543 / 407.936)}$$

$$= 83.896 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.629 , 0.533)

= 0.629 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{79.808}{121.590} + \left\{ \frac{2.697}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.657 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

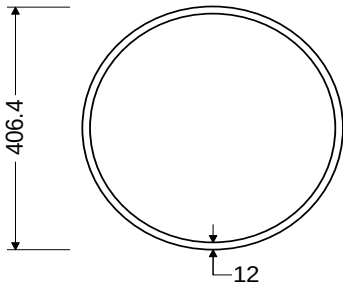
7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 256.657 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS13 : 굴착 13.363 m)
= 256.657 x 3.00 / 1 단
= 769.972 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 769.972 + 120.0 = 889.972 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 889.972 x 1000 / 14868.5 = 59.856 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.064 x 12)

= 15.913 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.064

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (88.122 − 31.590) / 88.122

= 0.642 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 121.590 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 121.590 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (57.527)^2

= 407.936 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 121.590 MPa > f_c = 59.856 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{59.856}{121.590} + \dfrac{28.266}{157.500 \times (1 - (59.856 / 407.936))}$

= 0.703 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 59.856 + \frac{28.266}{1 - (59.856 / 407.936)}$$

$$= 92.983 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.703 , 0.590)

= 0.703 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{88.122}{121.590} + \left\{ \frac{2.697}{89.387} \right\}^2$$

$$= 0.726 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

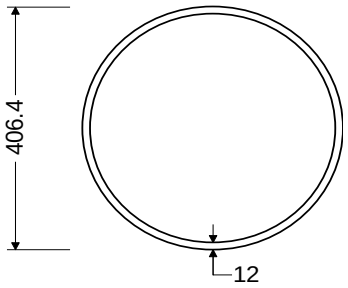
7.7 Strut 설계 (강관버팀보-6단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 211.757 kN/m ---> 강관버팀보-6단 (CS33 : 상부슬래브 타설)
= 211.757 x 3.00 / 1 단
= 635.271 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 635.271 + 120.0 = 755.271 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 755.271 x 1000 / 14868.5 = 50.797 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.072 x 12)

= 15.803 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.072

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (79.062 − 22.531) / 79.062

= 0.715 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 140.000

= 157.500 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 121.590 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 121.590 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 157.500 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 157.500 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (57.527)^2

= 407.936 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.25 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 89.387 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 121.590 MPa > f_c = 50.797 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 157.500 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 89.387 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{50.797}{121.590} + \dfrac{28.266}{157.500 \times (1 - (50.797 / 407.936))}$

= 0.623 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 50.797 + \frac{28.266}{1 - (50.797 / 407.936)}$$

$$= 83.083 < f_{cal} = 157.500 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.623 , 0.528)

= 0.623 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{79.062}{121.590} + \left\{ \frac{2.697}{89.387} \right\}^2$$

= 0.651 < 1.0 ---> O.K

7.8 Earth Anchor 설계 (앵커-1단, 앵커-2단, 앵커-3단)

가. 설계제원

(1) 사용앵커 : P.C strand ϕ12.7mm 4-wire (SWPC7B) : 4 ea

A_p (mm^2)	394.84	f_{py} (N/mm^2)	1570.0
D_s (mm)	12.70	f_{pu} (N/mm^2)	1860.0
천공경, D (mm)	100.0	E_p (N/mm^2)	200000

(2) ANCHOR의 허용인장력

구 분		사용기간	인장재 극한하중 (f_{pu})에 대하여	인장재 항복하중 (f_{py})에 대하여	적용
일 시 앵 커		2년 미만	0.65 f_{pu}	0.80 f_{py}	×
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	0.60 f_{pu}	0.75 f_{py}	O
	지진시	2년 이상	0.75 f_{pu}	0.90 f_{py}	×

(3) 허용인장강도 : P_a = Min. (0.60 x f_{pu} x A_p , 0.75 x f_{py} x A_p)

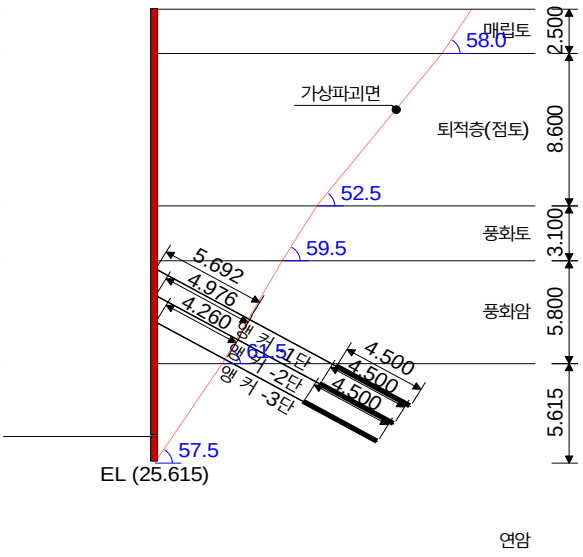
= Min. (0.60 x 1860.0 x 394.84 ,

0.75 x 1570.0 x 394.84)

= Min. (440641.4 , 464924.1) N

= 440.641 kN

나. EARTH ANCHOR 자유장 산정



▶ 적용자유장(L_f) 산정

구분	설치위치 (GL.-m)	필요 자유장 L_{freq} (m)	안전거리 L_u (m)	적용 자유장 L_f (m)	판 정
앵커-1단	14.663	5.692	3.617	11.000	O.K
앵커-2단	16.163	4.976	3.617	10.000	O.K
앵커-3단	17.663	4.260	3.617	9.000	O.K

다. 강선의 초기 긴장력 산정

(1) 소요설계축력 ($T_{req} = R_{max}$ x Anchor 수평간격)

구 분	설치위치 (GL.-m)	최대축력 R_{max} (kN/m,ea)	Anchor 수평간격(m)	설치각 (°)	소요설계축력 T_{req} (kN/ea)
앵커-1단	14.663	150.128	1.500	30	225.192
앵커-2단	16.163	144.054	1.500	30	216.082
앵커-3단	17.663	136.759	1.500	30	205.138

(2) 긴장력의 감소량 산정

① 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Pp = \Delta fps \times A_p \times N = E_p \times \Delta L \times A_p \times N / L$

여기서, ΔPp = 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfps = P.C 강선의 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

L = 자유장 + 0.5 m

ΔL = 정착장치의 P.C 강선의 활동량 (mm)

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	Ep (N/mm^2)	ΔL (mm)	A_p (mm^2)	N (ea)	L (m)	ΔP_p (N)
14.663	200000	3.0	98.71	4	11.5	20600.348
16.163	200000	3.0	98.71	4	10.5	22562.286
17.663	200000	3.0	98.71	4	9.5	24937.263

② RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Ppr = \Delta fpr \times A_p \times N = r \times fpt \times A_p \times N$

여기서, ΔPpr = RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfpr = P.C 강선의 RELAXATION에 의한 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

fpt = 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (N/mm^2)

= 0.80 x f_{py}

= 0.80 x 1570.0

= 1256.0 N/mm^2

r = P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (%)

설치위치 (GL.-m)	r (%)	f_{pt} (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	ΔP_{pr} (N)
14.663	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
16.163	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
17.663	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952

③ 손실을 감안한 초기긴장력(JACKING FORCE)

JFreq = Treq + Δ Pp + Δ Ppr

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	Δ P_p (kN)	Δ P_{pr} (kN)	JF_{req} (kN)
14.663	225.192	20.600	24.796	270.588
16.163	216.082	22.562	24.796	263.440
17.663	205.138	24.937	24.796	254.871

④ strand 소요갯수 산정

$n_{req} = JF_{req} / P_a$

설치위치 (GL.-m)	손실을 감안한 초기 긴장력(JF_{req},kN/ea)	허용인장강도 P_a (kN)	N (ea)	N_{req} (ea)	비 고
14.663	270.588	110.160	4	2.456	O.K
16.163	263.440	110.160	4	2.391	O.K
17.663	254.871	110.160	4	2.314	O.K

라. EARTH ANCHOR 정착장 산정

▶ 앵커 내력의 안전률 (Fs)

구 분		사용기간	극한 인발력(fug)에 대한 안전률
일 시 앵 커		2년 미만	1.5
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	2.5
	지진시	2년 이상	1.5 ~ 2.0

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τ_a)

지 반 종 류	장기허용부착응력 (kN/m^2)	단기허용부착응력 (kN/m^2)
토 사	400	700
암 반	700	1000

▶ 마찰저항장(L_{a1})과 부착저항장(L_{a2}) 중 큰 값 적용하며, 진행파괴성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정식

$$La1 = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$$

여기서, T = 설계축력 (kN)
Fs = 안전률
D = 앵커체 지름 (mm)
τ_u = 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (kN/m^2)

▶ 부착저항장(L_{a2}) 산정식

$$La2 = \frac{T}{\pi \times N \times D_s \times \tau_a}$$

N = strand 사용갯수 (ea)
D_s = strand 지름 (mm)
τ_a = 인장재의 허용부착응력 (kN/m^2)

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정

앵커이름	설치위치	T_{req} (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_{a1} (m)	T_1 (kN)
앵커-1단	14.663	225.192	연암	2.50	100.000	1000.000	1.792	225.192
합계		-	-	-	-	-	1.792	-
앵커-2단	16.163	216.082	연암	2.50	100.000	1000.000	1.720	216.082
합계		-	-	-	-	-	1.720	-
앵커-3단	17.663	205.138	연암	2.50	100.000	1000.000	1.632	205.138
합계		-	-	-	-	-	1.632	-

여기서, T_{req}는 해당 지반에서의 필요 축력,
T_1은 해당 지반이 부담하는 축력이다.

▶ 부착저항장(L_{a2})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	N (ea)	D_s (mm)	τ_a (kN/m^2)	L_{a2} (m)
14.663	225.192	4.0	12.70	1000.0	1.411
16.163	216.082	4.0	12.70	1000.0	1.354
17.663	205.138	4.0	12.70	1000.0	1.285

▶ 적용정착장(L_a) 산정

설치위치 (GL.-m)	마찰저항장(L_{a1})	부착저항장(L_{a2})	적용정착장(L_a)	판 정
14.663	1.792	1.411	4.5	O.K
16.163	1.720	1.354	4.5	O.K
17.663	1.632	1.285	4.5	O.K

▶ 총 소요장 산정 (L)

설치위치 (GL.-m)	적용자유장 L_f (m)	여유장 L_e (m)	적용정착장 L_a (m)	총 소요장 L (m)
14.663	11.000	1.500	4.500	17.000
16.163	10.000	1.500	4.500	16.000
17.663	9.000	1.500	4.500	15.000

마. ELONGATION 산정

$Lel = JF_{req} \times L / E_p \times A_p \times N$

여기서, Lel = 신장량 (mm)

JFreq = JACKING FORCE (kN)

L = 자유장 + 0.5 m

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	JF_{req} (kN)	L (m)	E_p (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	L_{el} (mm)
14.663	270.588	11.5	200000	98.71	4	39.405
16.163	263.440	10.5	200000	98.71	4	35.028
17.663	254.871	9.5	200000	98.71	4	30.661

바. EARTH ANCHOR 제원표

설치위치 (GL.-m)	수평간격 (m)	설치각 (°)	적용자유장 (m)	여유장 (m)	적용정착장 (m)	JF_{req} (kN)
14.663	1.50	30.0	11.000	1.500	4.500	270.588
16.163	1.50	30.0	10.000	1.500	4.500	263.440
17.663	1.50	30.0	9.000	1.500	4.500	254.871

7.9 ROCK BOLT 설계 (록볼트-1단, 록볼트-2단, 록복트-3단)

가. 설계제원

(1) 사용락볼트 : D29 (SD300) , 2 ea

A_s (mm^2 / ea)	642.4	Fs	2	D (mm)	40.0
ɣ (kN/m^3)	22.56	f_y (N/mm^2)	300	AxB(m^2)	1.5

(2) ROCK BOLT 길이

▶ $L1 = \dfrac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$

▶ $L2 = \dfrac{0.6 \times f_y \times A_s}{Fs \times ɣ \times (A \times B)}$

여기서, T = 설계 축력 (kN/m,ea) fy = 락볼트의 항복하중(N/mm^2)

Fs = 안전율 As = 락볼트의 단면적 (mm^2 / ea)

D = 락볼트체의 유효경 (mm) ɣ = 부석의 단위중량(kN/m^3)

τu = 주면마찰저항 (kN/m^2) (A×B) = 락볼트의 설치간격(m^2)

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ L_1의 길이 산정

락볼트이름	설치위치	T_{req} (kN/m,ea)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_1 (m)	T_1 (kN/m,ea)
록볼트-1단	19.163	58.010	풍화암	2.00	40.000	600.000	2.308	58.010
합계		-	-	-	-	-	2.308	-
록볼트-2단	20.663	23.391	연암	2.00	40.000	1000.000	0.558	23.391
합계		-	-	-	-	-	0.558	-
록복트-3단	22.160	11.337	연암	2.00	40.000	1000.000	0.271	11.337
합계		-	-	-	-	-	0.271	-

여기서, T_{req}는 해당 지반에서의 필요 축력,

T_1은 해당 지반이 부담하는 축력이다.

▶ L_2의 길이 산정

락볼트이름	설치위치 (GL.-m)	f_y (N/mm^2)	A_s (mm^2/ea)	Fs	ɣ (kN/m^3)	A x B (m^2)	L_2 (m)
록볼트-1단	19.163	300	642.4	2	22.6	1.5	1.709
록볼트-2단	20.663	300	642.4	2	22.6	1.5	1.709
록복트-3단	22.160	300	642.4	2	22.6	1.5	1.709

나. ROCK BOLT 길이 산정

락볼트이름	설치위치 (GL.-m)	규 격	L_1(m)	L_2(m)	L_{max}(m)	적용장 (m)	판 정
록볼트-1단	19.163	D29	2.308	1.709	2.308	4.000	O.K
록볼트-2단	20.663	D29	0.558	1.709	1.709	4.000	O.K
록복트-3단	22.160	D29	0.271	1.709	1.709	4.000	O.K

다. ROCK BOLT 허용축력 검토

Tmax = 87.02 kN ---> 록볼트-1단 (CS32 : 어스앵커2단 해체)

R = As × fy × α = 642.4 × 300 × 1.25

= 240.90 kN > 87.02 kN ---> O.K

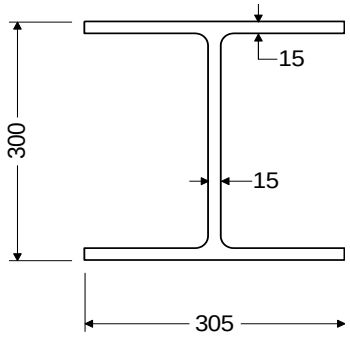
8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

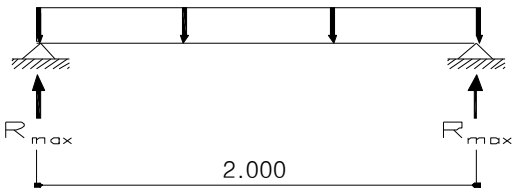
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 133.857 kN/m ---> 주형보 (CS28 : PECK)

P = 133.857 × 2.00 m / 1 ea = 267.714 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 267.714 / (13 × 2.000)
= 123.560 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 123.560 × 2.000 ^{2} / 8
= 61.780 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 123.560 × 2.000 / 2
= 123.560 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 61.780 x 1000000 / 1440000.0 = 42.903 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 123.560 x 1000 / 4050 = 30.509 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (42.903 + 42.903) / 42.903

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.557 − 4.6))

= 152.017 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.017 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.017 MPa > f_b = 42.903 MPa ---> O.K

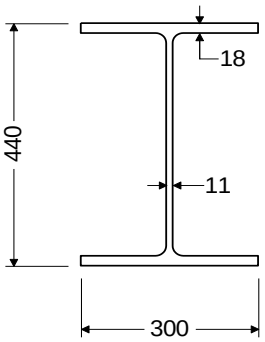
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 30.509 MPa ---> O.K

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

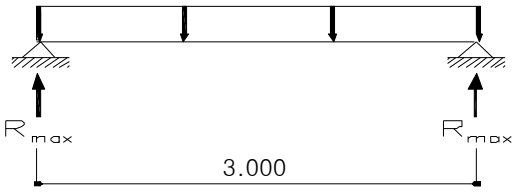
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 165.609 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS28 : PECK)

P = 165.609 × 3.00 m / 1 ea = 496.827 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 496.827 / (13 × 3.000)
= 152.870 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 152.870 × 3.000 ^{2} / 8
= 171.979 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 152.870 × 3.000 / 2
= 229.305 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 171.979 x 1000000 / 2550000.0 = 67.443 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 229.305 x 1000 / 4444 = 51.599 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (67.443 + 67.443) / 67.443$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 67.443 MPa ---> O.K

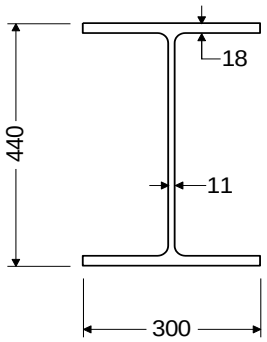
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 51.599 MPa ---> O.K

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

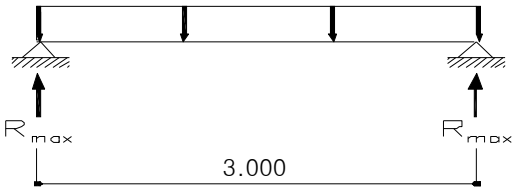
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 164.437 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS28 : PECK)

P = 164.437 × 3.00 m / 1 ea = 493.310 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 493.310 / (13 × 3.000)
= 151.788 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 151.788 × 3.000 ^{2} / 8
= 170.761 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 151.788 × 3.000 / 2
= 227.681 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 170.761 x 1000000 / 2550000.0 = 66.965 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 227.681 x 1000 / 4444 = 51.233 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (66.965 + 66.965) / 66.965$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 66.965 MPa ---> O.K

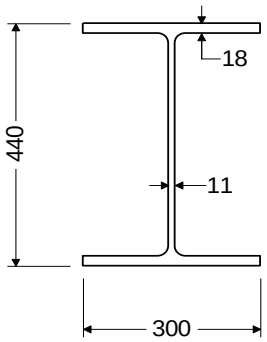
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 51.233 MPa ---> O.K

8.4 강관버팀보-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

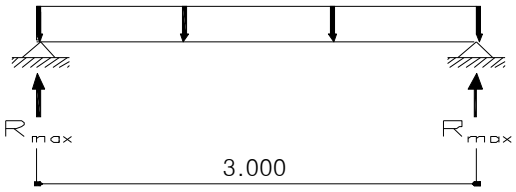
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 180.498 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 9.363 m)

P = 180.498 × 3.00 m / 1 ea = 541.494 kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$

$= 12 \times 541.494 / (13 \times 3.000)$

$= 166.614$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$

$= 166.614 \times 3.000^2 / 8$

$= 187.440$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$

$= 1 \times 166.614 \times 3.000 / 2$

$= 249.921$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x$ = 187.440 x 1000000 / 2550000.0 = 73.506 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w$ = 249.921 x 1000 / 4444 = 56.238 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (73.506 + 73.506) / 73.506$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 73.506 MPa ---> O.K

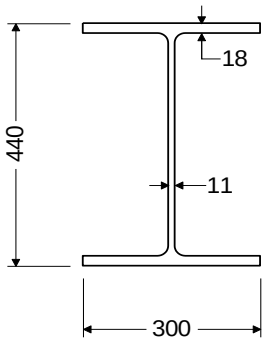
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 56.238 MPa ---> O.K

8.5 강관버팀보-4단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

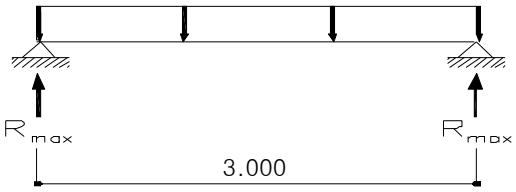
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 215.454 kN/m ---> 강관버팀보-4단 (CS11 : 굴착 11.363 m)

P = 215.454 × 3.00 m / 1 ea = 646.362 kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$

$= 12 \times 646.362 / (13 \times 3.000)$

$= 198.881$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$

$= 198.881 \times 3.000^2 / 8$

$= 223.741$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$

$= 1 \times 198.881 \times 3.000 / 2$

$= 298.321$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x$ = 223.741 x 1000000 / 2550000.0 = 87.741 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w$ = 298.321 x 1000 / 4444 = 67.129 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (87.741 + 87.741) / 87.741$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 87.741 MPa ---> O.K

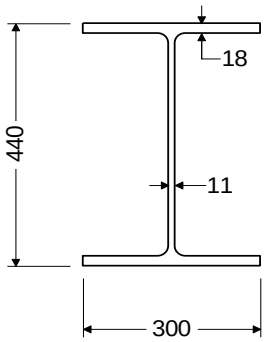
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 67.129 MPa ---> O.K

8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

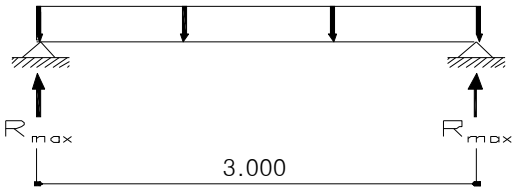
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 256.657 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS13 : 굴착 13.363 m)

P = 256.657 × 3.00 m / 1 ea = 769.972 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 769.972 / (13 × 3.000)
= 236.914 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 236.914 × 3.000 ^{2} / 8
= 266.529 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 236.914 × 3.000 / 2
= 355.371 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 266.529 x 1000000 / 2550000.0 = 104.521 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 355.371 x 1000 / 4444 = 79.967 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = $0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (104.521 + 104.521) / 104.521$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 104.521 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 79.967 MPa ---> O.K

바. 스티프너 단면보강 전단응력 검토

A' = (440.000 − 18.000 x 2) x 14 x 1 = 5656.000 mm^2

A_w' = $A_w + A'$

= 4444.000 mm^2 + 5656.000 mm^2 = ######## mm^2

τ' = S_{max} / A_w' = 355371.500 / 10100.000 = 35.185 MPa

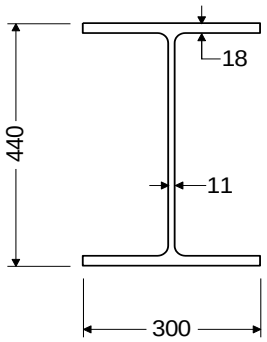
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ' = 35.185 MPa ---> O.K

8.7 강관버팀보-6단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

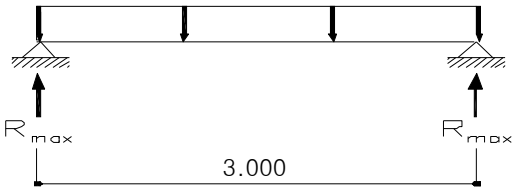
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 211.757 kN/m ---> 강관버팀보-6단 (CS33 : 상부슬래브 타설)

P = 211.757 × 3.00 m / 1 ea = 635.271 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 635.271 / (13 × 3.000)
= 195.468 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 195.468 × 3.000 ^{2} / 8
= 219.901 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 195.468 × 3.000 / 2
= 293.202 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 219.901 x 1000000 / 2550000.0 = 86.236 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 293.202 x 1000 / 4444 = 65.977 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (86.236 + 86.236) / 86.236$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 142.373 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 142.373 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 142.373 MPa > f_b = 86.236 MPa ---> O.K

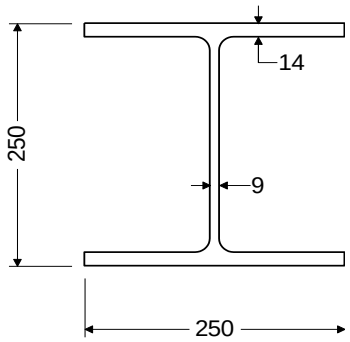
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 65.977 MPa ---> O.K

8.8 앵커-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

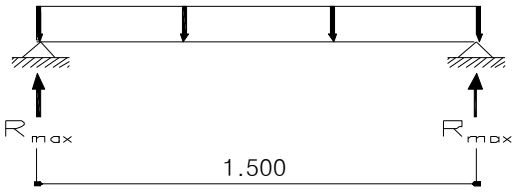
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



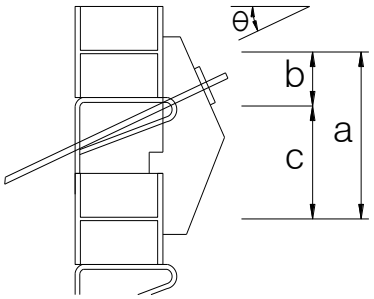
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 270.588 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 270.588 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 167.444$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 167.444 / (13 \times 1.500)$
$= 103.042$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 103.042 \times 1.500^2 / 8$
$= 28.981$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 103.042 \times 1.500 / 2$
$= 77.282$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 28.981 x 1000000 / 867000.0 = 33.426 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 77.282 x 1000 / 1998 = 38.680 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (33.426 + 33.426) / 33.426

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 153.578 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 153.578 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 153.578 MPa > f_b = 33.426 MPa ---> O.K

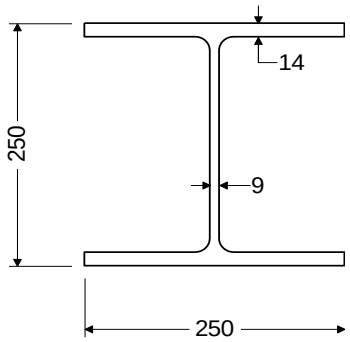
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 38.680 MPa ---> O.K

8.9 앵커-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

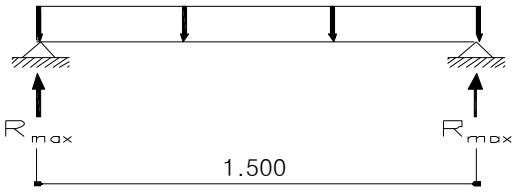
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



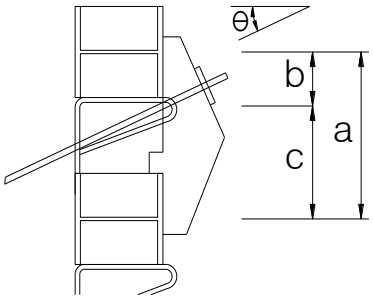
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 263.440 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 263.440 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 163.020$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 163.020 / (13 \times 1.500)$
$= 100.320$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 100.320 \times 1.500^2 / 8$
$= 28.215$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 100.320 \times 1.500 / 2$
$= 75.240$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 28.215 x 1000000 / 867000.0 = 32.543 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 75.240 x 1000 / 1998 = 37.658 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (32.543 + 32.543) / 32.543

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 153.578 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 153.578 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 153.578 MPa > f_b = 32.543 MPa ---> O.K

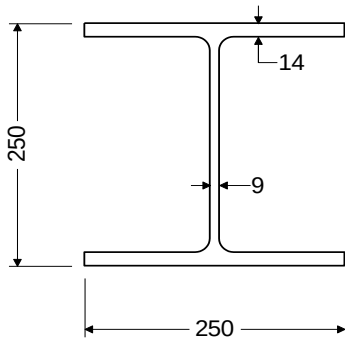
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 37.658 MPa ---> O.K

8.10 앵커-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

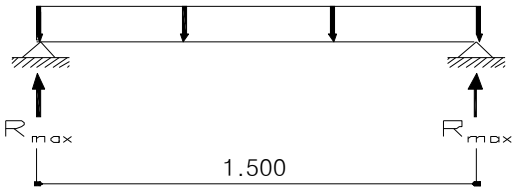
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



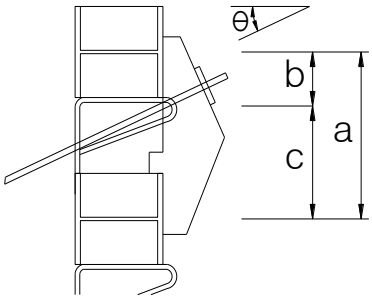
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 254.871 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 254.871 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 157.718$ kN

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 157.718 / (13 \times 1.500)$
$= 97.057$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 97.057 \times 1.500^2 / 8$
$= 27.297$ kN·m

$S_{max} = 1 \times W_{max} \times L / 2$
$= 1 \times 97.057 \times 1.500 / 2$
$= 72.793$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 27.297 x 1000000 / 867000.0 = 31.485 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 72.793 x 1000 / 1998 = 36.433 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (31.485 + 31.485) / 31.485

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 153.578 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 153.578 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 153.578 MPa > f_b = 31.485 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 36.433 MPa ---> O.K

9.측면말뚝 설계

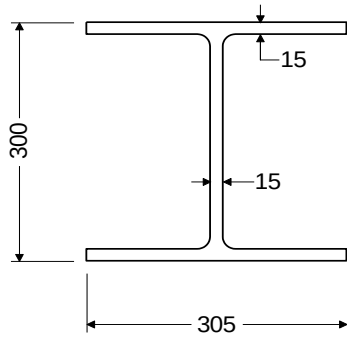
9.1 흙막이벽(우)-H-PILE

가. 설계제원

(1) 측면말뚝의 설치간격 : 1.500 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
A_w (mm^2)	4050
R_x (mm)	126



나. 단면력 산정

가. 주형보 반력 = 342.204 kN

나. 주형 지지보의 자중 = 1.855 kN

다. 측면말뚝 자중 = 27.152 kN

라. 버팀보 자중 = 16.901 kN

마. 띠장 자중 = 19.256 kN

바. 지보재 수직분력 = 275.422 × 1.500 = 413.133 kN

사. 지장물 자중 = 50.000 kN

$\sum P_s$ = 870.501 kN

최대모멘트, M_{max} = 19.538 kN·m/m ---> 흙막이벽(우)-H-PILE (CS33 : 상부슬래브 타설)

최대전단력, S_{max} = 23.154 kN/m ---> 흙막이벽(우)-H-PILE (CS33 : 상부슬래브 타설)

▶ Pmax = 870.501 kN

▶ Mmax = 19.538 × 1.500 = 29.306 kN·m

▶ Smax = 23.154 × 1.500 = 34.730 kN

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 29.306 x 1000000 / 1440000.0 = 20.352 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 870.501 x 1000 / 13480 = 64.577 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 34.730 x 1000 / 4050 = 8.575 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190

= 213.750 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 1.212

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (84.929 − 44.226) / 84.929

= 0.479

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 190.000

= 213.750 MPa

L / R = 2800 / 126

22.222 ---> 16 < Lx/Rx ≤ 80.1 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (22.222 − 16))

= 204.720 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 204.720 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2800 / 305

= 9.180 ---> 4 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 3.91 x (9.180 − 4))

= 190.963 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 190.963 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (22.222)^2

= 2733.750 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 110

= 123.750 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 204.720 MPa > f_c = 64.577 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 190.963 MPa > f_b = 20.352 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 123.750 MPa > τ = 8.575 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{64.577}{204.720} + \dfrac{20.352}{190.963 \times (1 - (64.577 / 2733.750))}$

= 0.425 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 64.577 + \frac{20.352}{1 - (64.577 / 2733.750)}$$

$$= 85.421 < f_{cal} = 213.750 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.425 , 0.400)
= 0.425 < 1.0 ---> O.K

바. 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 = 2.9 mm ---> 흙막이벽(우)-H-PILE (CS33 : 상부슬래브 타설)

▶ 허용수평변위 = 최종 굴착깊이의 0.2 %
= 24.115 x 1000 x 0.002 = 48.230 mm

∴ 최대 수평변위 < 허용 수평변위 ---> O.K

사. 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 870.50 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 140 \cdot q_u^{(1/2)} \cdot A_t^{(2/5)} \cdot A_i^{(1/3)}$

여기서, q_u(암석의 일축압축강도) = 1223.659 $tonf/m^2$
A_t(말뚝선단부 순단면적) = 0.01350 m^2
A_i(말뚝선단부 선단 심부면적) = 0.07800 m^2

$= 140 \times 1223.659^{1/2} \times 0.01350^{2/5} \times 0.07800^{1/3}$
= 373.930 tonf
= 3667.00 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 3667.00 / 2.0
= 1833.499 kN

∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

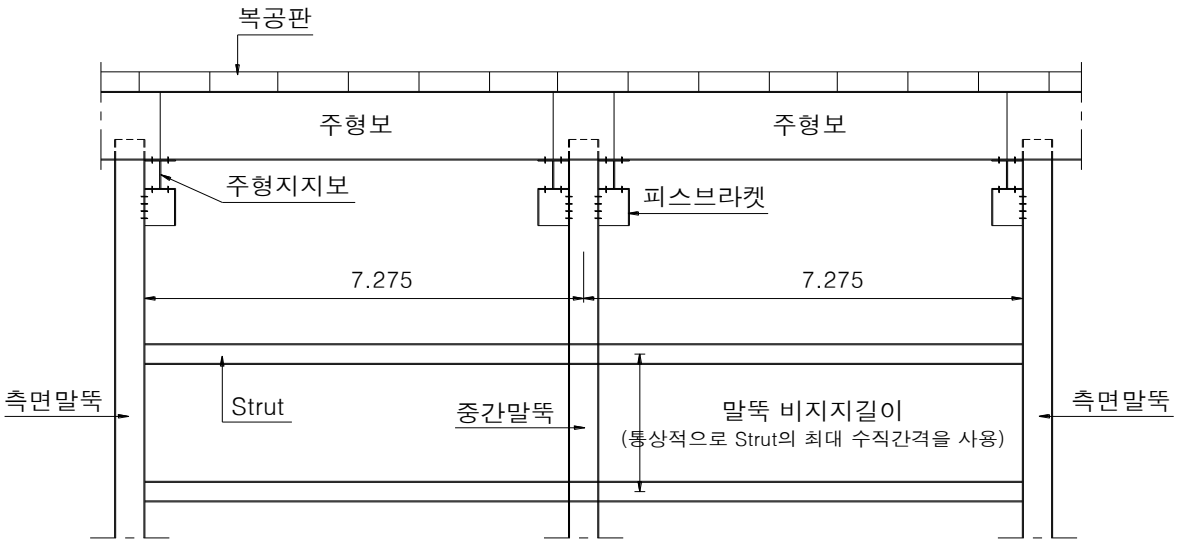
10.중간말뚝 설계

10.1 설계제원

가. 계산지간 : 7.275 + 7.275 = 14.550 m

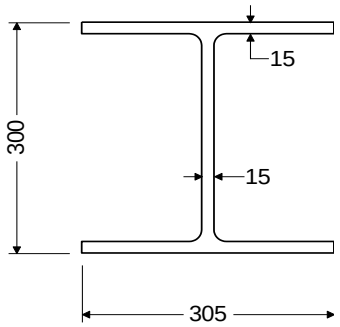
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



10.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 27.152 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 7.440 kN

(3) 버팀보 자중 = 75.114 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 25.380 kN

$\sum P_s$ = 136.146 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.563 x 7.275) / 2 = 20.235 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.563 x 7.275) / 2 = 20.235 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 7.275)

= 0.317 > 0.3 이므로

∴ Use, i = 0.300 적용

라. 전륜,후륜하중에 의한 활하중

(1) 후륜하중

① DB- 24 : P_{r1} = 96 x (1 + 0.300) = 124.800 kN

② DB- 18 : P_{r2} = 72 x (1 + 0.300) = 93.600 kN

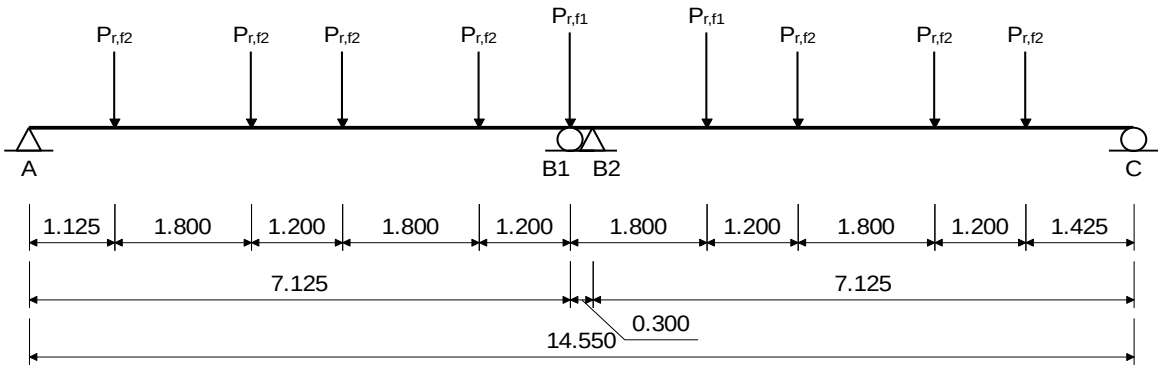
(2) 전륜하중

① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

② DB- 18 : P_{f2} = 18 x (1 + 0.300) = 23.400 kN

마. 활하중 산정 **(차량진행방향에 직각)**

① 3.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 7.125 + 93.600 x 5.925 + 93.600 x 4.125 + 93.600 x 2.925 + 93.600 x 1.125) / 7.125

= 310.029 kN

R_{B2} = (124.800 x 5.625 + 93.600 x 4.425 + 93.600 x 2.625 + 93.600 x 1.425) / 7.125

= 209.861 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 310.029 x 0.90 = 279.027 kN

P_{r2} = 209.861 x 0.90 = 188.875 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

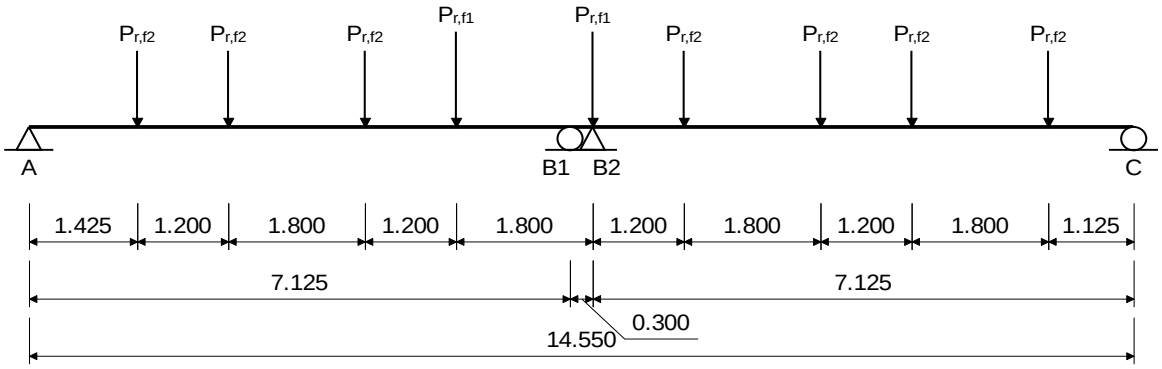
R_{B1} = (31.200 x 7.125 + 23.400 x 5.925 + 23.400 x 4.125 + 23.400 x 2.925 + 23.400 x 1.125) / 7.125

= 77.507 kN

R_{B2} = (31.200 x 5.625 + 23.400 x 4.425 + 23.400 x 2.625 + 23.400 x 1.425) / 7.125
= 52.465 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 77.507 x 0.90 = 69.757 kN
P_{f2} = 52.465 x 0.90 = 47.219 kN

② 2.5 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 5.625 + 93.600 x 4.425 + 93.600 x 2.625 + 93.600 x 1.425) / 7.125
= 209.861 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.125 + 93.600 x 5.925 + 93.600 x 4.125 + 93.600 x 2.925 + 93.600 x 1.125) / 7.125
= 310.029 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 209.861 x 1.00 = 209.861 kN
P_{r2} = 310.029 x 1.00 = 310.029 kN

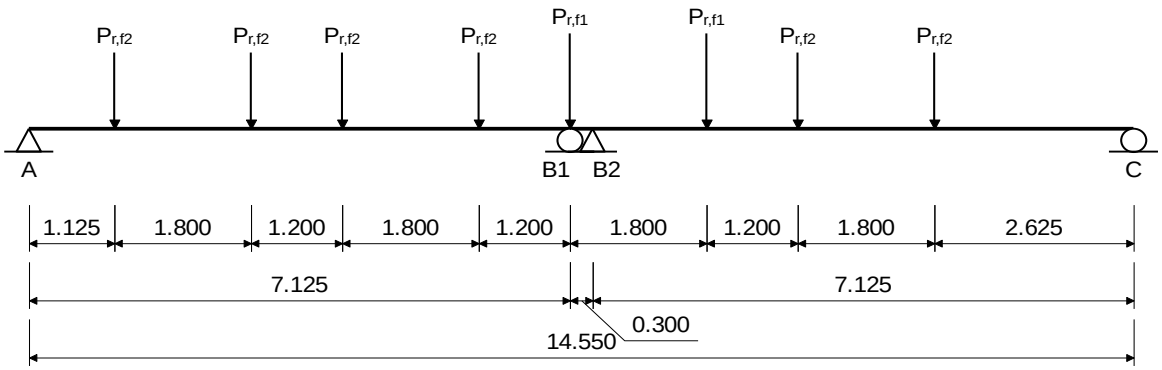
▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 5.625 + 23.400 x 4.425 + 23.400 x 2.625 + 23.400 x 1.425) / 7.125
= 52.465 kN

R_{B2} = (31.200 x 7.125 + 23.400 x 5.925 + 23.400 x 4.125 + 23.400 x 2.925 + 23.400 x 1.125) / 7.125
= 77.507 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 52.465 x 1.00 = 52.465 kN
P_{f2} = 77.507 x 1.00 = 77.507 kN

③ 2.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 7.125 + 93.600 x 5.925 + 93.600 x 4.125 + 93.600 x 2.925 + 93.600 x 1.125) / 7.125
= 310.029 kN

R_{B2} = (124.800 x 5.625 + 93.600 x 4.425 + 93.600 x 2.625) / 7.125
= 191.141 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 310.029 x 1.00 = 310.029 kN
P_{r2} = 191.141 x 1.00 = 191.141 kN

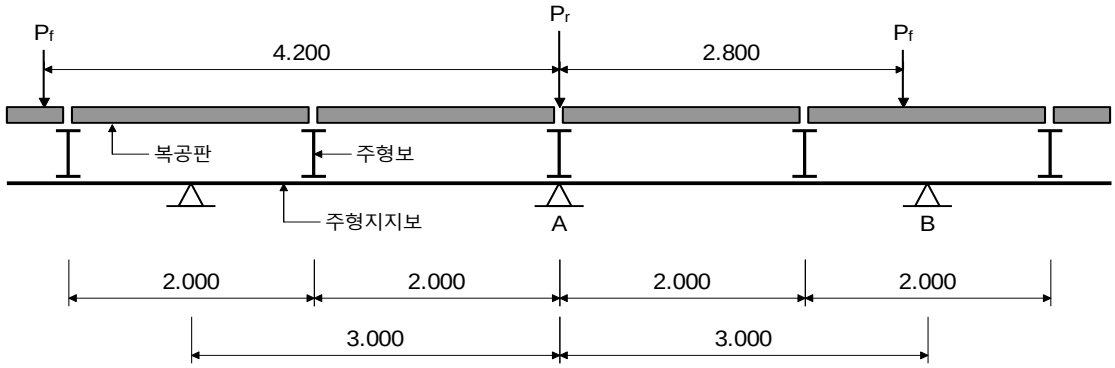
▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 7.125 + 23.400 x 5.925 + 23.400 x 4.125 + 23.400 x 2.925 + 23.400 x 1.125) / 7.125
= 77.507 kN

R_{B2} = (31.200 x 5.625 + 23.400 x 4.425 + 23.400 x 2.625) / 7.125
= 47.785 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 77.507 x 1.00 = 77.507 kN
P_{f2} = 47.785 x 1.00 = 47.785 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (310.029 x 3.000 + 77.507 x 0.200) / 3.000
= 315.197 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} x 3.00 / 2.00
= 315.197 + 20.235 x 3.00 / 2.00 = 345.549 kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

R_2 = (310.029 x 3.000 + 77.507 x 0.200) / 3.000
= 315.197 kN

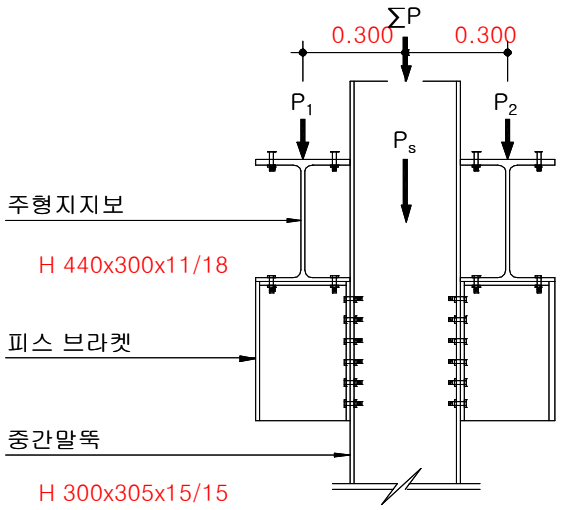
▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} x 3.00 / 2.00
= 315.197 + 20.235 x 3.00 / 2.00 = 345.549 kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P$ = P_1 + P_2 + P_s
= 345.549 + 345.549 + 136.146 = 827.244 kN

10.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , f_c = ∑ P / A = 275.748 x 1000 / 13480 = 20.456 MPa

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 103.665 x 1000000 / 1440000 = 71.989 MPa

여기서, M_{max} = P_2 x e = 345.549 x 0.300 = 103.665 kN·m

나. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
영구 구조물	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190

= 213.750 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 2.779

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (92.446 − −51.533) / 92.446

= 1.557

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 190.000

= 213.750 MPa

L_x / R_x = 3000 / 126

23.810 ---> 16 < Lx/Rx ≤ 80.1 이므로

f_{cagx} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (23.810 − 16))

= 202.416 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 202.416 MPa

L_y / R_y = 3000 / 72.6

41.322 ---> 16 < Ly/Ry ≤ 80.1 이므로

f_{cagy} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (41.322 − 16))

= 177.001 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 177.001 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 177.001 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 305

= 9.836 ---> 4 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 3.91 x (9.836 − 4))

= 188.079 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 188.079 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (23.810)^2

= 2381.400 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 177.001 MPa > f_c = 20.456 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 188.079 MPa > f_b = 71.989 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{20.456}{177.001} + \frac{71.989}{188.079 \times (1 - (20.456 / 2381.400))}$

= 0.502 < 1.0 ---> O.K

$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$= 20.456 + \frac{71.989}{1 - (20.456 / 2381.400)}$

= 93.069 < f_{cal} = 213.750 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.502 , 0.435)

= 0.502 < 1.0 ---> O.K

10.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 275.75 kN (중앙말뚝 간격 4.0M 미만시 반력의 1/3 적용)

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 140 \cdot q_u^{(1/2)} \cdot A_t^{(2/5)} \cdot A_i^{(1/3)}$

여기서, q_u(암석의 일축압축강도) = 1223.659 $tonf/m^2$

A_t(말뚝선단부 순단면적) = 0.01350 m^2

A_i(말뚝선단부 선단 심부면적) = 0.07800 m^2

$= 140 \times 1223.659^{1/2} \times 0.01350^{2/5} \times 0.07800^{1/3}$

= 373.930 tonf

= 3667.00 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 3667.00 / 2.0

= 1833.499 kN

∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

11. 흙막이 벽체 설계

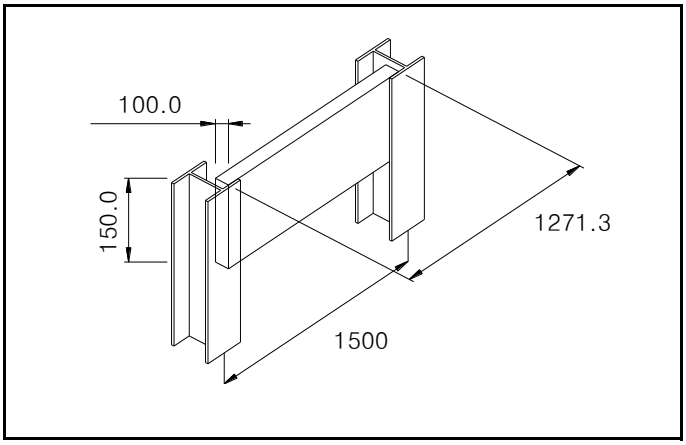
11.1 흙막이벽(우)-H-PILE 설계 (24.11m ~ 24.11m)

가. 목재의 허용응력 철도설계기준

목재의 종류		허용응력(MPa)	
		휨	전단
침엽수	소나무,해송,낙엽송,노송나무,솔송나무,미송	13.500	1.050
	삼나무,가문비나무,미삼나무,전나무	10.500	0.750
활엽수	참나무	19.500	2.100
	밤나무,느티나무,졸참나무,너도밤나무	15.000	1.500

나. 설계제원

높이 (H, mm)	150.0
두께 (t, mm)	100.0
H-Pile 수평간격(mm)	1500.0
H-Pile 폭(mm)	305.0
목재의 종류	침엽수(소나무...)
목재의 허용 휨응력(MPa)	13.500
목재의 허용 전단응력(MPa)	1.05



다. 설계지간

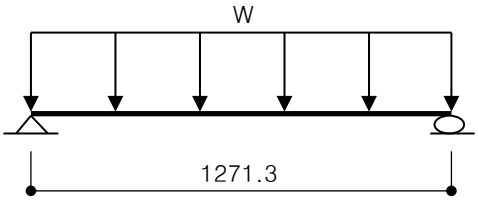
설계지간 (L) = 1500.0 - 3 x 305.0 / 4 = 1271.3 mm

라. 단면력 산정

p_{max} = 0.0000 MPa ---> (:최대토압)

W_{max} = 토류판에 작용하는 등분포하중(토압) x 토류판 높이(H)

= 0.0 kN/m^2 x 0.1500 m = 0.0 kN/m



M_{max} = W_{max} x L^2 / 8 = 0.0 x 1.271^2 / 8 = 0.0 kN·m

S_{max} = W_{max} x L / 2 = 0.0 x 1.271 / 2 = 0.0 kN

마. 토류판에 작용하는 응력 산정

$Z = H \times t2 / 6$

$= 150.0 \times 100.0^{2} / 6$

$= 250000 \ mm^{3}$

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z$

$= 0.0 \times 1000000 / 250000$

$= 0.00 \ MPa < f_{ba} = 13.5 \ MPa$ ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / (H \times t)$

$= 0.0 \times 1000 / (150.0 \times 100.0)$

$= 0.00 \ MPa < \tau_a = 1.1 \ MPa$ ---> O.K

바. 토류판 두께 산정

$T_{req} = \sqrt{(6 \times M_{max}) / (H \times f_{ba})}$

$= \sqrt{(6 \times 0.0 \times 1000000) / (150.0 \times 13.5)}$

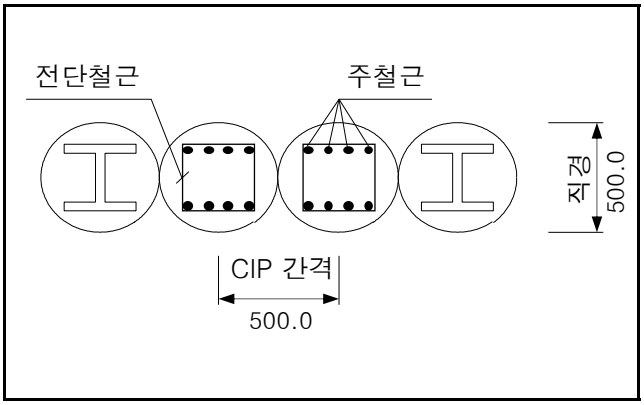
$= 0.00 \ mm < T_{use} = 100.00 \ mm$ 사용 ---> O.K

12. C.I.P 설계

12.1 흙막이벽(우)-C.I.P (0.00m ~ 24.11m)

가. 설계 제원

C.I.P 직경(D, mm)	500.0
C.I.P 설치간격 (C.T.C, mm)	500.0
H-pile 제원	H 300x305x15/15
H-pile 설치간격 (C.T.C, mm)	1500.0
콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}, MPa)	24.0
철근 항복강도 (f_y, MPa)	400.0
콘크리트 설계기준강도 저감계수	1
허용응력보정계수	1.25
탄성계수비(n)	9.0
피복두께(mm)	50.0



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 172.681 kN·m/m ---> 흙막이벽(우)-C.I.P (CS13 : 굴착 13.363 m)

= 172.681 (kN·m/m) × 0.50 m (C.I.P 설치간격) = 86.341 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 190.981 kN/m ---> 흙막이벽(우)-C.I.P (CS13 : 굴착 13.363 m)

= 190.981 (kN/m) × 0.50 m (C.I.P 설치간격) = 95.491 kN

다. C.I.P의 허용 응력

(1) 콘크리트 허용압축강도 (f_{ca})

f_{ck}' = 1 × 24.000 = 24.000 MPa

f_{ca} = 보정계수 × (0.4 × f_{ck}') = 1.25 × (0.4 × 24.000)

= 12.000 MPa

(2) 콘크리트 허용전단강도 (τ_a)

τ_{ca} = 보정계수 × (0.08 × $\sqrt{f_{ck}'}$) = 1.25 × (0.08 × $\sqrt{24.000}$)

= 0.490 MPa

(3) 철근의 허용 인장응력 (f_{sa})

f_{sa} = 보정계수 × (0.5 × f_y)

= 1.25 × Min. (0.5 × 400.000 , 180 MPa)

= 225.000 MPa

라. 철근량 검토

(1) 환산단면

$$\frac{\pi \times D^4}{64} = \frac{B \times B^3}{12} \rightarrow \frac{\pi \times 500.0^4}{64} = \frac{B^4}{12} \rightarrow B = 438.0 \text{ mm}$$

(2) 환산 단면적 : $B \times H = 438 \times 438$

$b = 438$ mm, $d = 438 - 50.0 = 388.0$ mm

$$k_0 = \frac{n \times f_{ca}}{n \times f_{ca} + f_{sa}} = \frac{9 \times 12.000}{9 \times 12.000 + 225.00} = 0.324 \text{ (평형철근비)}$$

$$j_0 = 1 - \frac{k_0}{3} = 1 - \frac{0.324}{3} = 0.892$$

(3) 휨에 대한 검토

$$\text{소요철근량} = \frac{M_{max}}{f_{sa} \times j \times d} = \frac{86.341 \times 1000000}{225 \times 0.892 \times 388.0} = 1108.793 \text{ mm}^2$$

사용철근량 (A_s) : 5 ea D 29 = 3212.0 mm^2

소요철근량 < 사용철근량 ---> O.K

스트럿에 의한 축력의 작용방향과 토압의 작용방향은 서로 반대이므로 양측에 모두 배근해야 하므로

※ 철근 : 10 ea D 29 사용 (A_s = 6424.0 mm^2)

(4) 전단에 대한 검토

$$\tau = \frac{S_{max}}{b \times d} = \frac{95.491 \times 1000}{438.0 \times 388.0} = 0.562 \text{ MPa}$$

$\therefore \tau > \tau_{ca} = 0.490$ MPa ---> N.G 최소전단철근 배치

$\tau' = \tau - \tau_{ca}$

$= 0.562 - 0.490$

$= 0.072$ MPa

$\therefore$ 사용철근량 (A_v) : 2 ea D 16 = 397.2 mm^2

$\therefore$ s = 250 mm 간격으로 배치

$$A_{v\,req} = \frac{\tau' \cdot s \cdot b}{f_{sa}} = \frac{0.072 \times 250.0 \times 438.0}{225.000} = 35.0 \text{ mm}^2$$

사용철근량(A_v) > 필요철근량($A_{v\,req}$) → O.K

$$\tau_{sa} = \frac{A_v \cdot f_{sa}}{s \cdot b} = \frac{397.200 \times 225.000}{250.000 \times 438.0} = 0.816 \text{ MPa}$$

$\tau_a = \tau_{ca} + \tau_{sa} = 0.490 + 0.816 = 1.306$ MPa

$\therefore \tau_a > \tau = 0.562$ MPa ---> O.K

마. 응력 검토

(1) 압축응력 검토

$$\rho = 3212.0 / (388.0 \times 438.0) = 0.0189$$

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

$$= \sqrt{(9 \times 0.0189)^2 + 2 \times 9 \times 0.0189} - 9 \times 0.0189 = 0.437$$

$$j = 1 - (k / 3) = 1 - (0.437 / 3) = 0.854$$

$$f_c = \frac{2 \cdot M_{max}}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 86.341 \times 1000000}{0.437 \times 0.854 \times 438.0 \times 388.0^{2}} = 7.007 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_c < f_{ca} = 12.000 \text{ MPa} \quad ---> \text{O.K}$$

(2) 인장응력 검토

$$f_s = \frac{M_{max}}{p \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{M_{max}}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{86.341 \times 1000000}{3212.000 \times 0.854 \times 388.0} = 81.099 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_s < f_{sa} = 225.000 \text{ MPa} \quad ---> \text{O.K}$$

13. 탄소성 입력 데이터

13.1 해석종류 : 탄소성보법

13.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

13.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 20 m, 굴착폭 = 8.025 m, 최대굴착깊이 = 24.115 m, 전모델높이 = 40 m

13.4 지층조건

번호	이름	깊이 (m)	γt (kN/m³)	γsat (kN/m³)	C (kN/m²)	ϕ ([deg])	N값	지반탄성계수 (kN/m²)	수평지반 반력계수 (kN/m³)
1	매립토	2.50	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(점토)	11.10	17.00	18.00	20.00	15.00	4	-	14000.00
3	풍화토	14.20	20.00	21.00	21.00	29.00	50	-	31000.00
4	풍화암	20.00	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
5	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	25.00	50	-	50000.00
6	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	30	30000.00	27500.00

13.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)-C.I.P	C.I.P. [환산단면 적용]	H 300x305x15/15	SM490	24.115	1.5
2	흙막이벽(우)-H-PILE	H-Pile	H 300x305x15/15	SM490	25.615	1.5

13.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.9	2	8.025	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x12	SS400	2.563	3	8.025	150	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x12	SS400	4.863	3	8.025	150	1
4	강관버팀보-3단	P 406.4x12	SS400	6.863	3	8.025	150	1
5	강관버팀보-4단	P 406.4x12	SS400	8.863	3	8.025	150	1
6	강관버팀보-5단	P 406.4x12	SS400	10.863	3	8.025	150	1
7	강관버팀보-6단	P 406.4x12	SS400	12.863	3	8.025	150	1

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	설치각도 [(deg)]	자유장 (강축길이) (m)	초기작용력 (kN)
1	앵커-1단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	14.663	1.5	30	11	200
2	앵커-2단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	16.163	1.5	30	10	200
3	앵커-3단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	17.663	1.5	30	9	200
4	록볼트-1단	D29	SD300	19.163	1.5	0	4	0
5	록볼트-2단	D29	SD300	20.663	1.5	0	4	0
6	록복트-3단	D29	SD300	22.16	1.5	0	4	0

13.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브2	18.175	0	6.725	C27	1.4	-
2	슬래브1	23.415	0	6.725	C27	1.4	-
3	벽체1	6.725	17.475	24.115	C27	1.6	뒤채움

13.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

13.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 4.8 m, 수위차 = 9.4 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	1.40	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	3.06	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	5.36	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	7.36	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	강관버팀보-3단		-	-	-	-	X	X
9	9.36	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	강관버팀보-4단		-	-	-	-	X	X
11	11.36	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	강관버팀보-5단		-	-	-	-	X	X
13	13.36	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	강관버팀보-6단		-	-	-	-	X	X
15	15.16	-	-	-	-	-	-	O	X
16	-	앵커-1단		-	-	-	-	X	X
17	16.66	-	-	-	-	-	-	X	X
18	-	앵커-2단		-	-	-	-	X	X
19	18.16	-	-	-	-	-	-	X	X
20	-	앵커-3단		-	-	-	-	X	X
21	19.66	-	-	-	-	-	-	X	X
22	-	록볼트-1단		-	-	-	-	X	X
23	21.16	-	-	-	-	-	-	X	X
24	-	록볼트-2단		-	-	-	-	X	X
25	22.66	-	-	-	-	-	-	X	X
26	-	록복트-3단		-	-	-	-	X	X
27	24.12	-	-	-	-	-	-	X	X
28	-	-	-	-	-	-	경험토압	X	X
29	-	-	-	22.715	-	-	-	X	X

30	-		앵커-3단	-	-	-	-	X	X
31	-	-	-	18.815	-	-	-	X	X
32	-		앵커-2단	-	-	-	-	X	X
33	-	-	-	17.475	-	-	-	X	X

14. 해석 결과
14.1 전산 해석결과 집계

14.1.1 흙막이벽체 부재력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.

시공단계	굴착 깊이	전단력 (kN)				모멘트 (kN·m)			
		Max	깊이	Min	깊이	Max	깊이	Min	깊이
	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)
CS1 : 굴착 1.4 m	1.40	16.46	2.1	-9.04	5.4	8.53	9.4	-27.66	3.1
CS2 : 생성 주형보	1.40	16.46	2.1	-9.04	5.4	8.53	9.4	-27.66	3.1
CS3 : 굴착 3.063 m	3.06	19.62	11.1	-19.73	0.9	12.71	9.4	-13.71	12.5
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.06	32.73	2.6	-17.31	2.6	14.53	9.4	-32.05	2.6
CS5 : 굴착 5.363 m	5.36	47.39	2.6	-52.33	2.6	22.67	5.4	-56.72	2.6
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.36	41.26	2.6	-38.40	2.6	25.83	8.9	-46.40	2.6
CS7 : 굴착 7.363 m	7.36	52.14	2.6	-104.35	4.9	79.29	7.3	-64.47	2.6
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	7.36	47.57	2.6	-74.81	4.9	50.26	8.3	-56.88	2.6
CS9 : 굴착 9.363 m	9.36	87.86	11.1	-164.74	6.9	145.14	8.9	-74.03	4.9
CS10 : 생성 강관버팀보-4단	9.36	71.70	11.1	-131.48	6.9	104.21	9.4	-63.10	4.9
CS11 : 굴착 11.363 m	11.36	87.44	12.1	-177.23	8.9	171.16	10.6	-74.11	14.7
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	11.36	70.84	12.1	-144.08	8.9	140.01	10.3	-65.57	4.9
CS13 : 굴착 13.363 m	13.36	115.41	14.2	-190.98	10.9	172.68	12.5	-80.74	16.2
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	13.36	98.07	14.2	-158.57	10.9	142.03	12.1	-71.39	16.2
CS15 : 굴착 15.163 m	15.16	146.25	15.2	-168.98	10.9	151.21	13.4	-117.75	16.7
CS16 : 생성 앵커-1단	15.16	174.03	14.7	-173.58	10.9	163.65	12.5	-113.73	16.2
CS17 : 굴착 16.663 m	16.66	115.75	14.7	-159.05	10.9	125.85	13.4	-93.10	17.7
CS18 : 생성 앵커-2단	16.66	151.45	14.7	-169.61	10.9	149.67	12.5	-109.92	16.2
CS19 : 굴착 18.163 m	18.16	132.02	14.7	-160.12	10.9	126.01	12.1	-69.12	16.2
CS20 : 생성 앵커-3단	18.16	148.74	14.7	-169.17	10.9	148.06	12.5	-112.03	17.7
CS21 : 굴착 19.663 m	19.66	146.59	14.7	-166.77	10.9	142.58	12.5	-103.54	17.7
CS22 : 생성 앵커-4단	19.66	146.59	14.7	-166.77	10.9	142.58	12.5	-103.54	17.7
CS23 : 굴착 21.163 m	21.16	147.81	14.7	-166.28	10.9	141.89	12.5	-109.62	17.7
CS24 : 생성 록볼트-1단	21.16	147.81	14.7	-166.28	10.9	141.89	12.5	-109.62	17.7
CS25 : 굴착 22.66 m	22.66	149.63	14.7	-166.79	10.9	143.40	12.5	-117.68	17.7
CS26 : 생성 록복트-2단	22.66	149.63	14.7	-166.79	10.9	143.40	12.5	-117.68	17.7
CS27 : 굴착 24.115 m	24.12	150.73	14.7	-167.61	10.9	145.36	12.5	-122.13	17.7
CS28 : PECK	24.12	130.47	4.9	-138.67	10.9	64.13	12.1	-82.52	16.2
CS29 : 하단슬래브 타설	24.12	150.71	14.7	-167.60	10.9	145.34	12.5	-122.04	17.7
CS30 : 어스앵커3단 해체	24.12	125.87	14.7	-152.77	10.9	111.99	12.1	-65.24	16.2
CS31 : 벽체 타설	24.12	125.87	14.7	-152.77	10.9	111.99	12.1	-65.24	16.2
CS32 : 어스앵커2단 해체	24.12	95.71	19.2	-141.29	12.9	86.09	13.8	-91.70	19.2
CS33 : 상부슬래브 타설	24.12	95.71	19.2	-141.29	12.9	86.09	13.8	-91.69	19.2
TOTAL		174.03	14.7	-190.98	10.9	172.68	12.5	-122.13	17.7

14.1.2 지보재 반력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

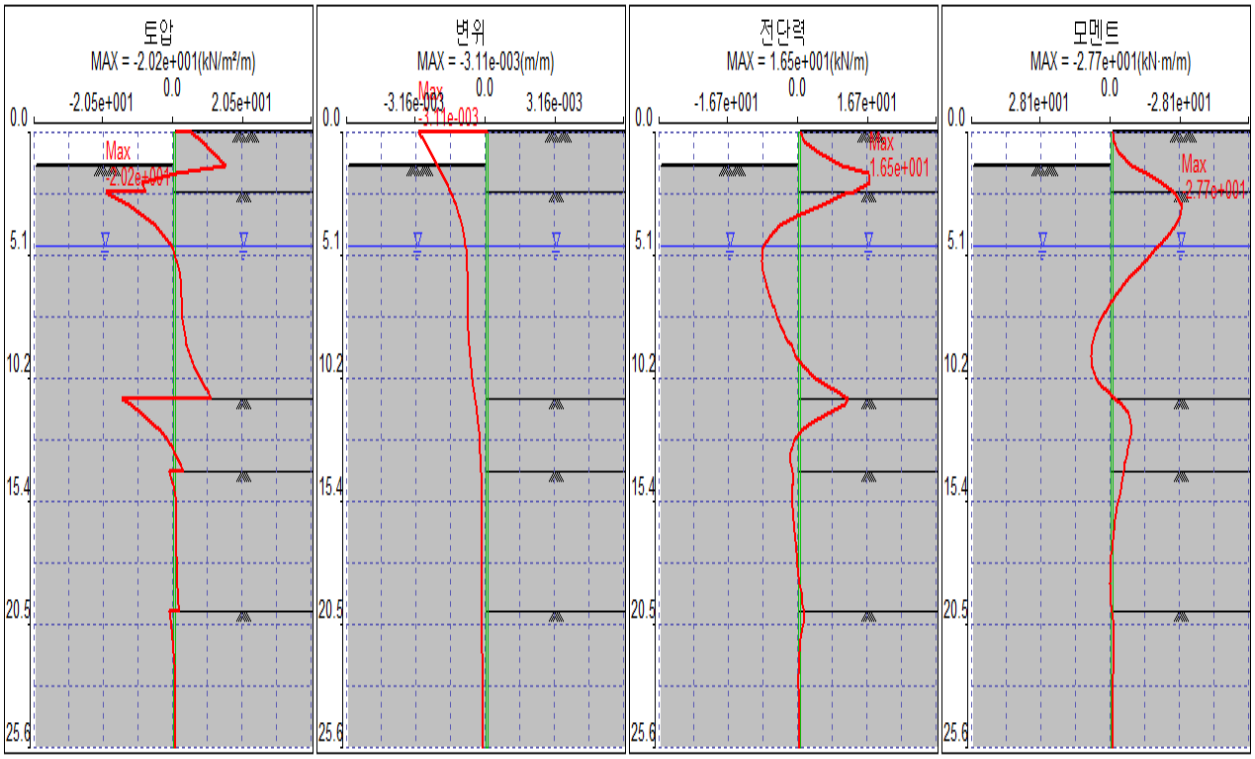
시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단	강관버팀보-3단	강관버팀보-4단
		0.9 (m)	2.563 (m)	4.863 (m)	6.863 (m)	8.863 (m)
CS1 : 굴착 1.4 m	1.40	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	1.40	0.00	-	-	-	-
CS3 : 굴착 3.063 m	3.06	24.41	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.06	1.85	50.05	-	-	-
CS5 : 굴착 5.363 m	5.36	-12.98	99.73	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.36	-6.78	79.66	50.00	-	-
CS7 : 굴착 7.363 m	7.36	-17.64	76.22	127.61	-	-
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	7.36	-13.08	77.46	94.87	50.08	-
CS9 : 굴착 9.363 m	9.36	-14.23	65.51	95.84	180.50	-
CS10 : 생성 강관버팀보-4단	9.36	-13.99	69.27	96.45	141.59	50.00
CS11 : 굴착 11.363 m	11.36	-12.03	65.54	79.71	142.25	215.45
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	11.36	-12.50	66.37	83.69	142.57	176.77
CS13 : 굴착 13.363 m	13.36	-11.66	67.04	77.91	122.04	180.85
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	13.36	-11.81	66.89	78.94	126.05	181.11
CS15 : 굴착 15.163 m	15.16	-11.74	67.08	78.56	123.11	177.17
CS16 : 생성 앵커-1단	15.16	-11.75	66.87	78.49	125.23	183.42
CS17 : 굴착 16.663 m	16.66	-11.77	67.14	78.85	123.17	174.51
CS18 : 생성 앵커-2단	16.66	-11.75	66.96	78.58	124.45	180.48
CS19 : 굴착 18.163 m	18.16	-11.78	67.08	78.83	123.71	176.07
CS20 : 생성 앵커-3단	18.16	-11.75	66.97	78.59	124.36	180.13
CS21 : 굴착 19.663 m	19.66	-11.76	66.99	78.66	124.26	179.23
CS22 : 생성 앵커-4단	19.66	-11.76	66.99	78.66	124.26	179.23
CS23 : 굴착 21.163 m	21.16	-11.76	66.99	78.67	124.29	179.17
CS24 : 생성 록볼트-1단	21.16	-11.76	66.99	78.67	124.29	179.17
CS25 : 굴착 22.66 m	22.66	-11.76	66.98	78.66	124.36	179.47
CS26 : 생성 록복트-2단	22.66	-11.76	66.98	78.66	124.36	179.47
CS27 : 굴착 24.115 m	24.12	-11.76	66.97	78.64	124.40	179.80
CS28 : PECK	24.12	133.86	165.61	164.44	129.77	157.92
CS29 : 하단슬래브 타설	24.12	-11.76	66.97	78.64	124.40	179.80
CS30 : 어스앵커3단 해체	24.12	-11.80	67.15	79.03	123.42	173.34
CS31 : 벽체 타설	24.12	-11.80	67.15	79.03	123.42	173.34
CS32 : 어스앵커2단 해체	24.12	-11.85	67.47	79.57	121.34	162.52
CS33 : 상부슬래브 타설	24.12	-11.85	67.47	79.57	121.34	162.52
TOTAL		133.86	165.61	164.44	180.50	215.45

시공단계	굴착 깊이	강관버팀보-5단	강관버팀보-6단	앵커-1단	앵커-2단	앵커-3단
		10.863 (m)	12.863 (m)	14.663 (m)	16.163 (m)	17.663 (m)
CS1 : 굴착 1.4 m	1.40	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	1.40	-	-	-	-	-
CS3 : 굴착 3.063 m	3.06	-	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.06	-	-	-	-	-
CS5 : 굴착 5.363 m	5.36	-	-	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.36	-	-	-	-	-
CS7 : 굴착 7.363 m	7.36	-	-	-	-	-
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	7.36	-	-	-	-	-
CS9 : 굴착 9.363 m	9.36	-	-	-	-	-
CS10 : 생성 강관버팀보-4단	9.36	-	-	-	-	-
CS11 : 굴착 11.363 m	11.36	-	-	-	-	-
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	11.36	50.00	-	-	-	-
CS13 : 굴착 13.363 m	13.36	256.66	-	-	-	-
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	13.36	219.10	50.00	-	-	-
CS15 : 굴착 15.163 m	15.16	236.53	133.33	-	-	-
CS16 : 생성 앵커-1단	15.16	233.11	65.46	133.33	-	-
CS17 : 굴착 16.663 m	16.66	228.85	138.07	140.36	-	-
CS18 : 생성 앵커-2단	16.66	232.65	91.94	135.62	133.33	-
CS19 : 굴착 18.163 m	18.16	227.90	120.78	139.18	139.28	-
CS20 : 생성 앵커-3단	18.16	232.62	95.09	135.89	133.58	133.33
CS21 : 굴착 19.663 m	19.66	231.13	99.61	136.64	135.13	135.73
CS22 : 생성 앵커-4단	19.66	231.13	99.61	136.64	135.13	135.73
CS23 : 굴착 21.163 m	21.16	230.65	98.88	136.70	135.48	136.76
CS24 : 생성 록볼트-1단	21.16	230.65	98.88	136.70	135.48	136.76
CS25 : 굴착 22.66 m	22.66	230.82	96.56	136.46	135.18	136.70
CS26 : 생성 록복트-2단	22.66	230.82	96.56	136.46	135.18	136.70
CS27 : 굴착 24.115 m	24.12	231.29	94.66	136.19	134.65	136.01
CS28 : PECK	24.12	204.31	175.53	132.52	128.32	127.65
CS29 : 하단슬래브 타설	24.12	231.29	94.68	136.19	134.66	136.01
CS30 : 어스앵커3단 해체	24.12	223.27	134.23	141.45	144.05	-
CS31 : 벽체 타설	24.12	223.27	134.23	141.45	144.05	-
CS32 : 어스앵커2단 해체	24.12	214.08	211.76	150.13	-	-
CS33 : 상부슬래브 타설	24.12	214.08	211.76	150.13	-	-
TOTAL		256.66	211.76	150.13	144.05	136.76

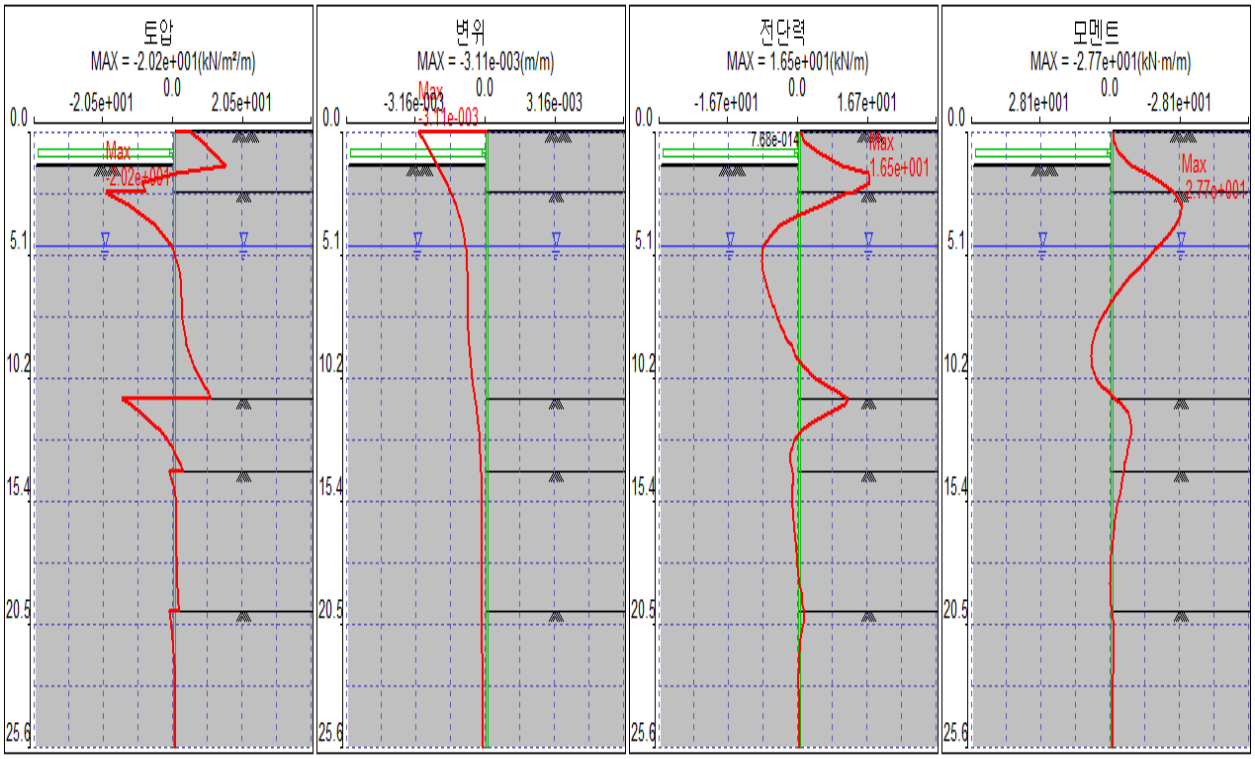
시공단계	굴착 깊이	록볼트-1단	록볼트-2단	록복트-3단		
		19.163 (m)	20.663 (m)	22.16 (m)		
CS1 : 굴착 1.4 m	1.40	-	-	-		
CS2 : 생성 주형보	1.40	-	-	-		
CS3 : 굴착 3.063 m	3.06	-	-	-		
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.06	-	-	-		
CS5 : 굴착 5.363 m	5.36	-	-	-		
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.36	-	-	-		
CS7 : 굴착 7.363 m	7.36	-	-	-		
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	7.36	-	-	-		
CS9 : 굴착 9.363 m	9.36	-	-	-		
CS10 : 생성 강관버팀보-4단	9.36	-	-	-		
CS11 : 굴착 11.363 m	11.36	-	-	-		
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	11.36	-	-	-		
CS13 : 굴착 13.363 m	13.36	-	-	-		
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	13.36	-	-	-		
CS15 : 굴착 15.163 m	15.16	-	-	-		
CS16 : 생성 앵커-1단	15.16	-	-	-		
CS17 : 굴착 16.663 m	16.66	-	-	-		
CS18 : 생성 앵커-2단	16.66	-	-	-		
CS19 : 굴착 18.163 m	18.16	-	-	-		
CS20 : 생성 앵커-3단	18.16	-	-	-		
CS21 : 굴착 19.663 m	19.66	-	-	-		
CS22 : 생성 앵커-4단	19.66	0.00	-	-		
CS23 : 굴착 21.163 m	21.16	17.47	-	-		
CS24 : 생성 록볼트-1단	21.16	17.47	0.00	-		
CS25 : 굴착 22.66 m	22.66	24.10	19.38	-		
CS26 : 생성 록복트-2단	22.66	24.10	19.38	0.00		
CS27 : 굴착 24.115 m	24.12	20.02	23.02	22.36		
CS28 : PECK	24.12	-20.36	1.75	10.57		
CS29 : 하단슬래브 타설	24.12	19.99	22.84	22.04		
CS30 : 어스앵커3단 해체	24.12	74.18	38.70	22.66		
CS31 : 벽체 타설	24.12	74.21	38.74	22.67		
CS32 : 어스앵커2단 해체	24.12	116.02	46.78	21.14		
CS33 : 상부슬래브 타설	24.12	116.02	46.78	21.13		
TOTAL		116.02	46.78	22.67		

14.2 시공단계별 단면력도

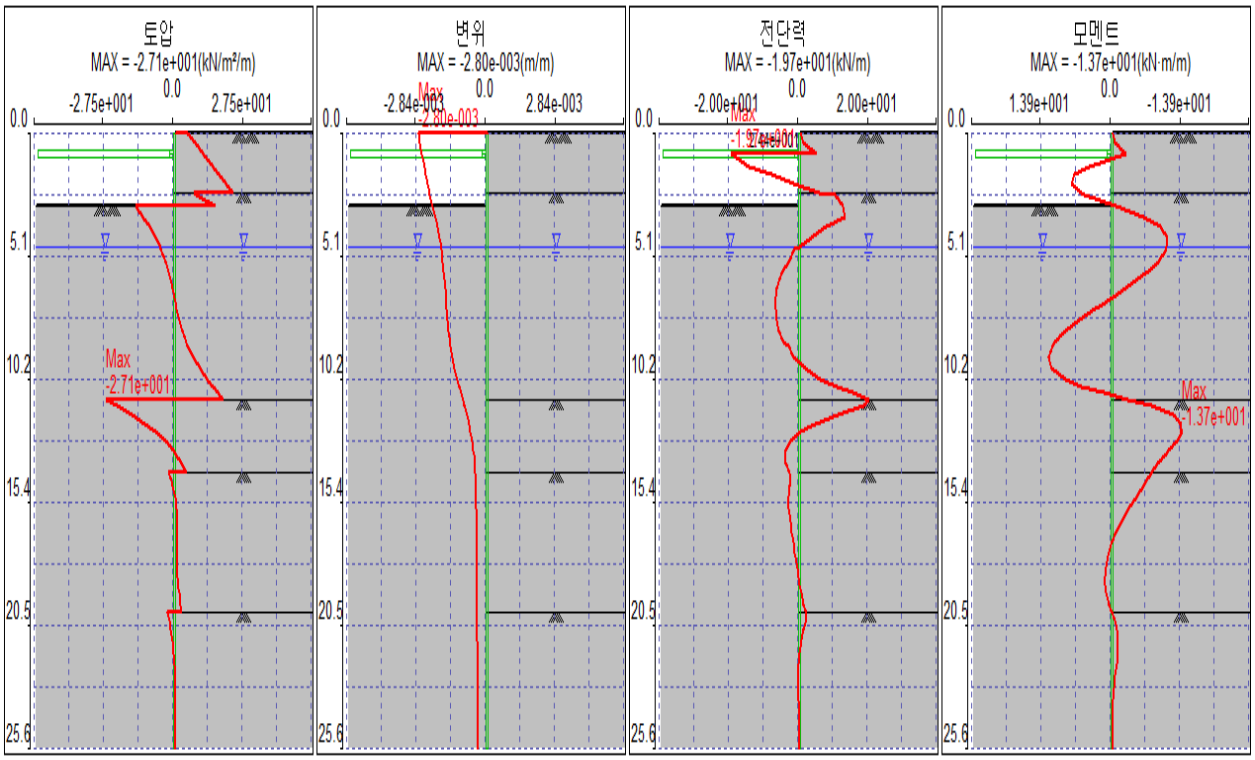
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 1.4 m]



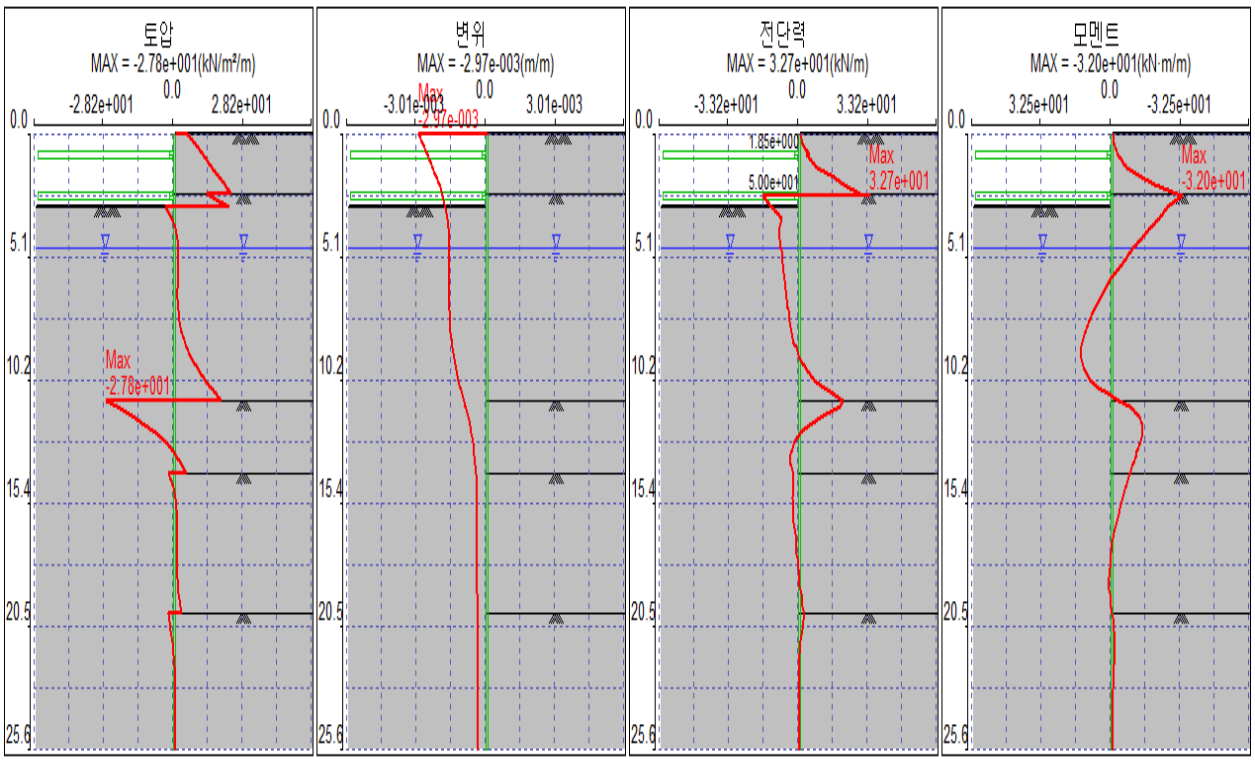
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



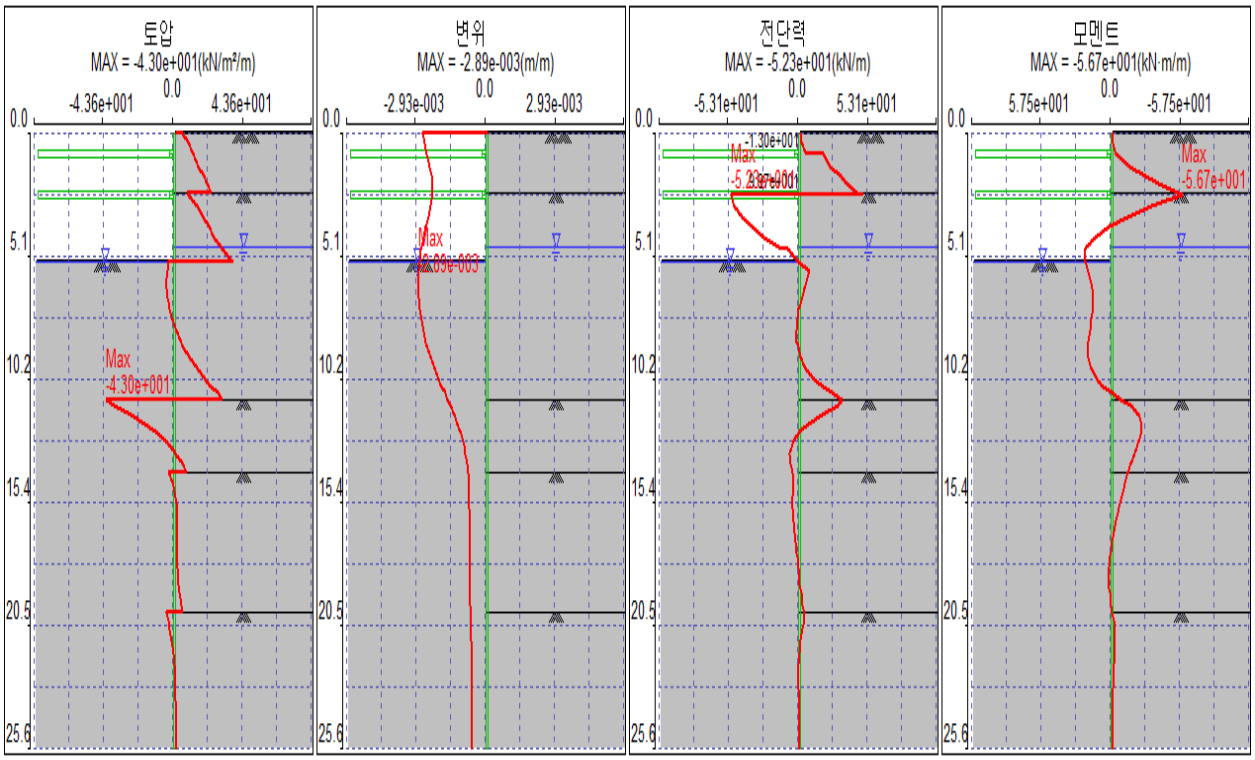
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 3.063 m]



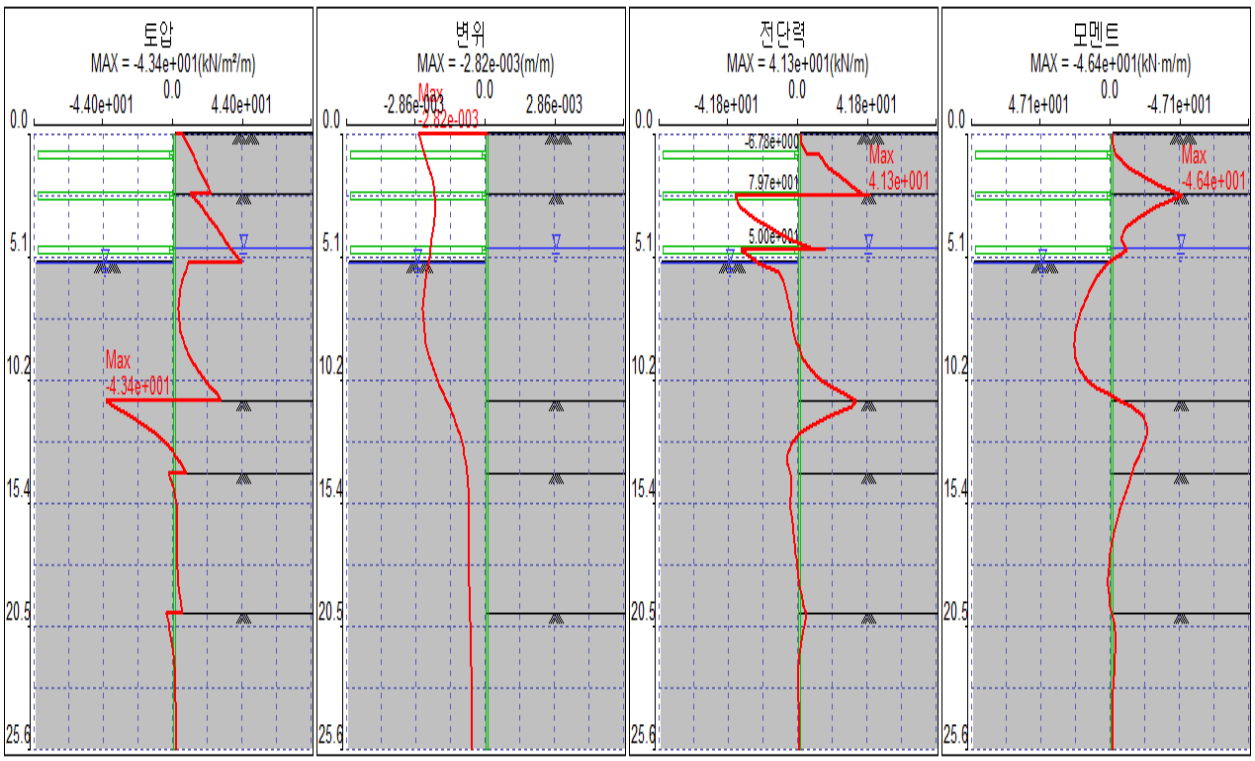
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



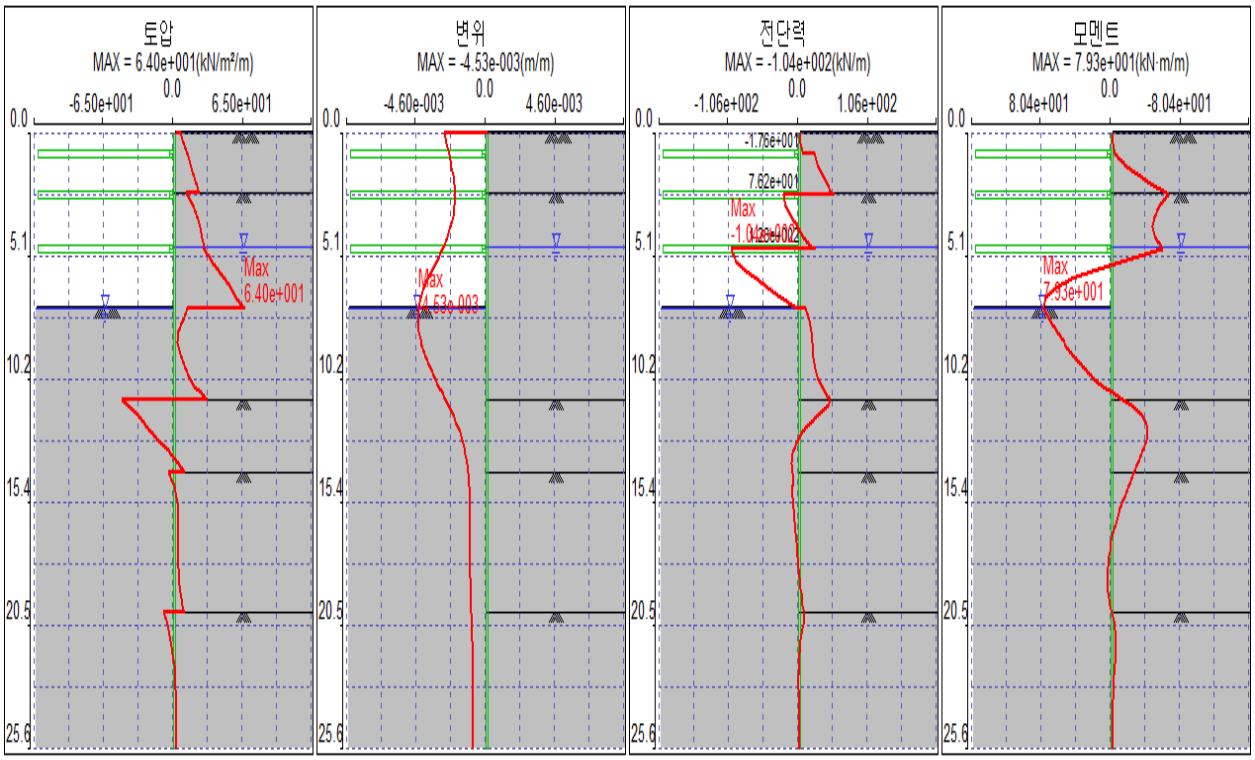
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 5.363 m]



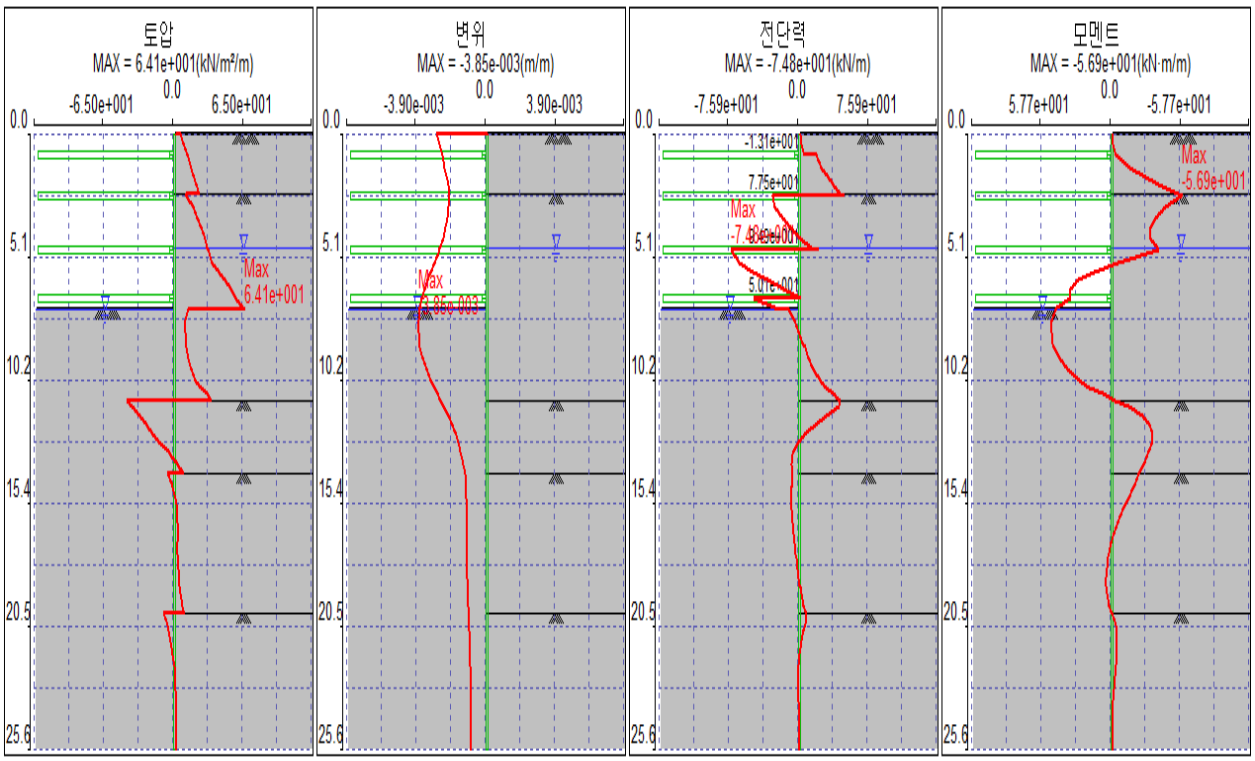
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



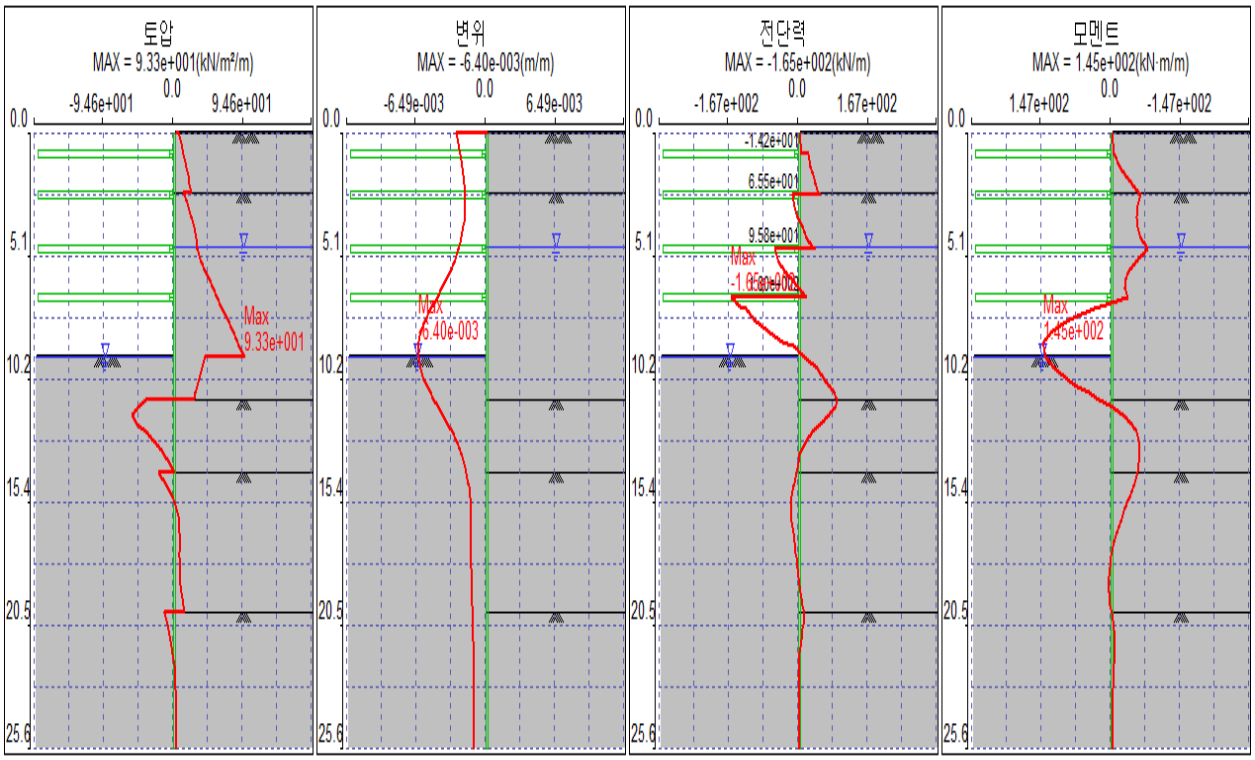
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 7.363 m]



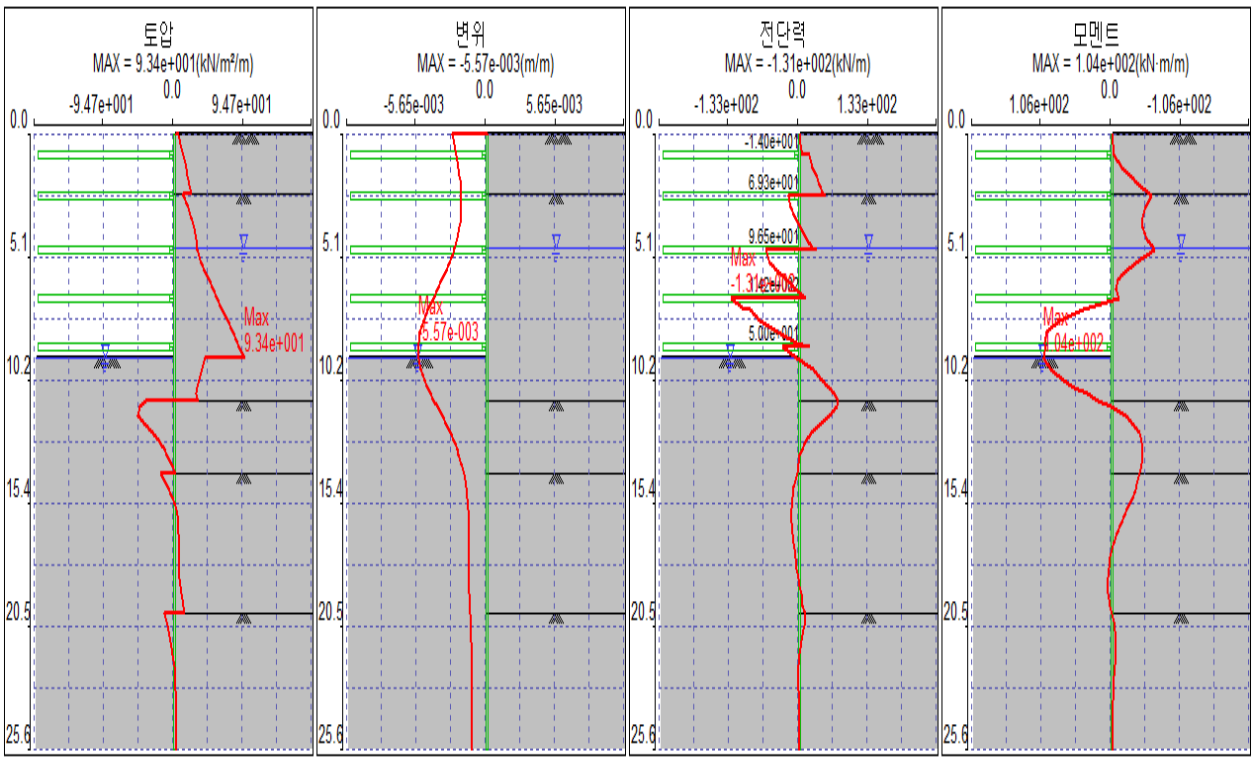
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 강관버팀보-3단]



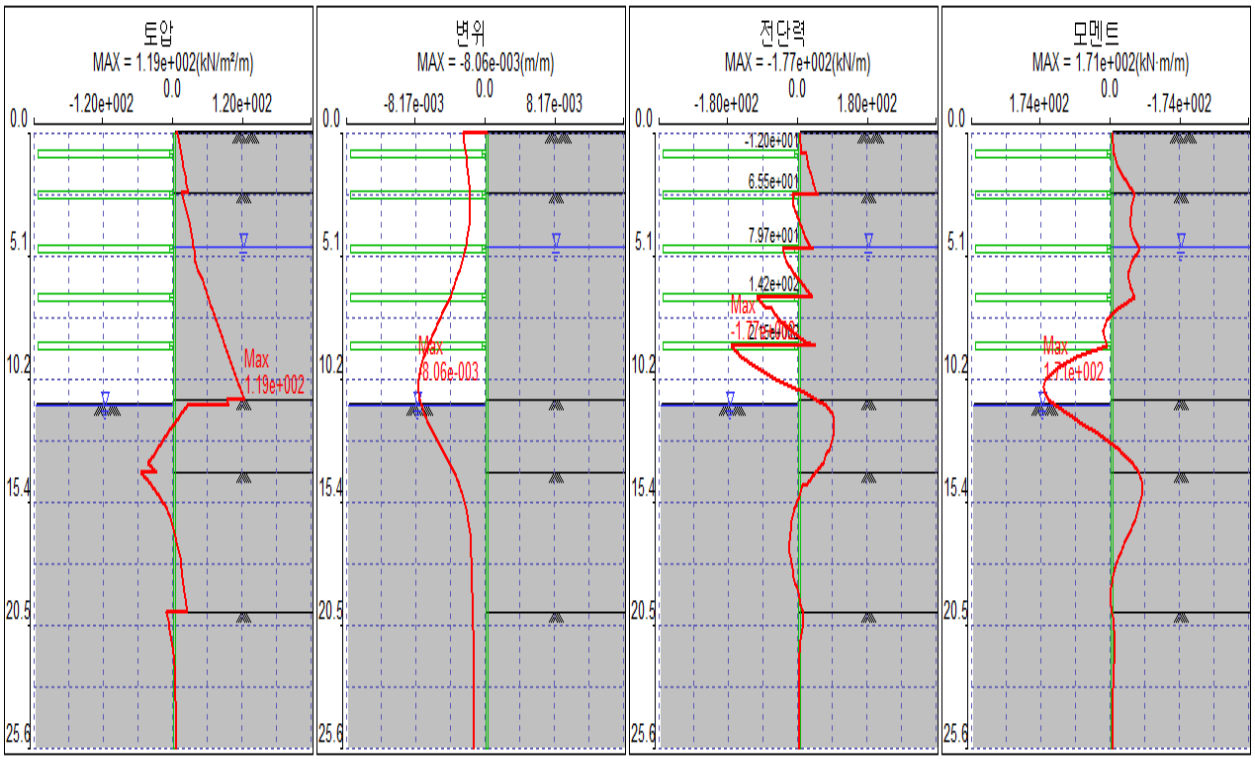
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 9.363 m]



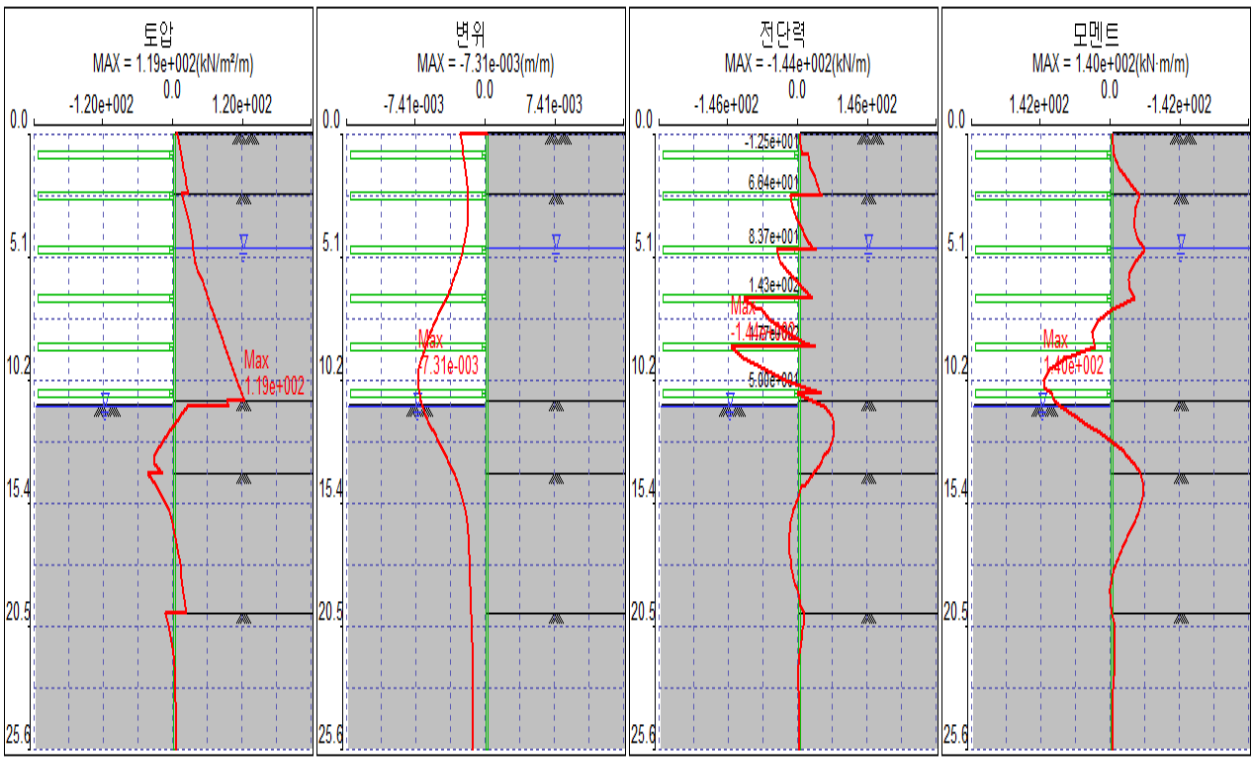
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 강관버팀보-4단]



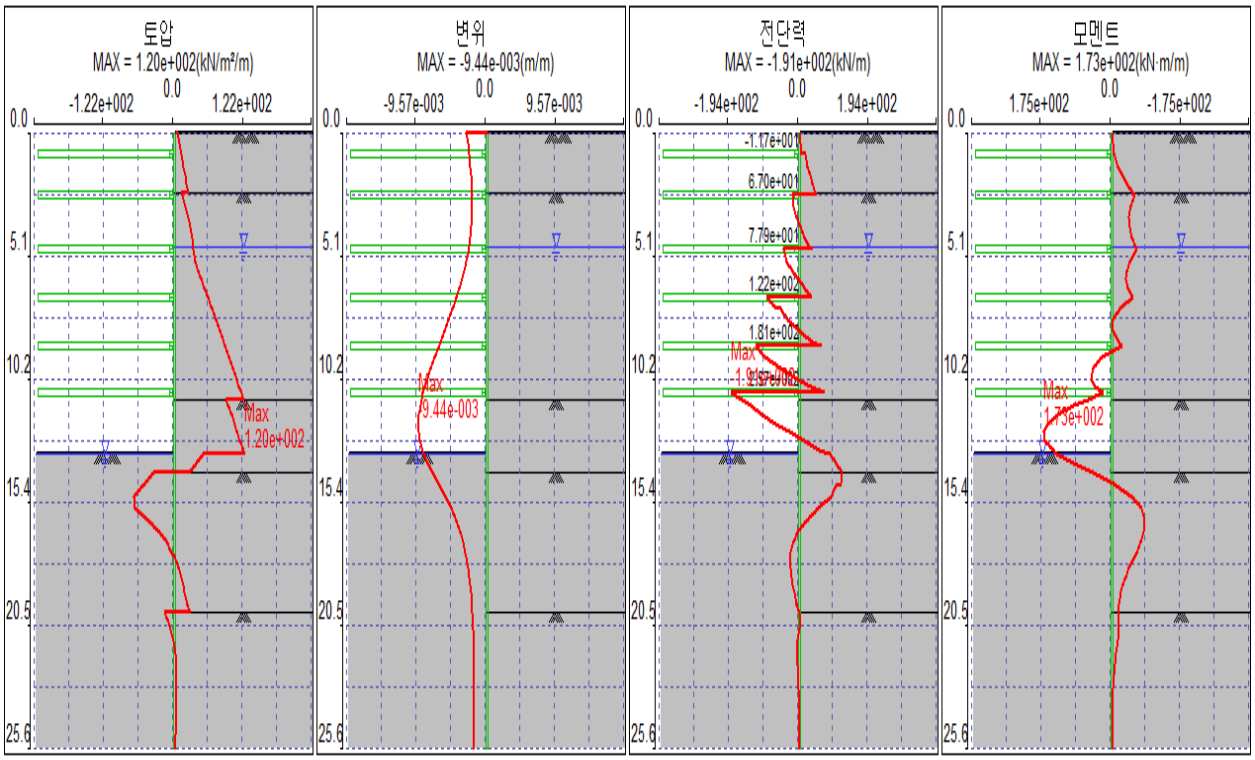
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 11.363 m]



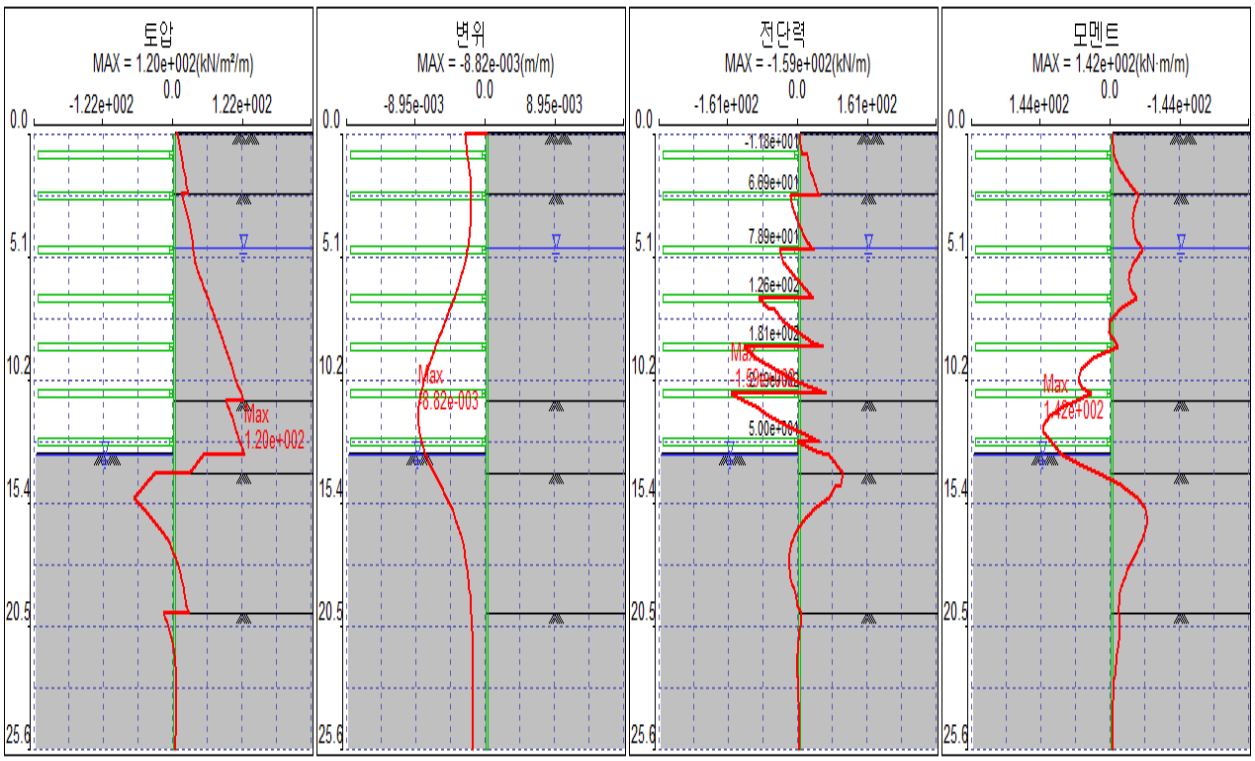
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 강관버팀보-5단]



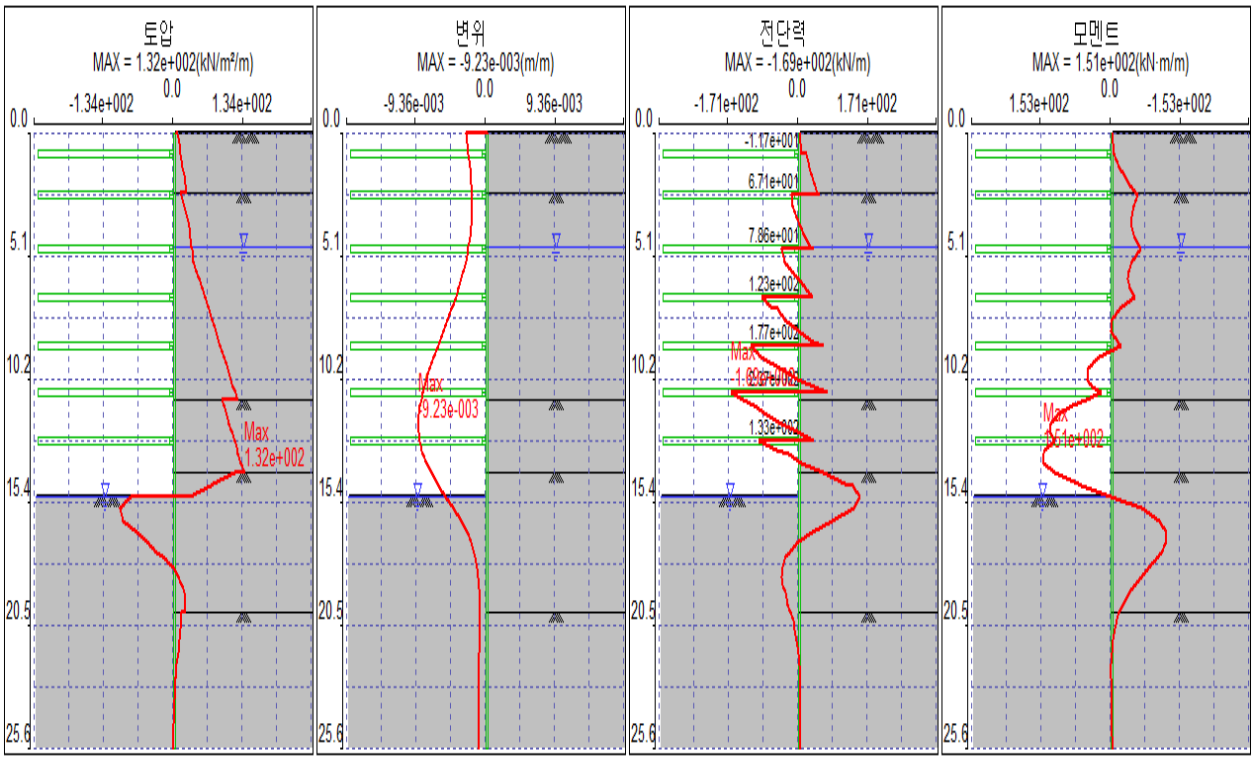
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 13.363 m]



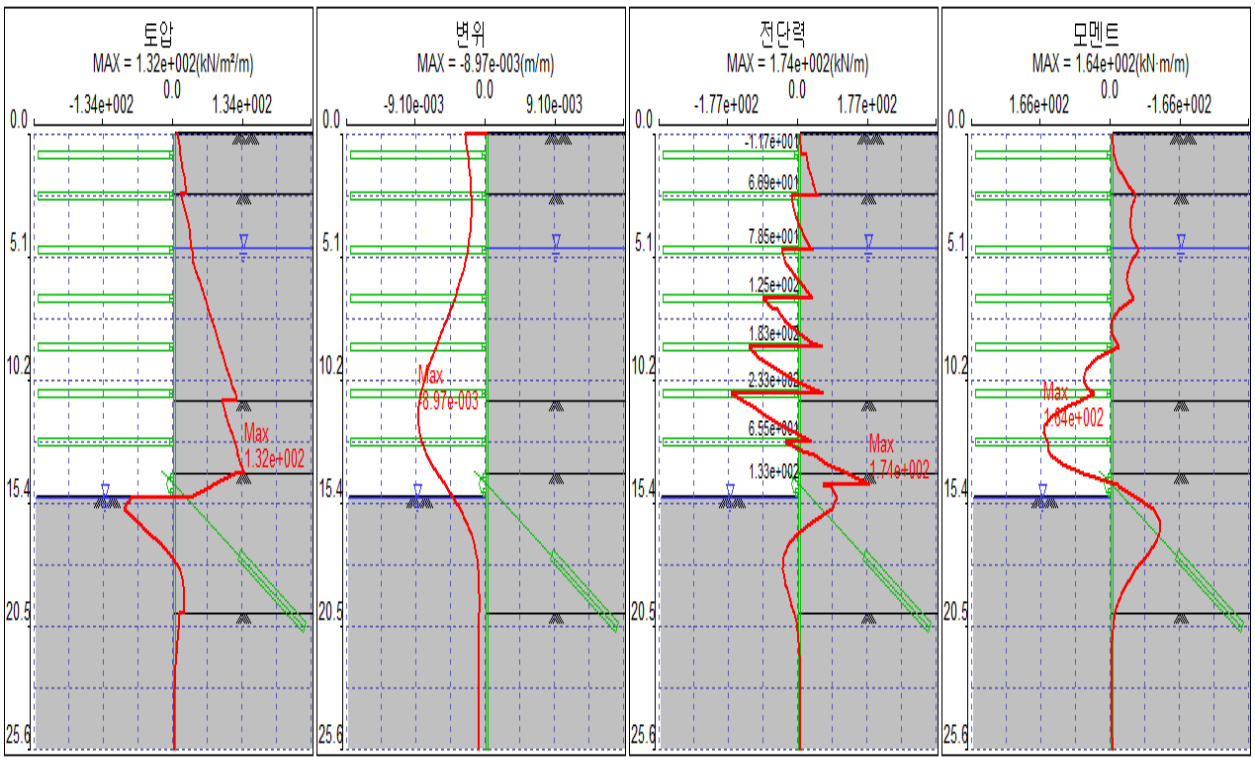
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 강관버팀보-6단]



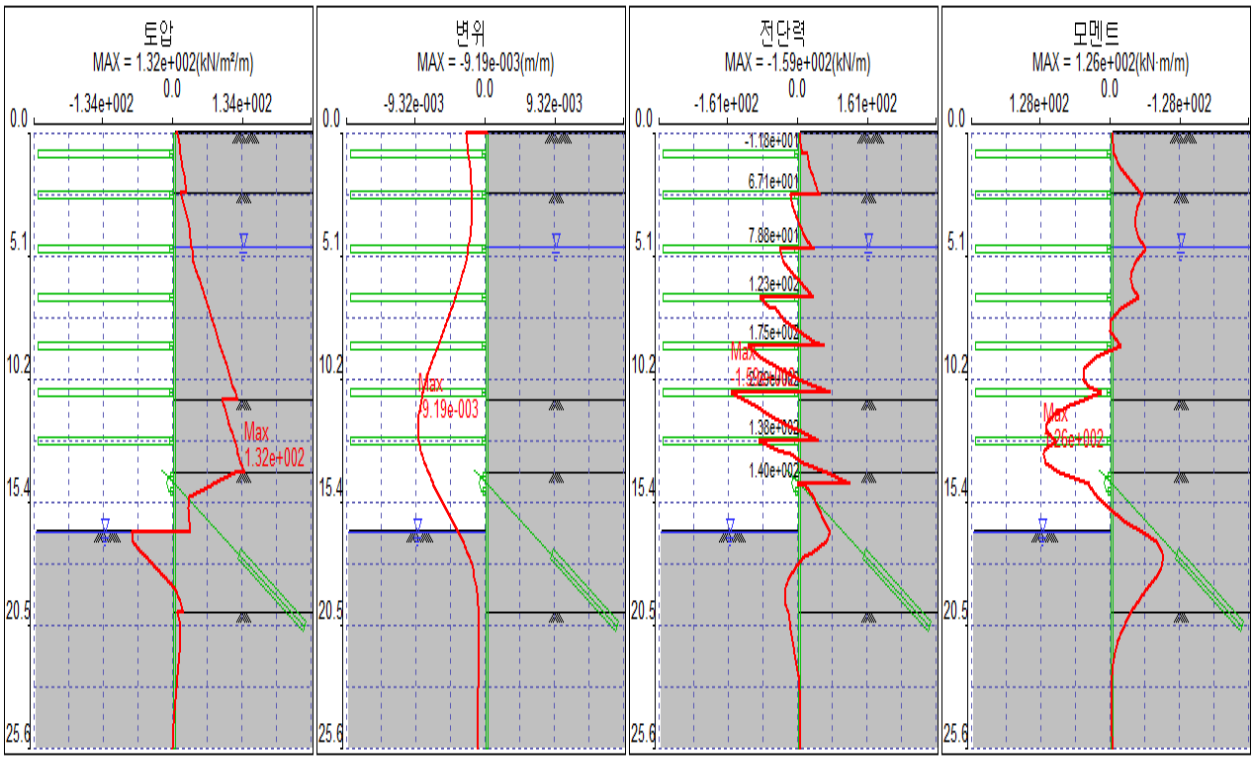
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 15.163 m]



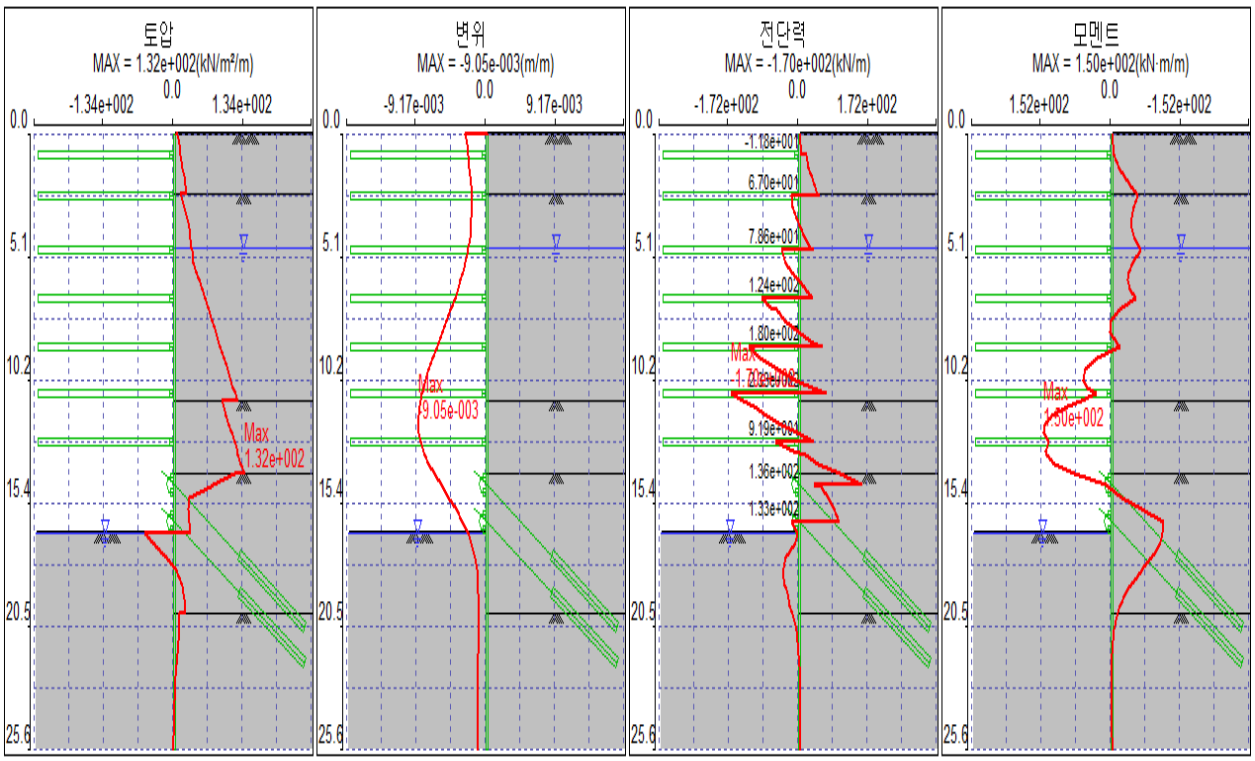
16) 시공 16 단계 [CS16 : 생성 앵커-1단]



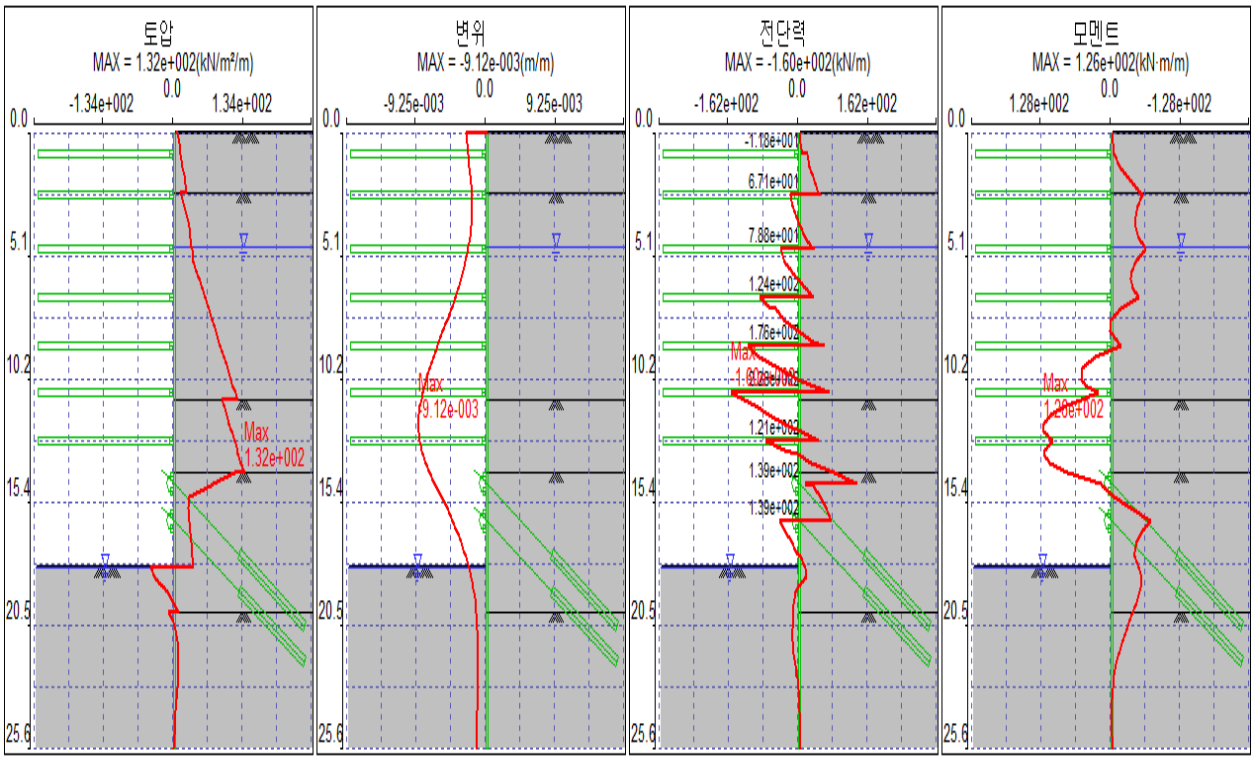
17) 시공 17 단계 [CS17 : 굴착 16.663 m]



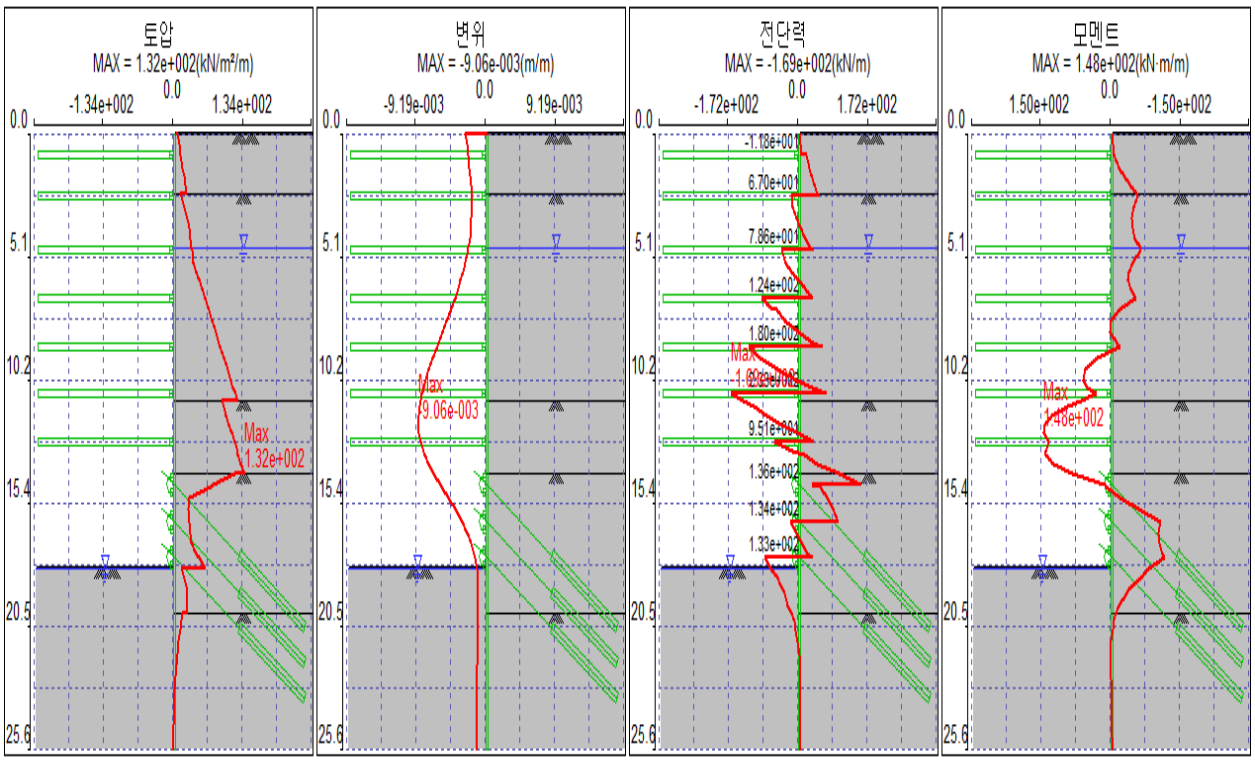
18) 시공 18 단계 [CS18 : 생성 앵커-2단]



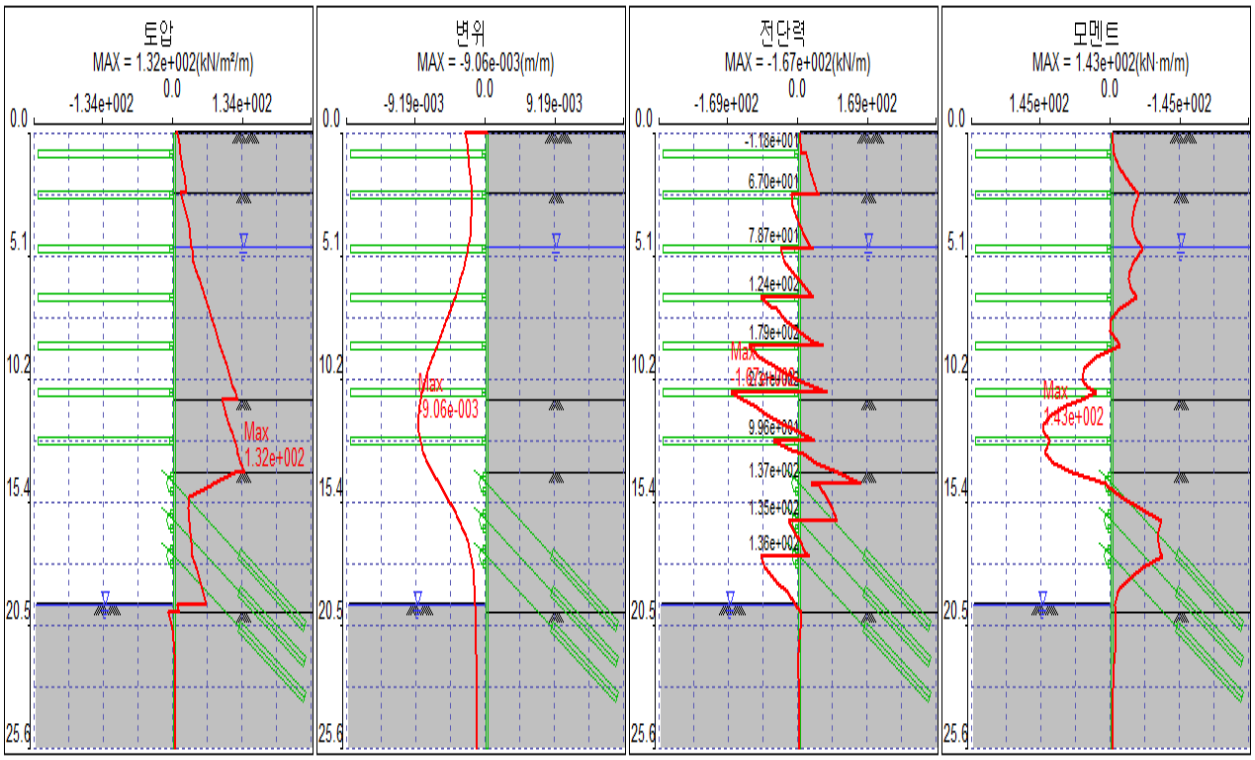
19) 시공 19 단계 [CS19 : 굴착 18.163 m]



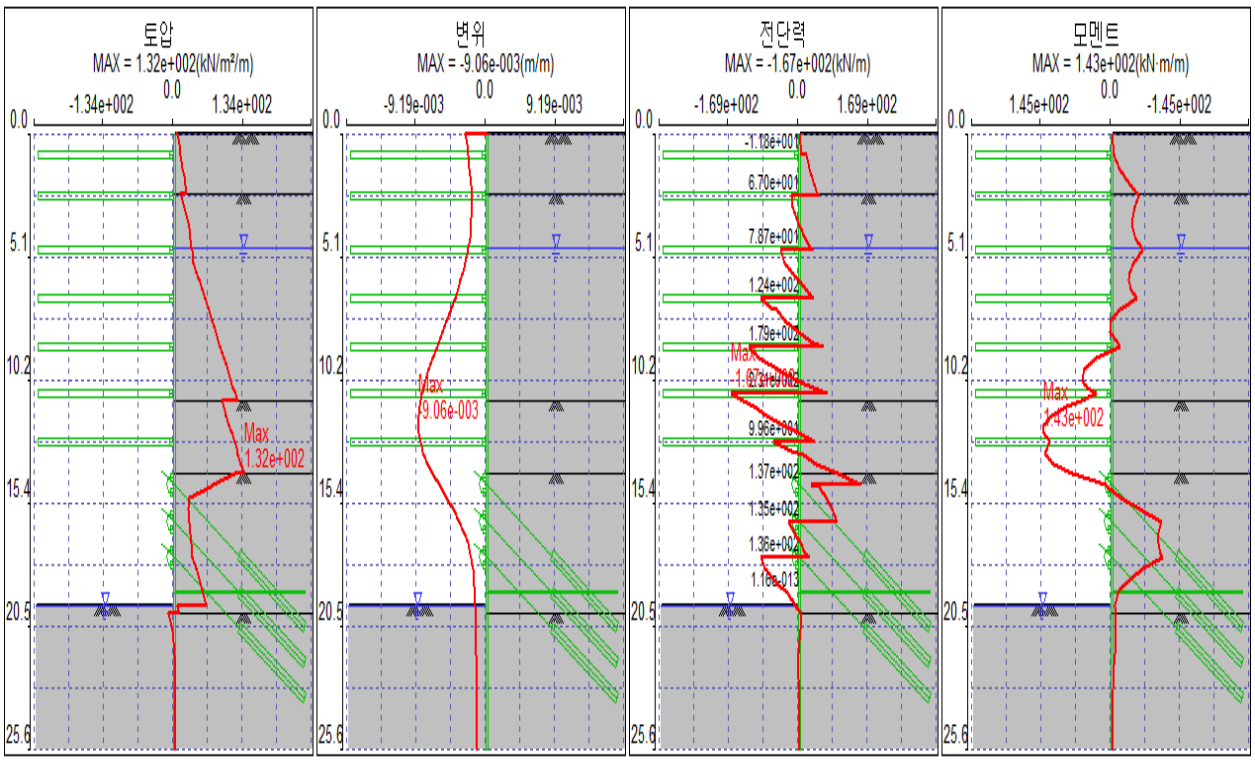
20) 시공 20 단계 [CS20 : 생성 앵커-3단]



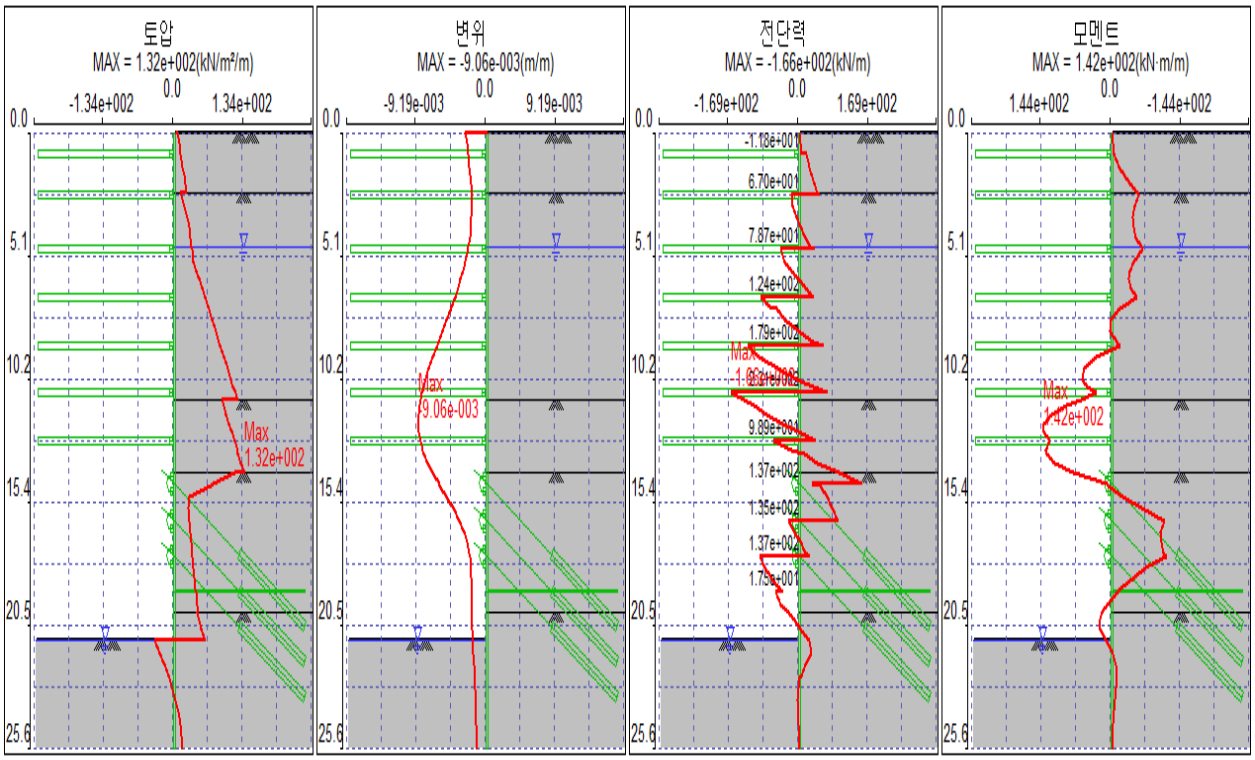
21) 시공 21 단계 [CS21 : 굴착 19.663 m]



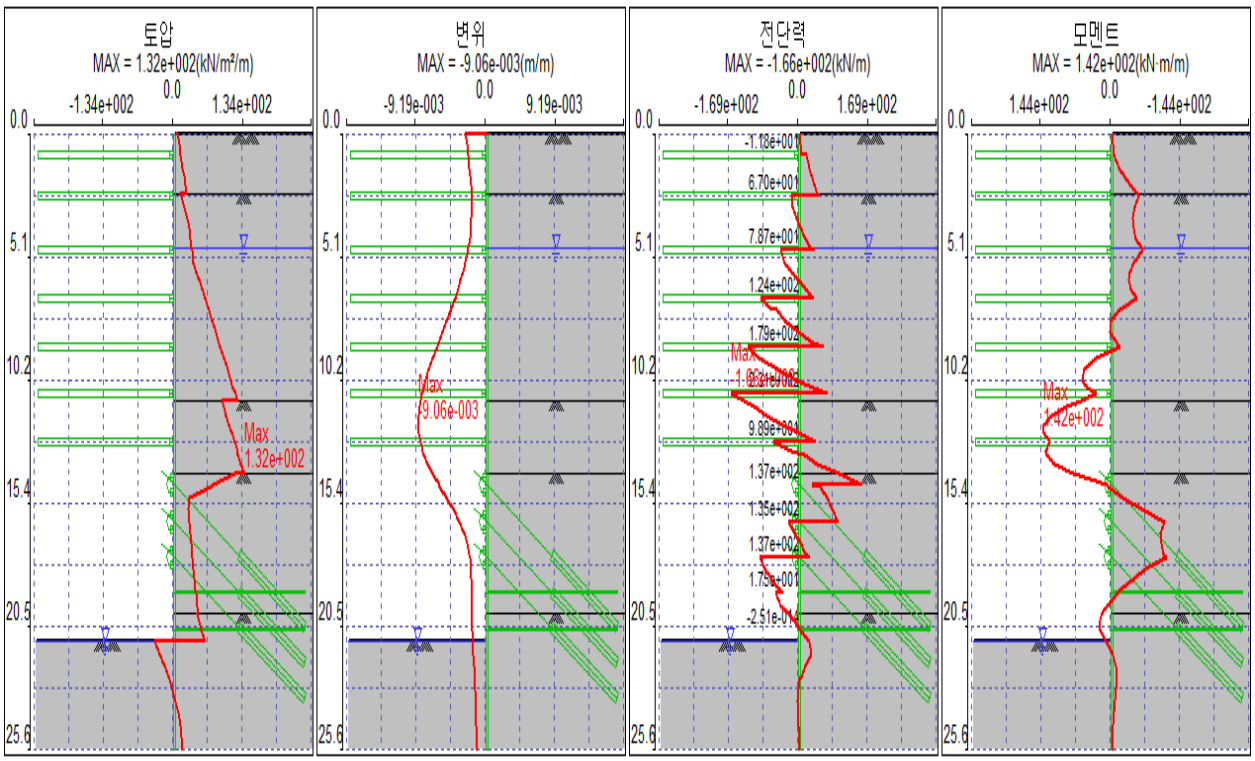
22) 시공 22 단계 [CS22 : 생성 앵커-4단]



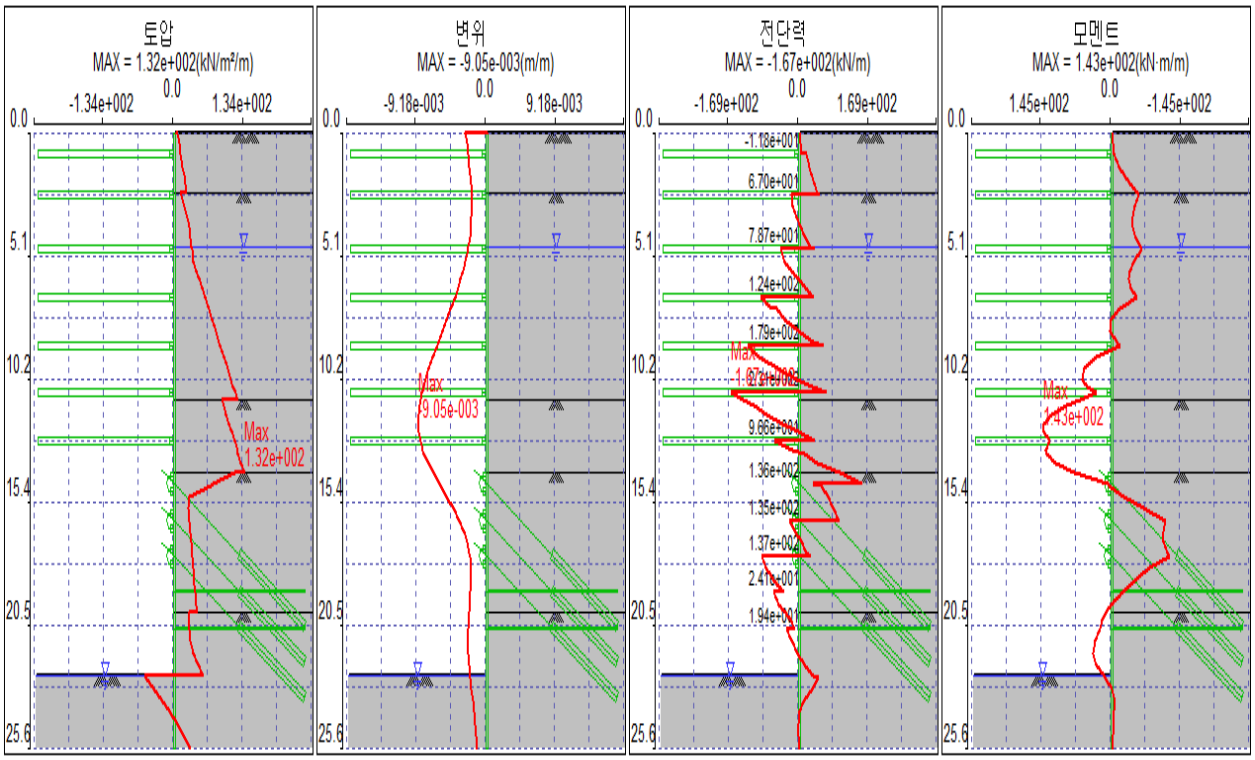
23) 시공 23 단계 [CS23 : 굴착 21.163 m]



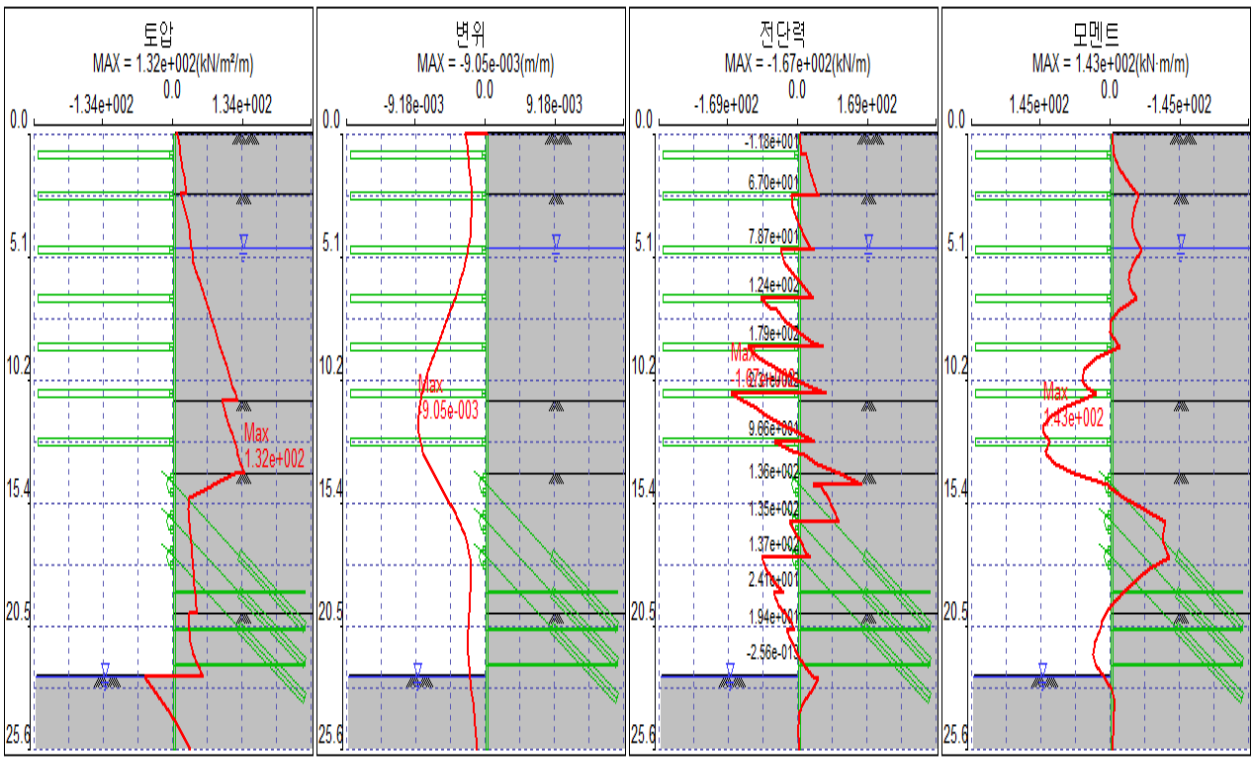
24) 시공 24 단계 [CS24 : 생성 록볼트-1단]



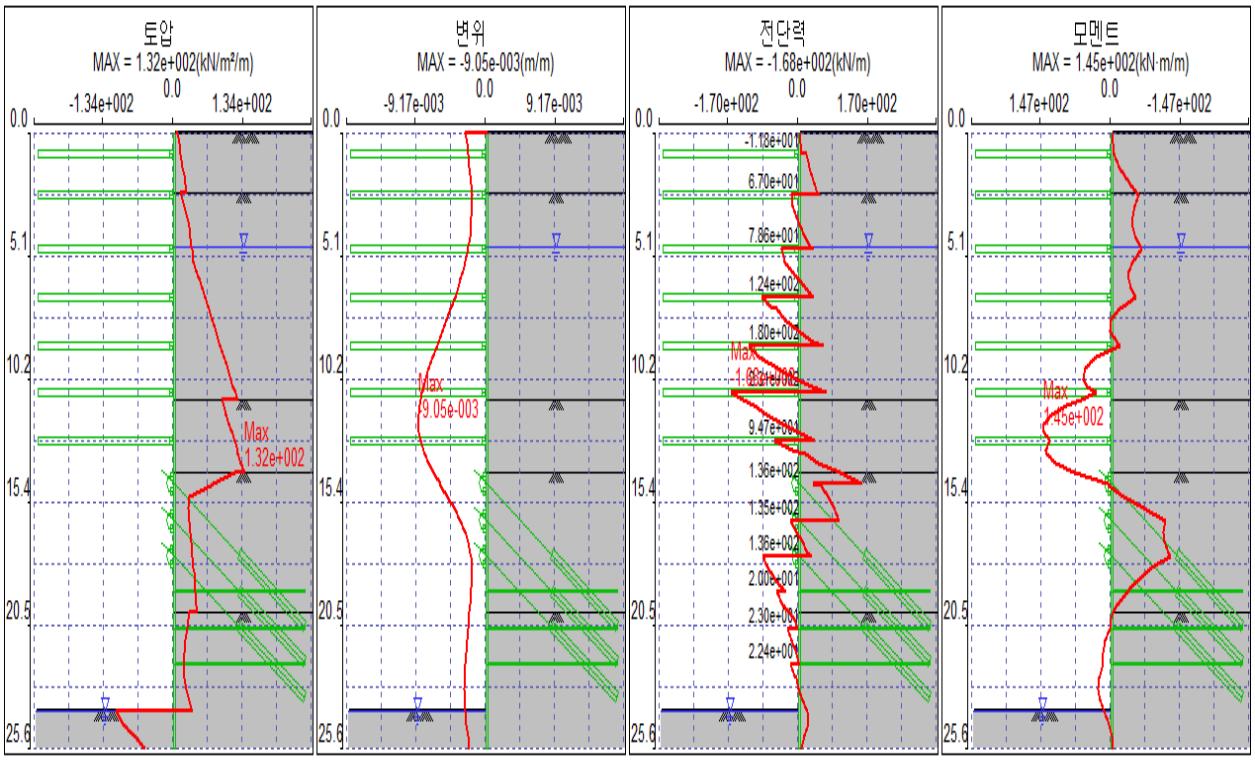
25) 시공 25 단계 [CS25 : 굴착 22.66 m]



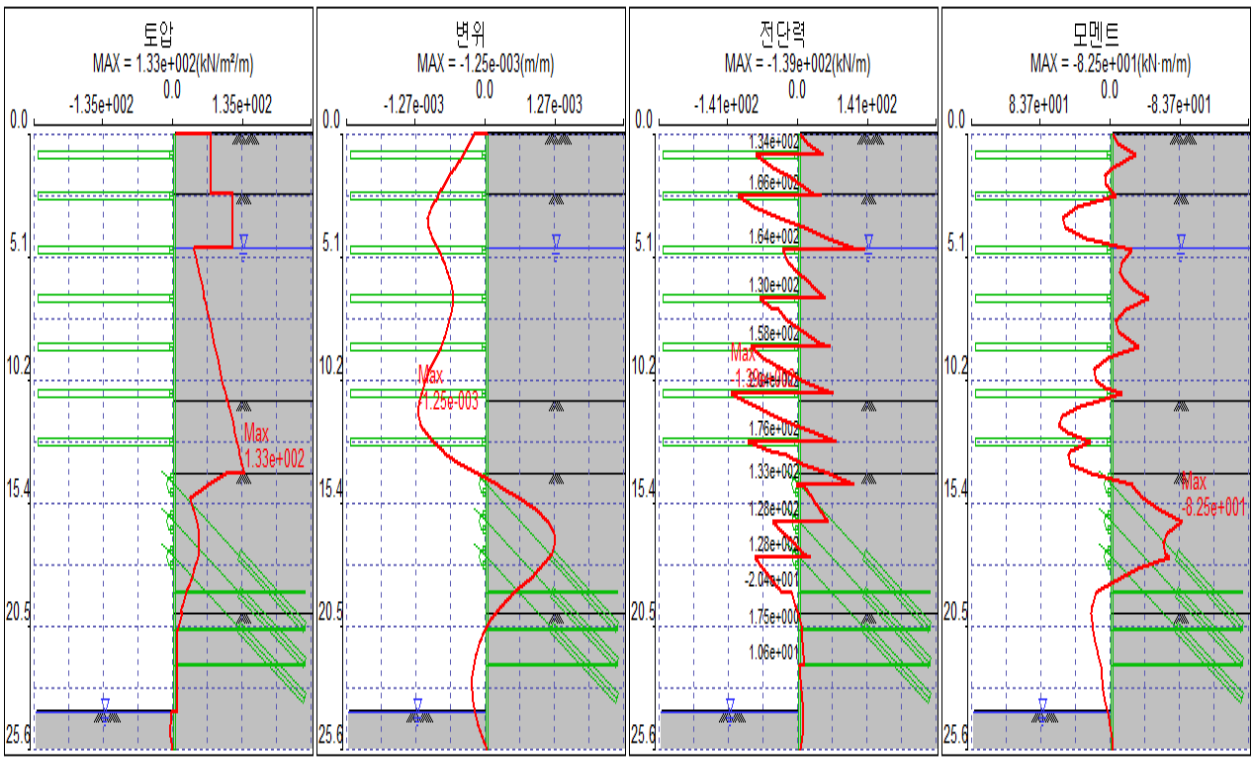
26) 시공 26 단계 [CS26 : 생성 록복트-2단]



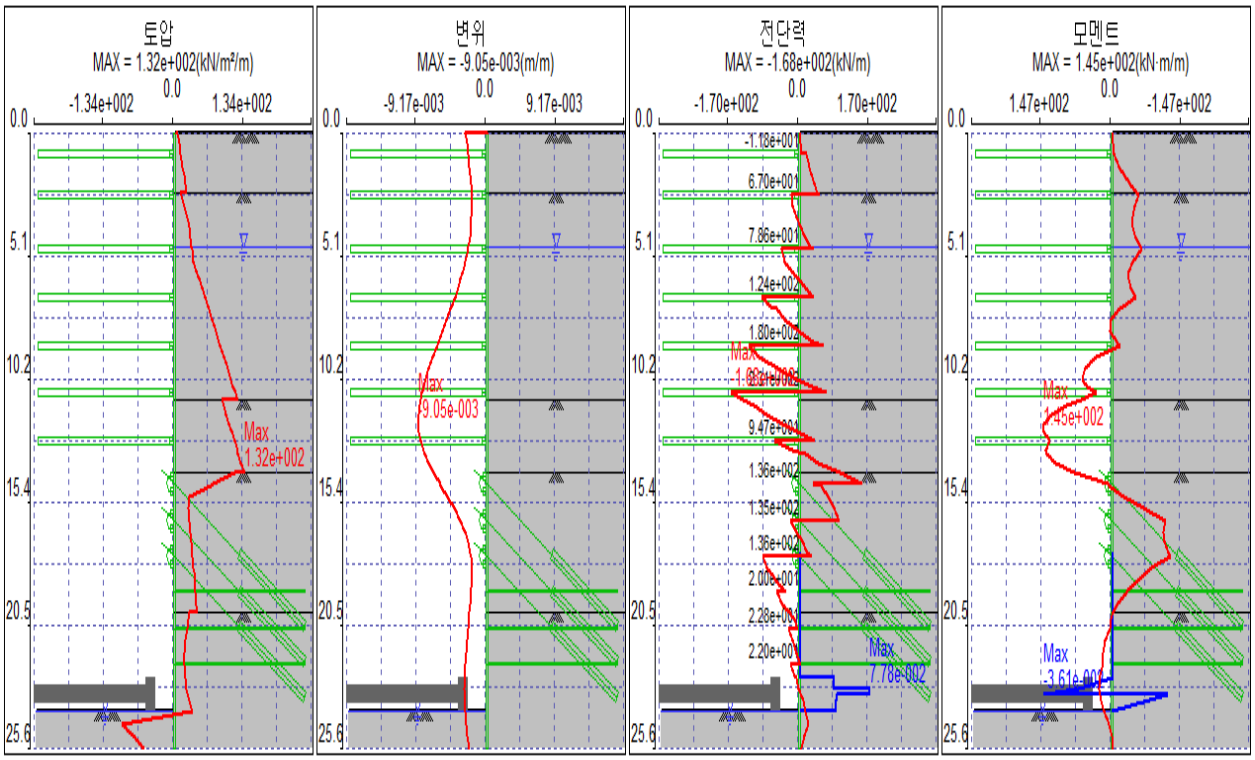
27) 시공 27 단계 [CS27 : 굴착 24.115 m]



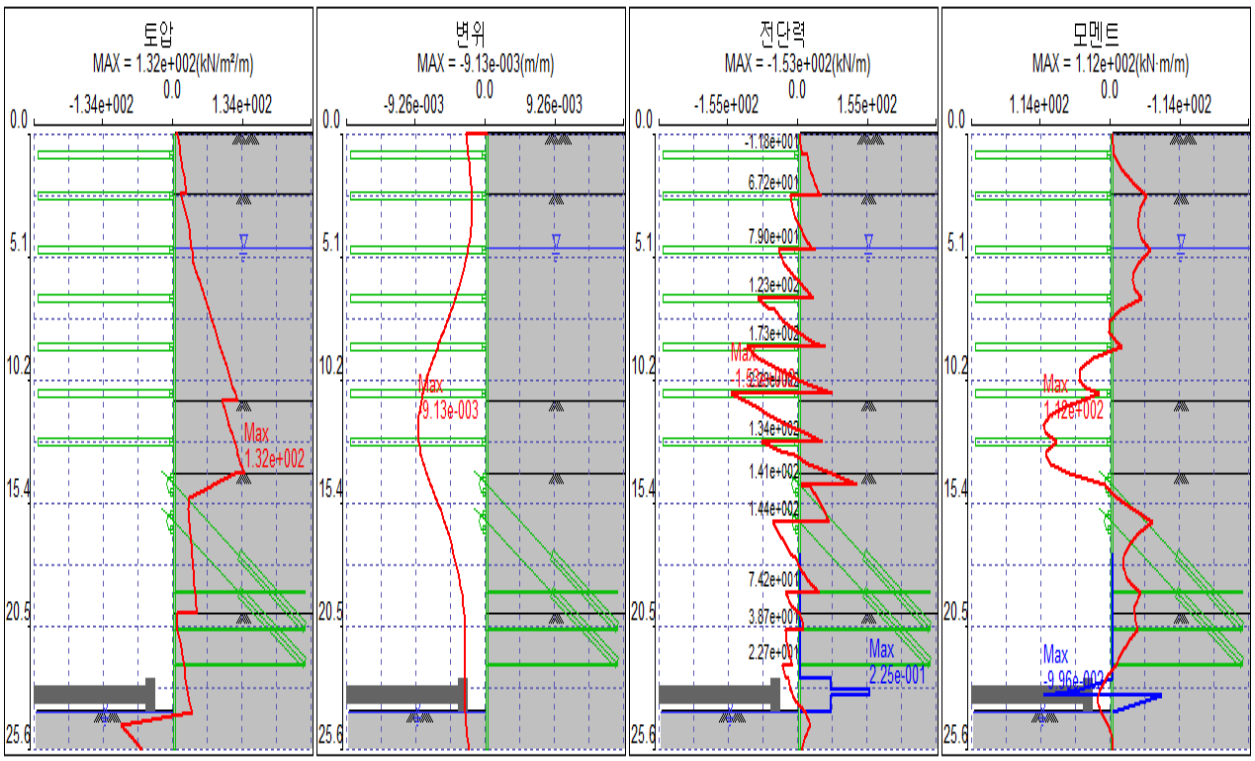
28) 시공 28 단계 [CS28 : PECK]



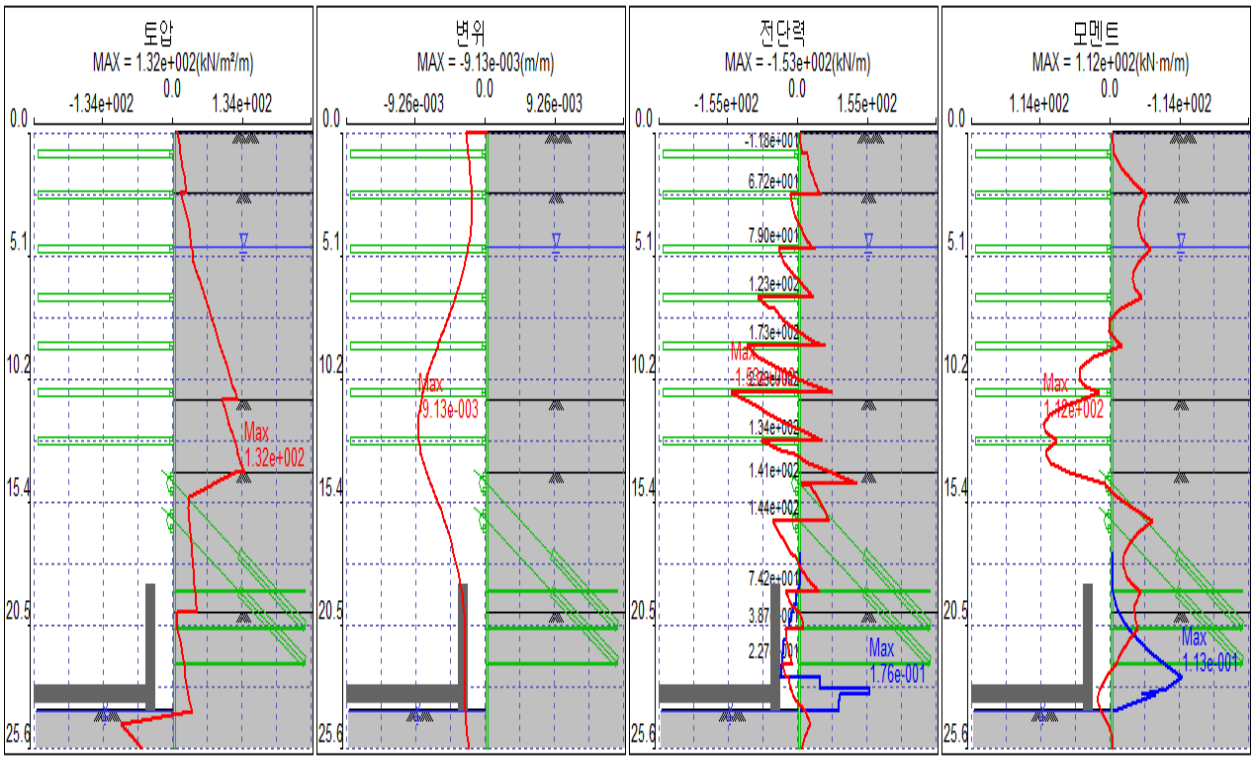
29) 시공 29 단계 [CS29 : 하단슬래브 타설]



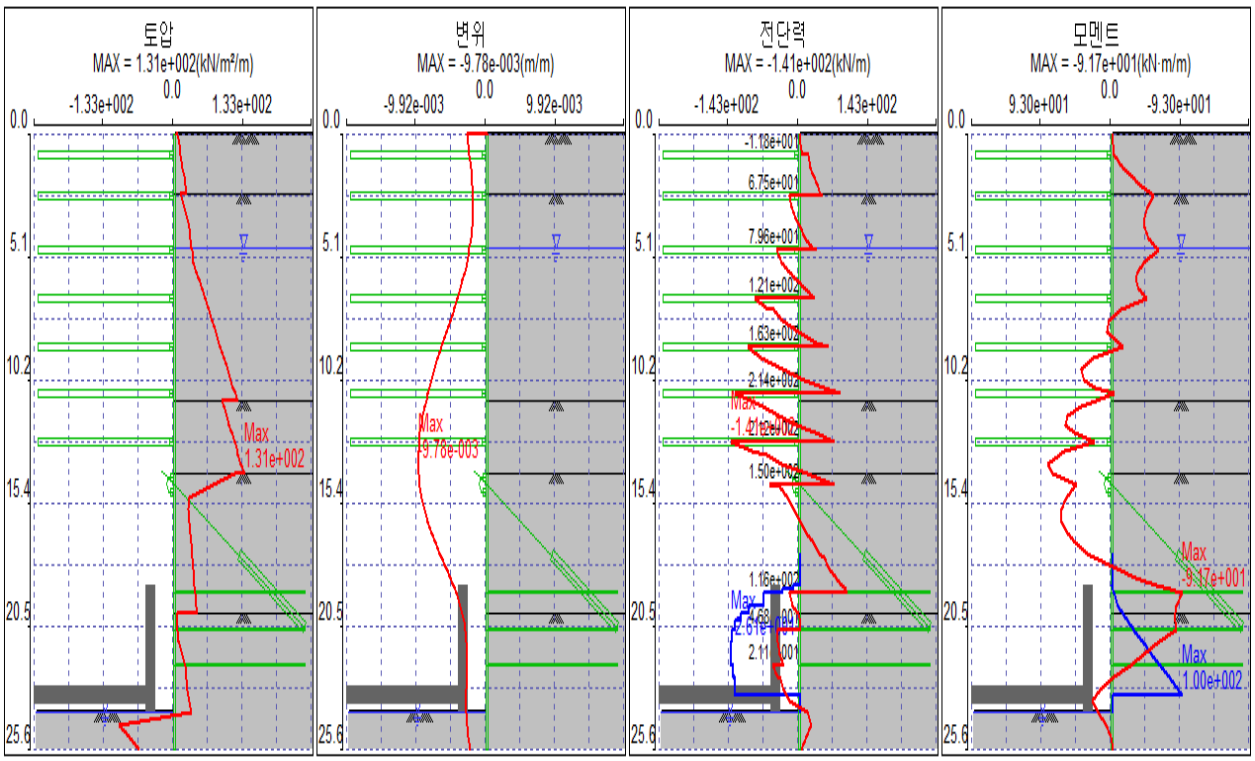
30) 시공 30 단계 [CS30 : 어스앵커3단 해체]



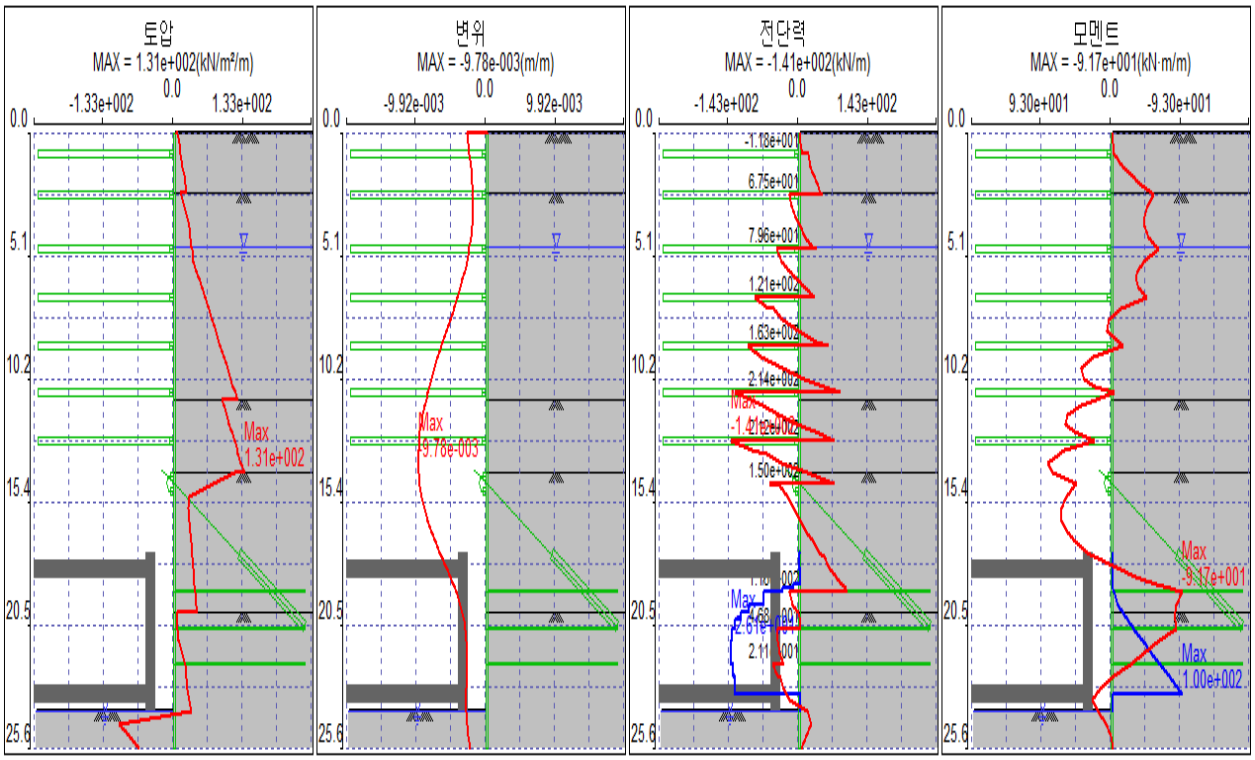
31) 시공 31 단계 [CS31 : 벽체 타설]



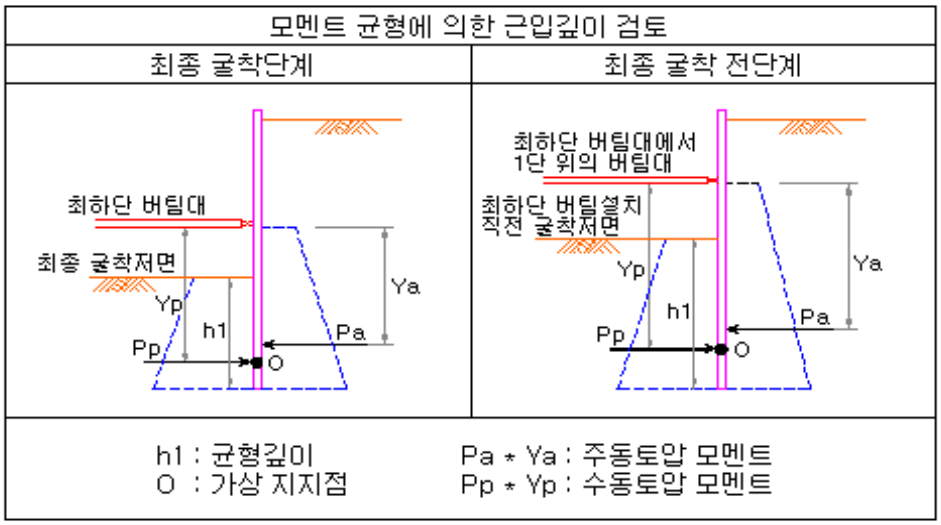
32) 시공 32 단계 [CS32 : 어스앵커2단 해체]



33) 시공 33 단계 [CS33 : 상부슬래브 타설]



14.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	0.004	1.500	31.491	5210.089	165.448	1.200	OK
최종 굴착 전단계	0.004	2.955	64.692	13490.794	208.539	1.200	OK

14.3.1 최종 굴착 단계의 경우

1) 토압의 작용폭

H-Pile

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 1 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 1 m

그 외 흙막이벽은 단위 폭당 작용함.

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -22.16 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 10.315 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.977 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 7.914 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 2.705 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (10.315 x 0.977) + (7.914 x 2.705) = 31.491 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1922.429 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 2.71 m

Mp = (Pp x Yp) = (1922.429 x 2.71) = 5210.089 kN · m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 5210.089 / 31.491 = 165.448

S.F. = 165.448 > 1.2 ... OK

14.3.2. 최종 굴착 전단계의 경우

1) 토압의 작용폭

H-Pile

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 1 m

- 수동측 : 굴착면 하부 = 1 m

그 외 흙막이벽은 단위 폭당 작용함.

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -20.663 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 10.536 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.998 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 15.591 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 3.474 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (10.536 x 0.998) + (15.591 x 3.474) = 64.692 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 3861.341 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 3.494 m

Mp = (Pp x Yp) = (3861.341 x 3.494) = 13490.794 kN·m

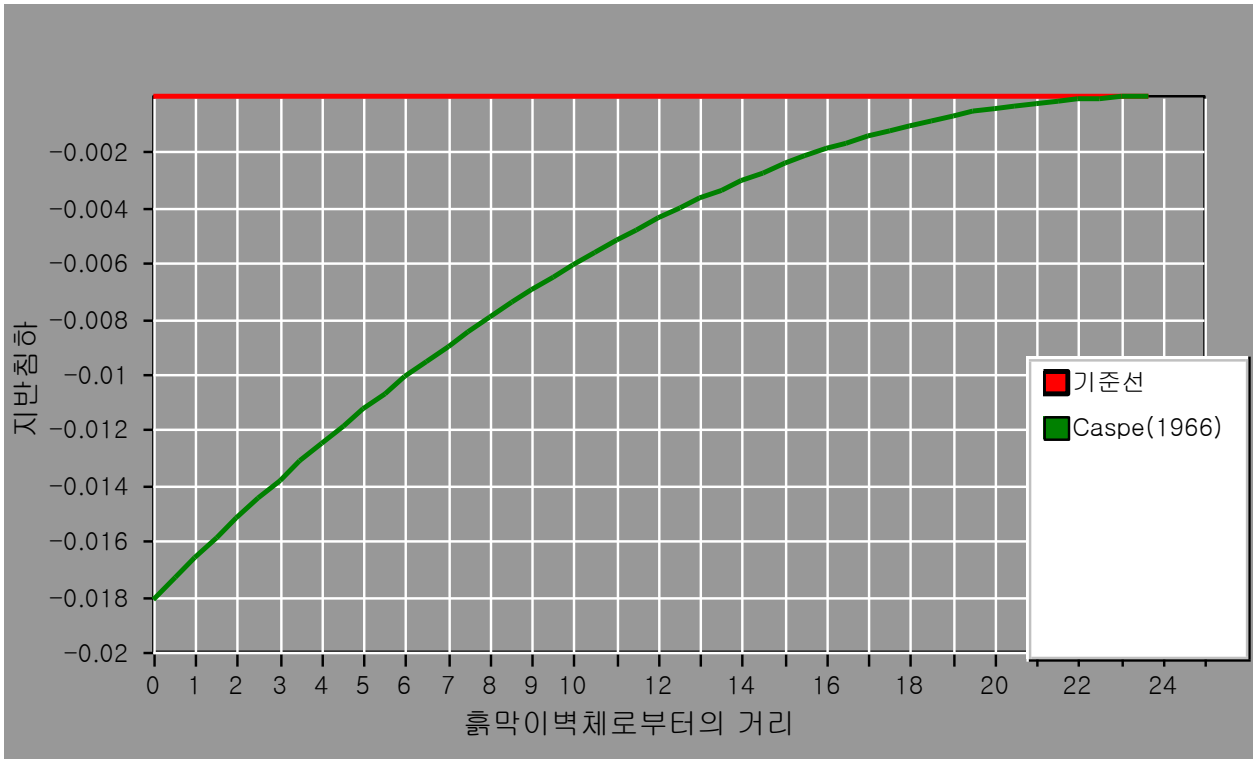
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 13490.794 / 64.692 = 208.539

S.F. = 208.539 > 1.2 ... OK

14.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



14.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.107 m³ /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 16.05 m, Hw = 24.115 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 23.976 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ/2)

Hp = 0.5 x 16.05 x tan(45 + 23.976/2) = 12.352 m

Ht = Hp + Hw = 12.352 + 24.115 = 36.467 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ/2)

D = 36.467 x tan(45-23.976/2) = 23.693 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.107 / 23.693 = -0.018 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.018 x ((23.693 - Xi) / 23.693)^2

거리 (벽면기준) (m)	지반 침하량 (mm)	절점간 침하량 (mm)	각변위 (x0.001)
0.00	-18.099	-0.756	-1.512
0.50	-17.343	-0.740	-1.479
1.00	-16.604	-0.724	-1.447
1.50	-15.880	-0.707	-1.415
2.00	-15.172	-0.691	-1.383
2.50	-14.481	-0.675	-1.350
3.00	-13.806	-0.659	-1.318

3.50	−13.147	−0.643	−1.286
4.00	−12.504	−0.627	−1.254
4.50	−11.877	−0.611	−1.222
5.00	−11.266	−0.595	−1.189
5.50	−10.671	−0.579	−1.157
6.00	−10.093	−0.562	−1.125
6.50	−9.531	−0.546	−1.093
7.00	−8.984	−0.530	−1.060
7.50	−8.454	−0.514	−1.028
8.00	−7.940	−0.498	−0.996
8.50	−7.442	−0.482	−0.964
9.00	−6.960	−0.466	−0.931
9.50	−6.495	−0.450	−0.899
10.00	−6.045	−0.433	−0.867
10.50	−5.612	−0.417	−0.835
11.00	−5.194	−0.401	−0.802
11.50	−4.793	−0.385	−0.770
12.00	−4.408	−0.369	−0.738
12.50	−4.039	−0.353	−0.706
13.00	−3.686	−0.337	−0.673
13.50	−3.350	−0.321	−0.641
14.00	−3.029	−0.304	−0.609
14.50	−2.725	−0.288	−0.577
15.00	−2.436	−0.272	−0.544
15.50	−2.164	−0.256	−0.512
16.00	−1.908	−0.240	−0.480
16.50	−1.668	−0.224	−0.448
17.00	−1.444	−0.208	−0.415
17.50	−1.236	−0.192	−0.383
18.00	−1.045	−0.175	−0.351
18.50	−0.869	−0.159	−0.319
19.00	−0.710	−0.143	−0.286
19.50	−0.567	−0.127	−0.254
20.00	−0.440	−0.111	−0.222
20.50	−0.329	−0.095	−0.190
21.00	−0.234	−0.079	−0.158
21.50	−0.155	−0.063	−0.125
22.00	−0.092	−0.047	−0.093
22.50	−0.046	−0.030	−0.061
23.00	−0.015	−0.014	−0.029
23.50	−0.001	−0.001	−0.006
23.69	0.000	0.000	0.000
Max	−18.099	−0.756	−1.512

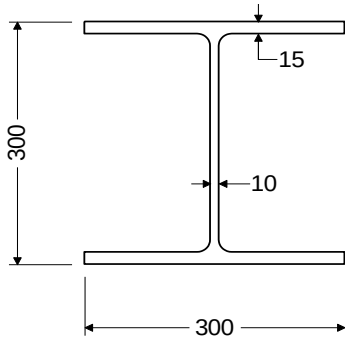
8.띠장 설계

8.1 Strut-1 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x300x10/15(SS400)

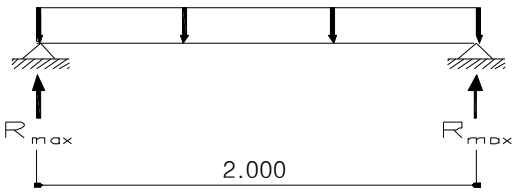
w (N/m)	922.2
A (mm^2)	11980.0
I_x (mm^4)	204000000.0
Z_x (mm^3)	1360000.0
A_w (mm^2)	2700.0
R_x (mm)	131.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 105.817 kN/m ---> Strut-1 (CS26 : Peck)

P = 105.817 × 2.00 m / 1 ea = 211.634 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 211.634 / (13 × 2.000)
= 97.677 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 97.677 × 2.000^2 / 8
= 48.839 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 97.677 × 2.000 / 2
= 97.677 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 48.839 x 1000000 / 1360000.0 = 35.911 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 97.677 x 1000 / 2700 = 36.177 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (35.911 + 35.911) / 35.911$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 300

= 6.667 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.667 − 4.6))

= 182.051 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 182.051 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.051 MPa > f_b = 35.911 MPa ---> O.K

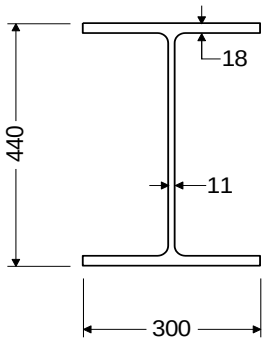
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 36.177 MPa ---> O.K

8.2 Strut-2 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

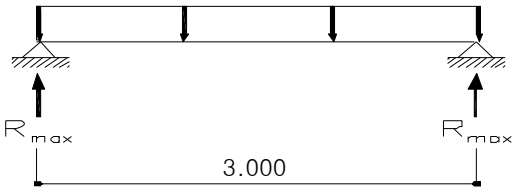
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 211.845 kN/m ---> Strut-2 (CS26 : Peck)

P = 211.845 × 3.00 m / 1 ea = 635.536 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 635.536 / (13 × 3.000)
= 195.549 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 195.549 × 3.000^2 / 8
= 219.993 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 195.549 × 3.000 / 2
= 293.324 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 219.993 x 1000000 / 2550000.0 = 86.272 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 293.324 x 1000 / 4444 = 66.005 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

Φ = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (86.272 + 86.272) / 86.272

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 86.272 MPa ---> O.K

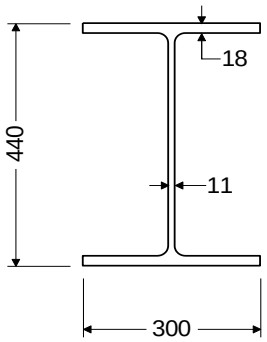
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 66.005 MPa ---> O.K

8.3 Strut-3 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

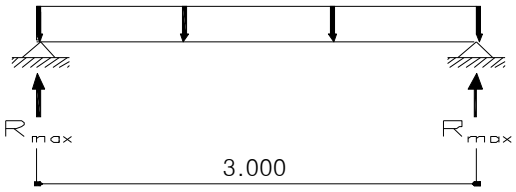
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 211.059 kN/m ---> Strut-3 (CS38 : 버팀3단 해체)

P = 211.059 × 3.00 m / 1 ea = 633.177 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 633.177 / (13 × 3.000)
= 194.824 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 194.824 × 3.000 ^{2} / 8
= 219.177 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 194.824 × 3.000 / 2
= 292.235 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 219.177 x 1000000 / 2550000.0 = 85.952 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 292.235 x 1000 / 4444 = 65.760 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (85.952 + 85.952) / 85.952$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 85.952 MPa ---> O.K

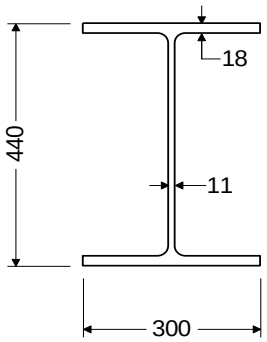
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 65.760 MPa ---> O.K

8.4 Strut-4 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

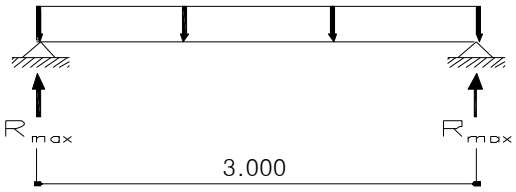
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 257.124 kN/m ---> Strut-4 (CS37 : 공기정화 벽체3)

P = 257.124 × 3.00 m / 1 ea = 771.372 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 771.372 / (13 × 3.000)
= 237.345 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 237.345 × 3.000 ^{2} / 8
= 267.013 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 237.345 × 3.000 / 2
= 356.018 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 267.013 x 1000000 / 2550000.0 = 104.711 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 356.018 x 1000 / 4444 = 80.112 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (104.711 + 104.711) / 104.711$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 104.711 MPa ---> O.K

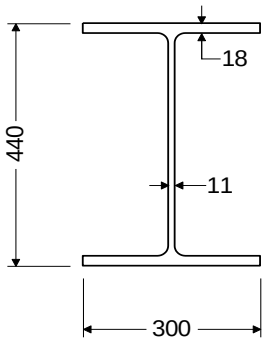
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 80.112 MPa ---> O.K

8.5 Strut-5 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

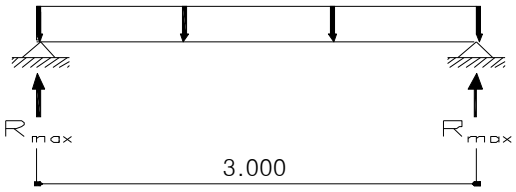
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 272.531 kN/m ---> Strut-5 (CS11 : 굴착 13.26 m)

P = 272.531 × 3.00 m / 1 ea = 817.592 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 817.592 / (13 × 3.000)
= 251.567 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 251.567 × 3.000 ^{2} / 8
= 283.013 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 251.567 × 3.000 / 2
= 377.350 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 283.013 x 1000000 / 2550000.0 = 110.985 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 377.350 x 1000 / 4444 = 84.912 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (110.985 + 110.985) / 110.985

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 110.985 MPa ---> O.K

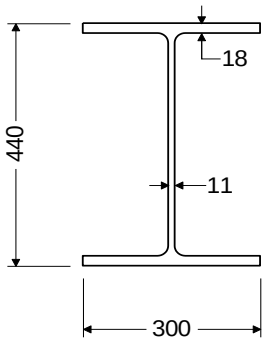
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 84.912 MPa ---> O.K

8.6 Strut-6 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

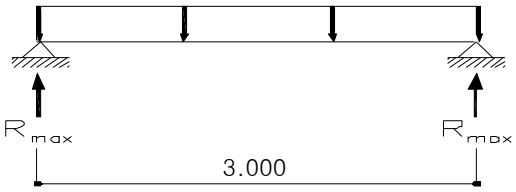
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 289.723 kN/m ---> Strut-6 (CS33 : 공기정화 벽체1)

P = 289.723 × 3.00 m / 1 ea = 869.170 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 869.170 / (13 × 3.000)
= 267.437 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 267.437 × 3.000 ^{2} / 8
= 300.867 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 267.437 × 3.000 / 2
= 401.156 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 300.867 x 1000000 / 2550000.0 = 117.987 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 401.156 x 1000 / 4444 = 90.269 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (117.987 + 117.987) / 117.987$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 117.987 MPa ---> O.K

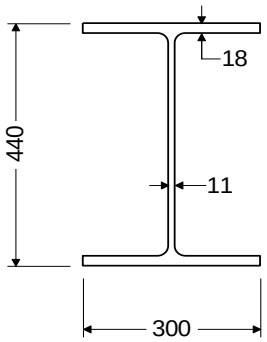
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 90.269 MPa ---> O.K

8.7 Strut-7 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

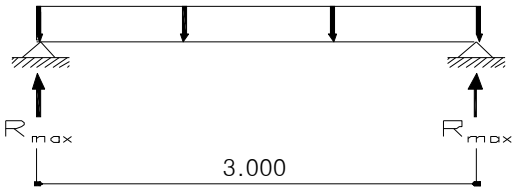
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 189.770 kN/m ---> Strut-7 (CS31 : 상단슬래브)

P = 189.770 × 3.00 m / 1 ea = 569.309 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 569.309 / (13 × 3.000)
= 175.172 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 175.172 × 3.000 ^{2} / 8
= 197.068 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 175.172 × 3.000 / 2
= 262.758 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 197.068 x 1000000 / 2550000.0 = 77.282 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 262.758 x 1000 / 4444 = 59.126 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (77.282 + 77.282) / 77.282

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 77.282 MPa ---> O.K

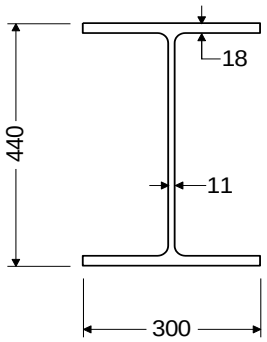
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 59.126 MPa ---> O.K

8.8 Strut-8 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

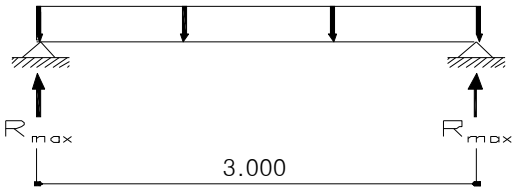
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 182.629 kN/m ---> Strut-8 (CS26 : Peck)

P = 182.629 × 3.00 m / 1 ea = 547.886 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 547.886 / (13 × 3.000)
= 168.580 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 168.580 × 3.000^2 / 8
= 189.653 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 168.580 × 3.000 / 2
= 252.871 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 189.653 x 1000000 / 2550000.0 = 74.374 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 252.871 x 1000 / 4444 = 56.902 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (74.374 + 74.374) / 74.374$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 74.374 MPa ---> O.K

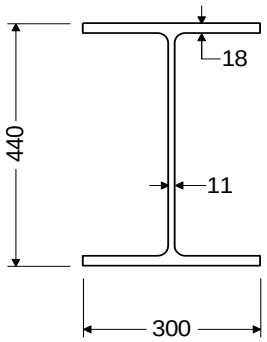
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 56.902 MPa ---> O.K

8.9 Strut-9 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

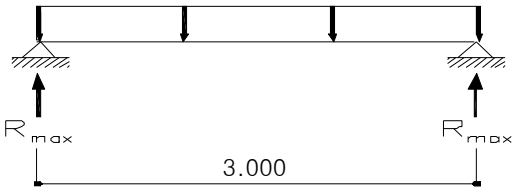
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 127.453 kN/m ---> Strut-9 (CS26 : Peck)

P = 127.453 × 3.00 m / 1 ea = 382.358 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 382.358 / (13 × 3.000)
= 117.649 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 117.649 × 3.000 ^{2} / 8
= 132.355 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 117.649 × 3.000 / 2
= 176.473 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 132.355 x 1000000 / 2550000.0 = 51.904 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 176.473 x 1000 / 4444 = 39.710 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.5 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (51.904 + 51.904) / 51.904

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.5 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))

= 170.847 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 170.847 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.847 MPa > f_b = 51.904 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 39.710 MPa ---> O.K

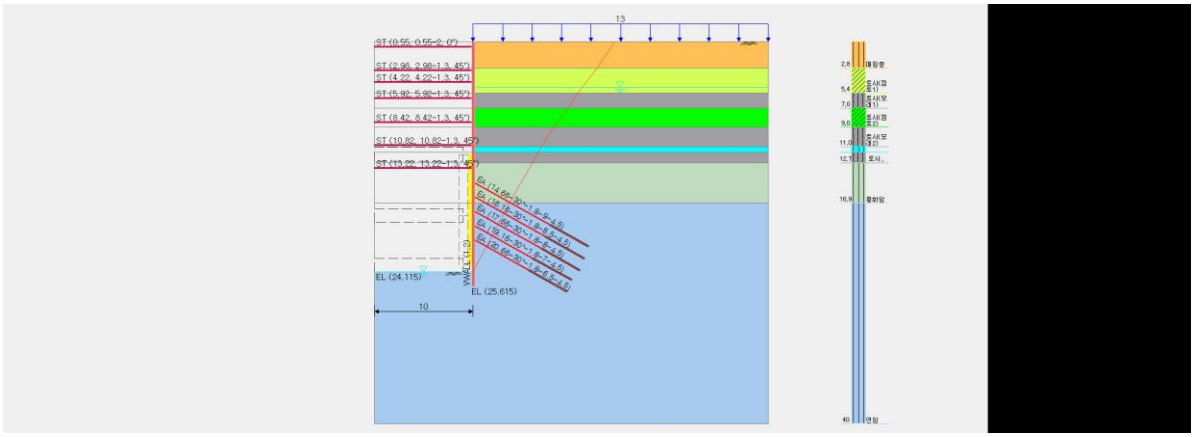
GeoX 구조계산서

TYPE-21(갱문) 해체단계 검토 Rev.04

목 차

1.표준단면
2.설계요약
3.설계조건
3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재
3.2 재료의 허용응력
3.3 적용 프로그램
4.지보재 설계
4.1 Strut 설계 (Strut-1)
4.2 Strut 설계 (Strut-2)
4.3 Strut 설계 (Strut-3)
4.4 Strut 설계 (Strut-4)
4.5 Strut 설계 (Strut-5)
4.6 Strut 설계 (Strut-6)
4.7 Strut 설계 (Strut-7)
4.8 Earth Anchor 설계 (Strut-8, Strut-9, Strut-10, Strut-11, Strut-12)
5.사보강 Strut 설계
5.1 Strut-2
5.2 Strut-3
5.3 Strut-4
5.4 Strut-5
5.5 Strut-6
5.6 Strut-7
6.띠장 설계
6.1 Strut-1 띠장 설계
6.2 Strut-2 띠장 설계
6.3 Strut-3 띠장 설계
6.4 Strut-4 띠장 설계
6.5 Strut-5 띠장 설계
6.6 Strut-6 띠장 설계
6.7 Strut-7 띠장 설계
6.8 Strut-8 띠장 설계
6.9 Strut-9 띠장 설계
6.10 Strut-10 띠장 설계
6.11 Strut-11 띠장 설계
6.12 Strut-12 띠장 설계
7.측면말뚝 설계
7.1 흙막이벽(우)
8. 흙막이 벽체 설계
8.1 흙막이벽(우) 설계 (0.00m ~ 24.11m)
9.전산 입력 정보
10.해석결과

1.표준단면


13
ST (0.55, 0.55-2, 0°)
ST (2.98, 2.98-1.3, 45°)
ST (4.22, 4.22-1.3, 45°)
ST (5.92, 5.92-1.3, 45°)
ST (8.42, 8.42-1.3, 45°)
ST (10.82, 10.82-1.3, 45°)
ST (13.22, 13.22-1.3, 45°)
EL (24.115)
EL (25.615)
10
2.0
5.4
7.0
9.0
11.0
12.7
16.9
40

2.설계요약

2.1 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
Strut-1 H 700x300x13/24	0.55	휨응력	6.944	127.581	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	15.763	196.595	O.K		
		전단응력	2.360	120.000	O.K		
Strut-2 P 406.4x12	2.98	휨응력	28.266	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	21.626	162.120	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	119.183	O.K		
Strut-3 P 406.4x12	4.22	휨응력	28.266	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	17.502	162.120	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	119.183	O.K		
Strut-4 P 406.4x12	5.92	휨응력	28.266	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	24.990	162.120	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	119.183	O.K		
Strut-5 P 406.4x12	8.42	휨응력	28.266	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	33.123	162.120	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	119.183	O.K		
Strut-6 P 406.4x12	10.82	휨응력	28.266	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	32.174	162.120	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	119.183	O.K		
Strut-7 P 406.4x12	13.22	휨응력	28.266	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	27.293	162.120	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	119.183	O.K		

부 재	위 치 (m)	Strand 소요개수산정	자유장 산정	정착장 산정
Strut-8 Strand12.7x4EA	14.66	O.K	O.K	O.K
Strut-9 Strand12.7x4EA	16.16	O.K	O.K	O.K
Strut-10 Strand12.7x4EA	17.66	O.K	O.K	O.K
Strut-11 Strand12.7x4EA	19.16	O.K	O.K	O.K
Strut-12 Strand12.7x4EA	20.66	O.K	O.K	O.K

2.2 사보강 Strut

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
Strut-2 P 406.4x12	2.98	휨응력	28.266	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	27.241	162.120	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.697	119.183	O.K	볼트수량	O.K
Strut-3 P 406.4x12	4.22	휨응력	15.801	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	21.408	179.975	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.016	119.183	O.K	볼트수량	O.K
Strut-4 P 406.4x12	5.92	휨응력	15.801	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	31.998	179.975	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.016	119.183	O.K	볼트수량	O.K
Strut-5 P 406.4x12	8.42	휨응력	15.801	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	43.500	179.975	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.016	119.183	O.K	볼트수량	O.K
Strut-6 P 406.4x12	10.82	휨응력	15.801	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	42.158	179.975	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.016	119.183	O.K	볼트수량	O.K
Strut-7 P 406.4x12	13.22	휨응력	15.801	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	35.255	179.975	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.016	119.183	O.K	볼트수량	O.K

2.3 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
Strut-1 H 300x305x15/15	0.55	휨응력	40.260	202.689	O.K	
		전단응력	28.629	120.000	O.K	
Strut-2 H 300x300x10/15	2.98	휨응력	22.230	210.000	O.K	
		전단응력	34.453	120.000	O.K	
Strut-3 H 300x300x10/15	4.22	휨응력	15.466	210.000	O.K	
		전단응력	23.970	120.000	O.K	
Strut-4 H 300x300x10/15	5.92	휨응력	27.745	210.000	O.K	
		전단응력	43.001	120.000	O.K	
Strut-5 H 300x300x10/15	8.42	휨응력	41.083	210.000	O.K	
		전단응력	63.673	120.000	O.K	
Strut-6 H 300x300x10/15	10.82	휨응력	39.528	210.000	O.K	
		전단응력	61.262	120.000	O.K	
Strut-7 H 300x300x10/15	13.22	휨응력	31.523	210.000	O.K	
		전단응력	48.856	120.000	O.K	
Strut-8 2H 250x250x9/14	14.66	휨응력	36.003	200.289	O.K	
		전단응력	52.077	120.000	O.K	
Strut-9 2H 250x250x9/14	16.16	휨응력	38.631	200.289	O.K	
		전단응력	55.878	120.000	O.K	
Strut-10 2H 250x250x9/14	17.66	휨응력	42.960	200.289	O.K	
		전단응력	62.139	120.000	O.K	
Strut-11 2H 250x250x9/14	19.16	휨응력	43.795	200.289	O.K	
		전단응력	63.347	120.000	O.K	
Strut-12 2H 250x250x9/14	20.66	휨응력	39.182	200.289	O.K	
		전단응력	56.674	120.000	O.K	

2.4 측면말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우) H 300x305x15/15	-	휨응력	124.595	202.698	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	36.756	231.496	O.K	수평변위	O.K
		전단응력	56.251	165.000	O.K	지지력	O.K

2.5 흙막이벽체설계

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우)	0.00 ~ 24.12	휨응력	10.136	13.500	O.K	두께검토	O.K
		전단응력	0.696	1.050	O.K		

2.6 흙막이벽체 수평변위

부 재	시공단계	최대수평변위(mm)	허용수평변위(mm)	비 고
흙막이벽(우)	CS38 : 기계실 상단슬래브 타설	24.756	48.230	O.K

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

H Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관), Earth Anchor로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

H Pile

엄지말뚝간격 : 1.20m

다. 지보재

Strut	–	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	1.30	m
		P 406.4x12	수평간격 :	1.30	m
		P 406.4x12	수평간격 :	1.30	m
		P 406.4x12	수평간격 :	1.30	m
		P 406.4x12	수평간격 :	1.30	m
		P 406.4x12	수평간격 :	1.30	m
Earth Anchor	–	Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.80	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.80	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.80	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.80	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.80	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
H-PILE (측벽)	H 300x305x15/15(SM490)	1.20m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x12(SS400)	1.30m	
사보강 버팀보	P 406.4x12(SS400)	1.30m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	–	
	H 300x300x10/15(SS400)	–	
	H 250x250x9/14(SS400)	–	

3.2 재료의 허용응력

가. 강재

[강재의 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		SS400,SM400, SMA400	SM490	SM490Y,SM520, SMA490	SM570,SMA570
축방향 인장 (순단면)		210	285	322.5	405
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 18.6$ 210	$0 < \ell/r \le 16$ 285	$0 < \ell/r \le 15.1$ 322.5	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405
		$18.6 < \ell/r \le 92.8$ $210 - 1.23(\ell/r - 18.6)$	$16 < \ell/r \le 80.1$ $285 - 1.935(\ell/r - 16)$	$15.1 < \ell/r \le 75.5$ $322.5 - 2.33(\ell/r - 15.1)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.285(\ell/r - 13.4)$
		$92.8 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$75.5 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,400+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	210	285	322.5	405
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.6$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.8$ 322.5	$\ell/b \le 3.4$ 405
		$4.6 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.735(\ell/b - 4.6)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.865(\ell/b - 4.0)$	$3.8 < \ell/b \le 27$ $322.5 - 7.035(\ell/b - 3.8)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$
전단응력 (총단면)		120	165	188	233
지압응력		315	428	488	608
용접 강도	공 장	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%
	현 장	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%

종 류		HSB500	HSB600	HSB800	비고
축방향 인장 (순단면)		345	405	570	230x1.5=345 270x1.5=405 380x1.5=570
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 14.6$ 345	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405	$0 < \ell/r \le 18.0$ 570	
		$14.6 < \ell/r \le 73.0$ $345 - 2.58(\ell/r - 14.6)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.29(\ell/r - 13.4)$	$18.0 < \ell/r \le 54.2$ $570 - 6.27(\ell/r - 18)$	
		$73 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,100+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$	$54.2 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{2,300+(\ell/r)^2}$	
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	345	405	570	
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 3.6$ 345	$\ell/b \le 3.4$ 405	$\ell/b \le 5.4$ 570	
		$3.6 < \ell/b \le 27$ $345 - 7.79(\ell/b - 3.6)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$	$5.4 < \ell/b \le 19$ $570 - 18.9(\ell/b - 5.4)$	
전단응력 (총단면)		203	233	330	135x1.5=203 155x1.5=233 220x1.5=330

종 류	축방향 인장 (순단면)	축방향 압축 (총단면)	휨압축응력	지압응력
비 고	140x1.5=210 190x1.5=285 215x1.5=322.5 270x1.5=405	ℓ(mm) : 유효좌굴장 r(mm): 단면회전 반지름	ℓ : 플랜지의 고정점간거리 b : 압축플랜지의 폭	강판과 강판
판두께	40mm이하	40mm이하	40mm이하 $A_w/A_c \leq 2$	40mm이하

나. 강널말뚝

[강널말뚝 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		강널말뚝 (SY30)
휨응력	인장응력	270
	압축응력	270
전단응력		150

다. 볼트

[볼트 허용응력] (MPa)

볼 트 종 류	응력의 종류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	4T 기준
	지 압	315	
고장력 볼트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	
고장력 볼트	전 단	190	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.7.0

나. 탄소성법

다. Rankine 토압

4.지보재 설계

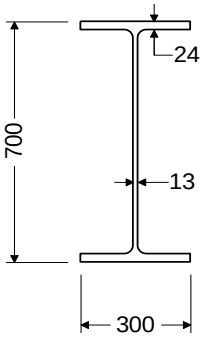
4.1 Strut 설계 (Strut-1)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.000 m

(2) 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1812.924
A (mm^2)	23550
I_x (mm^4)	2010000000
Z_x (mm^3)	5760000
R_x (mm)	293.0
R_y (mm)	67.8



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 125.611 kN/m ---> Strut-1 (CS26 : Peck)
= 125.611 x 2.00 / 1 단
= 251.221 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 251.221 + 120.0 = 371.221 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.000 x 8.000 / 8 / 1 단
= 40.000 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.000 / 2 / 1 단
= 20.000 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.000 x 1000000 / 5760000.0 = 6.944 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 371.221 x 1000 / 23550 = 15.763 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 20.000 x 1000 / 8476 = 2.360 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 1.323

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (22.708 - 8.819) / 22.708$

= 0.612

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000

= 210.000 MPa

L_x / R_x = 8000 / 293

27.304 ---> 18.6 < Lx/Rx ≤ 92.8 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (27.304 − 18.6))

= 199.294 MPa

$f_{cax} = f_{cagx} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 199.294 MPa

L_y / R_y = 2000 / 67.8

29.499 ---> 18.6 < Ly/Ry ≤ 92.8 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (29.499 − 18.6))

= 196.595 MPa

$f_{cay} = f_{cagy} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 196.595 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 196.595 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 8000 / 300

= 26.667 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (140 − 2.49 x (26.667 − 4.6))

= 127.581 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 127.581 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (27.304)^2

= 2414.503 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 196.595$ MPa $> f_c = 15.763$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 127.581$ MPa $> f_b = 6.944$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 120.000$ MPa $> \tau = 2.360$ MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{15.763}{196.595} + \frac{6.944}{127.581 \times (1 - (15.763 / 2414.503))}$$

$$= 0.135 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 15.763 + \frac{6.944}{1 - (15.763 / 2414.503)}$$

$$= 22.753 < f_{cal} = 210.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.135 , 0.108)

= 0.135 < 1.0 ---> O.K

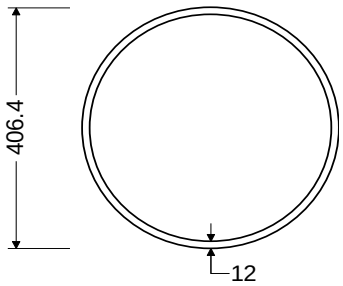
4.2 Strut 설계 (Strut-2)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 1.30 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 155.038 kN/m ---> Strut-2 (CS26 : Peck)
= 155.038 x 1.30 / 1 단
= 201.549 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 201.549 + 120.0 = 321.549 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 \times 1000000 / 1424000.0 = 28.266$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 321.549 \times 1000 / 14868.5 = 21.626$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0} = 2.697$ MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.113 x 12)

= 15.210 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.113

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (49.892 − −6.640) / 49.892

= 1.133 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000

= 210.000 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 162.120 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}

= 162.120 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (57.527)^2

= 543.915 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 1 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 119.183 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 162.120 MPa > f_c = 21.626 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 119.183 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{21.626}{162.120} + \dfrac{28.266}{210.000 \times (1 - (21.626 / 543.915))}$

= 0.274 < 1.0 ---> O.K

f + $\dfrac{f_{bx}}{\quad}$

$$f'_c' = \frac{}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 21.626 + \frac{28.266}{1 - (21.626 / 543.915)}$$

$$= 51.062 < f_{cal} = 210.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.274 , 0.243)

= 0.274 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{49.892}{162.120} + \left\{ \frac{2.697}{119.183} \right\}^2$$

= 0.308 < 1.0 ---> O.K

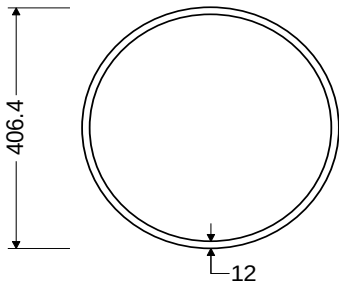
4.3 Strut 설계 (Strut-3)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 1.30 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 107.863 kN/m ---> Strut-3 (CS7 : 굴착 6.42 m)
= 107.863 x 1.30 / 1 단
= 140.222 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 140.222 + 120.0 = 260.222 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 \times 1000000 / 1424000.0 = 28.266$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 260.222 \times 1000 / 14868.5 = 17.502$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0} = 2.697$ MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.124 x 12)

= 15.072 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.124

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (45.767 − −10.764) / 45.767

= 1.235 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000

= 210.000 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 162.120 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}

= 162.120 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (57.527)^2

= 543.915 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 1 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 119.183 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 162.120 MPa > f_c = 17.502 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 119.183 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{17.502}{162.120} + \dfrac{28.266}{210.000 \times (1 - (17.502 / 543.915))}$

= 0.247 < 1.0 ---> O.K

f + $\dfrac{f_{bx}}{\quad}$

$$f'_c = \frac{}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 17.502 + \frac{28.266}{1 - (17.502 / 543.915)}$$

$$= 46.707 < f_{cal} = 210.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.247 , 0.222)

= 0.247 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{45.767}{162.120} + \left\{ \frac{2.697}{119.183} \right\}^2$$

= 0.283 < 1.0 ---> O.K

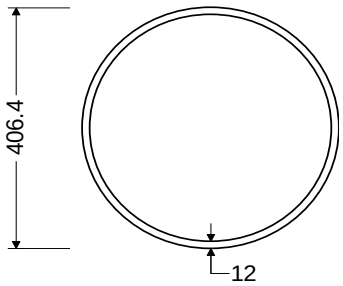
4.4 Strut 설계 (Strut-4)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 1.30 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 193.506 kN/m ---> Strut-4 (CS9 : 굴착 8.92 m)
= 193.506 x 1.30 / 1 단
= 251.558 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 251.558 + 120.0 = 371.558 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 \times 1000000 / 1424000.0 = 28.266$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 371.558 \times 1000 / 14868.5 = 24.990$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0} = 2.697$ MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.106 x 12)

= 15.308 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.106

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (53.255 − −3.276) / 53.255

= 1.062 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000

= 210.000 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 162.120 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}

= 162.120 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (57.527)^2

= 543.915 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 1 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 119.183 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 162.120 MPa > f_c = 24.990 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 119.183 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{24.990}{162.120} + \dfrac{28.266}{210.000 \times (1 - (24.990 / 543.915))}$

= 0.295 < 1.0 ---> O.K

f + $\dfrac{f_{bx}}{\quad}$

$$f'_c' = \frac{}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 24.990 + \frac{28.266}{1 - (24.990 / 543.915)}$$

$$= 54.617 < f_{cal} = 210.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.295 , 0.260)

= 0.295 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{53.255}{162.120} + \left\{ \frac{2.697}{119.183} \right\}^2$$

$$= 0.329 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

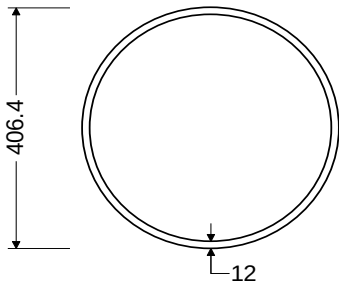
4.5 Strut 설계 (Strut-5)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 1.30 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 286.528 kN/m ---> Strut-5 (CS37 : 버팀보 5단 해체)
= 286.528 x 1.30 / 1 단
= 372.487 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 372.487 + 120.0 = 492.487 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 492.487 x 1000 / 14868.5 = 33.123 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.092 x 12)

= 15.505 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.092

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (61.389 − 4.857) / 61.389

= 0.921 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000

= 210.000 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 162.120 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}

= 162.120 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (57.527)^2

= 543.915 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 1 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 119.183 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 162.120 MPa > f_c = 33.123 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 119.183 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{33.123}{162.120} + \dfrac{28.266}{210.000 \times (1 - (33.123 / 543.915))}$

= 0.348 < 1.0 ---> O.K

f + $\dfrac{f_{bx}}{\quad}$

$$f'_c = \frac{}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 33.123 + \frac{28.266}{1 - (33.123 / 543.915)}$$

$$= 63.221 < f_{cal} = 210.000 \quad ---> \quad O.K$$

∴ 안전율 = Max.(0.348 , 0.301)

= 0.348 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{61.389}{162.120} + \left\{ \frac{2.697}{119.183} \right\}^2$$

$$= 0.379 < 1.0 \quad ---> \quad O.K$$

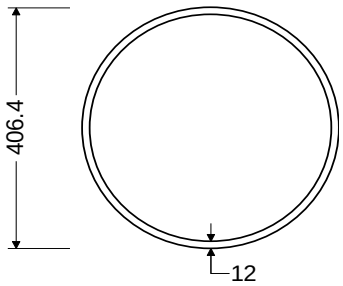
4.6 Strut 설계 (Strut-6)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 1.30 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 275.680 kN/m ---> Strut-6 (CS26 : Peck)
= 275.680 x 1.30 / 1 단
= 358.384 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 358.384 + 120.0 = 478.384 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 478.384 x 1000 / 14868.5 = 32.174 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.094 x 12)

= 15.485 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.094

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (60.440 − 3.909) / 60.440

= 0.935 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000

= 210.000 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 162.120 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}

= 162.120 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (57.527)^2

= 543.915 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 1 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 119.183 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 162.120 MPa > f_c = 32.174 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 119.183 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{32.174}{162.120} + \frac{28.266}{210.000 \times (1 - (32.174 / 543.915))}$

= 0.342 < 1.0 ---> O.K

f + $\frac{f_{bx}}{\quad}$

$$f'_c = \frac{f_{ca}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 32.174 + \frac{28.266}{1 - (32.174 / 543.915)}$$

$$= 62.217 < f_{cal} = 210.000 \quad ---> \quad O.K$$

∴ 안전율 = Max.(0.342 , 0.296)

= 0.342 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{60.440}{162.120} + \left\{ \frac{2.697}{119.183} \right\}^2$$

$$= 0.373 < 1.0 \quad ---> \quad O.K$$

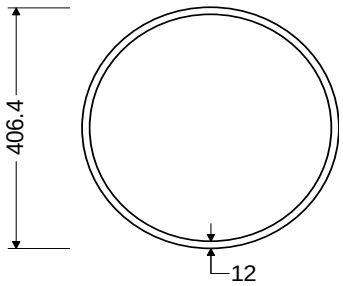
4.7 Strut 설계 (Strut-7)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 1.30 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 219.854 kN/m ---> Strut-7 (CS34 : 어스앵커 1단 해체)
= 219.854 x 1.30 / 1 단
= 285.810 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 285.810 + 120.0 = 405.810 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 8.025 x 8.025 / 8 / 1 단
= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 8.025 / 2 / 1 단
= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 405.810 x 1000 / 14868.5 = 27.293 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.102 x 12)

= 15.369 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.102

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (55.559 − −0.972) / 55.559

= 1.018 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000

= 210.000 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 162.120 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}

= 162.120 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (57.527)^2

= 543.915 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 1 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 119.183 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 162.120 MPa > f_c = 27.293 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 119.183 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{27.293}{162.120} + \dfrac{28.266}{210.000 \times (1 - (27.293 / 543.915))}$

= 0.310 < 1.0 ---> O.K

f + $\dfrac{f_{bx}}{\quad}$

$$f'_c = \frac{}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 27.293 + \frac{28.266}{1 - (27.293 / 543.915)}$$

$$= 57.052 < f_{cal} = 210.000 \quad ---> \quad O.K$$

∴ 안전율 = Max.(0.310 , 0.272)

= 0.310 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{55.559}{162.120} + \left\{ \frac{2.697}{119.183} \right\}^2$$

= 0.343 < 1.0 ---> O.K

4.8 Earth Anchor 설계 (Strut-8, Strut-9, Strut-10, Strut-11, Strut-12)

가. 설계제원

(1) 사용앵커 : P.C strand ϕ12.7mm 4-wire (SWPC7B) : 4 ea

A_p (mm^2)	394.84	f_{py} (N/mm^2)	1570.0
D_s (mm)	12.70	f_{pu} (N/mm^2)	1860.0
천공경, D (mm)	100.0	E_p (N/mm^2)	200000

(2) ANCHOR의 허용인장력

구 분		사용기간	인장재 극한하중 (f_{pu})에 대하여	인장재 항복하중 (f_{py})에 대하여	적용
일 시 앵 커		2년 미만	0.65 f_{pu}	0.80 f_{py}	×
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	0.60 f_{pu}	0.75 f_{py}	O
	지진시	2년 이상	0.75 f_{pu}	0.90 f_{py}	×

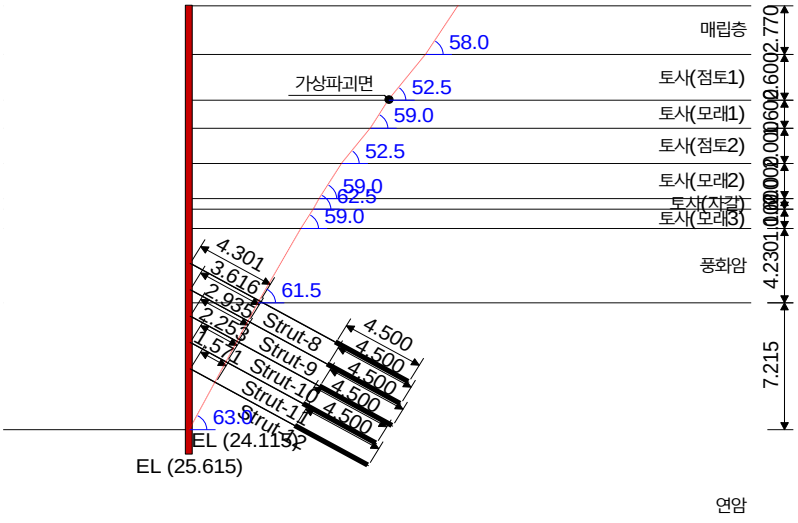
(3) 허용인장강도 : P_a = Min. (0.60 x f_{pu} x A_p , 0.75 x f_{py} x A_p)

= Min. (0.60 x 1860.0 x 394.84 ,
0.75 x 1570.0 x 394.84)

= Min. (440641.4 , 464924.1) N

= 440.641 kN

나. EARTH ANCHOR 자유장 산정



▶ 적용자유장(L_f) 산정

구분	설치위치 (GL.-m)	필요 자유장 L_{freq} (m)	안전거리 L_u (m)	적용 자유장 L_f (m)	판 정
Strut-8	14.660	4.301	3.617	9.000	O.K
Strut-9	16.160	3.616	3.617	8.500	O.K
Strut-10	17.660	2.935	3.617	8.000	O.K
Strut-11	19.160	2.253	3.617	7.000	O.K
Strut-12	20.660	1.571	3.617	6.500	O.K

다. 강선의 초기 긴장력 산정

(1) 소요설계축력 ($T_{req} = R_{max}$ x Anchor 수평간격)

구 분	설치위치 (GL.-m)	최대축력 R_{max} (kN/m,ea)	Anchor 수평간격(m)	설치각 (°)	소요설계축력 T_{req} (kN/ea)
Strut-8	14.660	143.627	1.800	30	258.529
Strut-9	16.160	155.357	1.800	30	279.643
Strut-10	17.660	175.086	1.800	30	315.155
Strut-11	19.160	176.995	1.800	30	318.591
Strut-12	20.660	153.799	1.800	30	276.839

(2) 긴장력의 감소량 산정

① 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량

$$\Delta Pp = \Delta fps \times A_p \times N = E_p \times \Delta L \times A_p \times N / L$$

여기서,

ΔPp = 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfps = P.C 강선의 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

L = 자유장 + 0.5 m

ΔL = 정착장치의 P.C 강선의 활동량 (mm)

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	Ep (N/mm^2)	ΔL (mm)	A_p (mm^2)	N (ea)	L (m)	ΔP_p (N)
14.660	200000	3.0	98.71	4	9.5	24937.263
16.160	200000	3.0	98.71	4	9.0	26322.667
17.660	200000	3.0	98.71	4	8.5	27871.059
19.160	200000	3.0	98.71	4	7.5	31587.200
20.660	200000	3.0	98.71	4	7.0	33843.429

② RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량

$$\Delta Ppr = \Delta fpr \times A_p \times N = r \times fpt \times A_p \times N$$

여기서,

ΔPpr = RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfpr = P.C 강선의 RELAXATION에 의한 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

fpt = 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (N/mm^2)

= 0.80 x f_{py}

= 0.80 x 1570.0

= 1256.0 N/mm^2

r = P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (%)

설치위치 (GL.-m)	r (%)	f_{pt} (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	ΔP_{pr} (N)
14.660	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
16.160	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
17.660	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
19.160	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
20.660	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952

③ 손실을 감안한 초기긴장력(JACKING FORCE)

JFreq = Treq + Δ Pp + Δ Ppr

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	ΔP_p (kN)	ΔP_{pr} (kN)	JF_{req} (kN)
14.660	258.529	24.937	24.796	308.262
16.160	279.643	26.323	24.796	330.761
17.660	315.155	27.871	24.796	367.822
19.160	318.591	31.587	24.796	374.974
20.660	276.839	33.843	24.796	335.478

④ strand 소요갯수 산정

$n_{req} = JF_{req} / P_a$

설치위치 (GL.-m)	손실을 감안한 초기 긴장력(JF_{req},kN/ea)	허용인장강도 P_a (kN)	N (ea)	N_{req} (ea)	비 고
14.660	308.262	110.160	4	2.798	O.K
16.160	330.761	110.160	4	3.003	O.K
17.660	367.822	110.160	4	3.339	O.K
19.160	374.974	110.160	4	3.404	O.K
20.660	335.478	110.160	4	3.045	O.K

라. EARTH ANCHOR 정착장 산정

▶ 앵커 내력의 안전률 (Fs)

구 분		사용기간	극한 인발력(fug)에 대한 안전률
일 시 앵 커		2년 미만	1.5
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	2.5
	지진시	2년 이상	1.5 ~ 2.0

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τ_a)

지 반 종 류	장기허용부착응력 (kN/m^2)	단기허용부착응력 (kN/m^2)
토 사	400	700
암 반	700	1000

▶ 마찰저항장(L_{a1})과 부착저항장(L_{a2}) 중 큰 값 적용하며, 진행파괴성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정식

$$La1 = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$$

▶ 부착저항장(L_{a2}) 산정식

$$La2 = \frac{T}{\pi \times N \times D_s \times \tau_a}$$

여기서, T = 설계축력 (kN)
Fs = 안전률
D = 앵커체 지름 (mm)
τ_u = 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (kN/m^2)
N = strand 사용갯수 (ea)
D_s = strand 지름 (mm)
τ_a = 인장재의 허용부착응력 (kN/m^2)

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정

앵커이름	설치위치	T_{req} (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_{a1} (m)	T_1 (kN)
Strut-8	14.660	258.529	연암	2.50	100.000	1000.000	2.057	258.529
합계		-	-	-	-	-	2.057	-
Strut-9	16.160	279.643	연암	2.50	100.000	1000.000	2.225	279.643
합계		-	-	-	-	-	2.225	-
Strut-10	17.660	315.155	연암	2.50	100.000	1000.000	2.508	315.155
합계		-	-	-	-	-	2.508	-
Strut-11	19.160	318.591	연암	2.50	100.000	1000.000	2.535	318.591
합계		-	-	-	-	-	2.535	-
Strut-12	20.660	276.839	연암	2.50	100.000	1000.000	2.203	276.839
합계		-	-	-	-	-	2.203	-

여기서, T_{req}는 해당 지반에서의 필요 축력,
T_1은 해당 지반이 부담하는 축력이다.

▶ 부착저항장(L_{a2})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	N (ea)	D_s (mm)	τ_a (kN/m^2)	L_{a2} (m)
14.660	258.529	4.0	12.70	1000.0	1.620
16.160	279.643	4.0	12.70	1000.0	1.752
17.660	315.155	4.0	12.70	1000.0	1.975
19.160	318.591	4.0	12.70	1000.0	1.996
20.660	276.839	4.0	12.70	1000.0	1.735

▶ 적용정착장(L_a) 산정

설치위치 (GL.-m)	마찰저항장(L_{a1})	부착저항장(L_{a2})	적용정착장(L_a)	판 정
14.660	2.057	1.620	4.5	O.K
16.160	2.225	1.752	4.5	O.K
17.660	2.508	1.975	4.5	O.K
19.160	2.535	1.996	4.5	O.K
20.660	2.203	1.735	4.5	O.K

▶ 총 소요장 산정 (L)

설치위치 (GL.-m)	적용자유장 L_f (m)	여유장 L_e (m)	적용정착장 L_a (m)	총 소요장 L (m)
14.660	9.000	1.500	4.500	15.000
16.160	8.500	1.500	4.500	14.500
17.660	8.000	1.500	4.500	14.000
19.160	7.000	1.500	4.500	13.000
20.660	6.500	1.500	4.500	12.500

마. ELONGATION 산정

$Lel = JF_{req} \times L / E_p \times A_p \times N$

여기서, Lel = 신장량 (mm)

JFreq = JACKING FORCE (kN)

L = 자유장 + 0.5 m

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	JF_{req} (kN)	L (m)	E_p (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	L_{el} (mm)
14.660	308.262	9.5	200000	98.71	4	37.084
16.160	330.761	9.0	200000	98.71	4	37.697
17.660	367.822	8.5	200000	98.71	4	39.592
19.160	374.974	7.5	200000	98.71	4	35.613
20.660	335.478	7.0	200000	98.71	4	29.738

바. EARTH ANCHOR 제원표

설치위치 (GL.-m)	수평간격 (m)	설치각 (°)	적용자유장 (m)	여유장 (m)	적용정착장 (m)	JF_{req} (kN)
14.660	1.80	30.0	9.000	1.500	4.500	308.262
16.160	1.80	30.0	8.500	1.500	4.500	330.761
17.660	1.80	30.0	8.000	1.500	4.500	367.822
19.160	1.80	30.0	7.000	1.500	4.500	374.974
20.660	1.80	30.0	6.500	1.500	4.500	335.478

5.사보강 Strut 설계

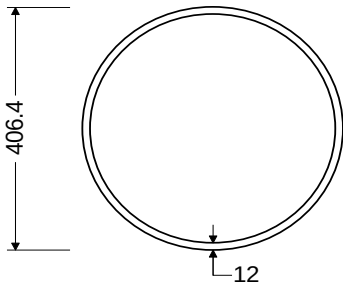
5.1 Strut-2

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 8.025 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14868.500
I (mm^4)	289370000.000
Z (mm^3)	1424000.000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) 버팀보 개수 : 1 단

(4) 사보강 Strut 수평간격 : 1.300 m

(5) 각도 (θ) : 45 도

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 155.038 kN/m ---> Strut-2 (CS26 : Peck)

= 155.038 x 1.3 = 201.549 kN

= (R_{max} x 사보강 Strut 수평간격) / 지보재 수평간격 / 단수

= (201.549 x 1.300) / 1.300 / 1 단

= 201.549 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.0 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = R_{max} / cos θ° + T

= 201.5 / cos 45 ° + 120.0

= 405.0 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 8.0 x 8.0 / 8 / 1 단

= 40.250 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 8.0 / 2 / 1 단

= 20.063 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중으로 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.250 x 1000000 / 1424000.0 = 28.266 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 405.034 x 1000 / 14868.5 = 27.241 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{20.063 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.697 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.102 x 12)

= 15.368 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.102

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (55.507 − −1.025) / 55.507

= 1.018 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000

= 210.000 MPa

L / R = 8025 / 139.5

57.527 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (57.527 − 18.6))

= 162.120 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}

= 162.120 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (57.527)^2

= 543.915 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 1 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 119.183 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 162.120 MPa > f_c = 27.241 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 28.266 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 119.183 MPa > τ = 2.697 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{27.241}{162.120} + \frac{28.266}{210.000 \times (1 - (27.241 / 543.915))}$$

$$= 0.310 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 27.241 + \frac{28.266}{1 - (27.241 / 543.915)}$$

$$= 56.997 < f_{cal} = 210.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.310 , 0.271)

= 0.310 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{55.507}{162.120} + \left\{ \frac{2.697}{119.183} \right\}^2$$

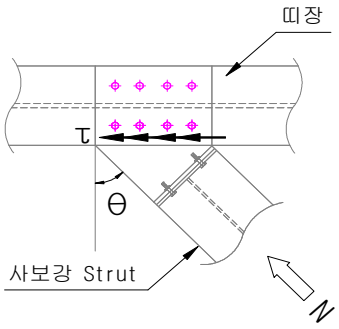
$$= 0.343 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

바. 볼트갯수 산정

▶ 작용전단력 : S_{max} = P_{max} x sin θ°

= 405.034 x sin 45 °

= 286.4 kN



$\tau = N * \sin\theta$

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 1.0 x 125 = 187.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 286402 / (187.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 3.38 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 3.38 ea ---> O.K

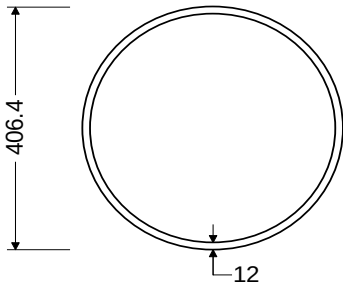
5.2 Strut-3

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14868.500
I (mm^4)	289370000.000
Z (mm^3)	1424000.000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) 버팀보 개수 : 1 단

(4) 사보강 Strut 수평간격 : 1.300 m

(5) 각도 (θ) : 45 도

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 107.863 kN/m ---> Strut-3 (CS7 : 굴착 6.42 m)

= 107.863 x 1.3 = 140.222 kN

= (R_{max} x 사보강 Strut 수평간격) / 지보재 수평간격 / 단수

= (140.222 x 1.300) / 1.300 / 1 단

= 140.222 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.0 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = R_{max} / cos θ° + T

= 140.2 / cos 45 ° + 120.0

= 318.3 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 6.0 x 6.0 / 8 / 1 단

= 22.500 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 6.0 / 2 / 1 단

= 15.000 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중으로 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 22.500 \times 1000000 / 1424000.0 = 15.801$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 318.304 \times 1000 / 14868.5 = 21.408$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.000 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0} = 2.016$ MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.085 x 12)

= 15.608 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.085

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (37.208 − 5.607) / 37.208

= 0.849 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000

= 210.000 MPa

L / R = 6000 / 139.5

43.011 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (43.011 − 18.6))

= 179.975 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}

= 179.975 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (43.011)^2

= 973.012 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 1 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 119.183 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 179.975 MPa > f_c = 21.408 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 15.801 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 119.183 MPa > τ = 2.016 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{21.408}{179.975} + \frac{15.801}{210.000 \times (1 - (21.408 / 973.012))}$$

$$= 0.196 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 21.408 + \frac{15.801}{1 - (21.408 / 973.012)}$$

$$= 37.564 < f_{cal} = 210.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.196 , 0.179)

= 0.196 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{37.208}{179.975} + \left\{ \frac{2.016}{119.183} \right\}^2$$

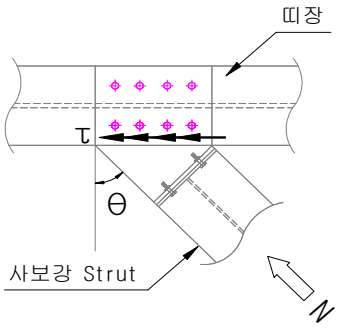
$$= 0.207 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

바. 볼트갯수 산정

▶ 작용전단력 : S_{max} = P_{max} x sin θ°

= 318.304 x sin 45 °

= 225.1 kN



$\tau = N * \sin\theta$

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 1.0 x 125 = 187.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 225075 / (187.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 2.65 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 2.65 ea ---> O.K

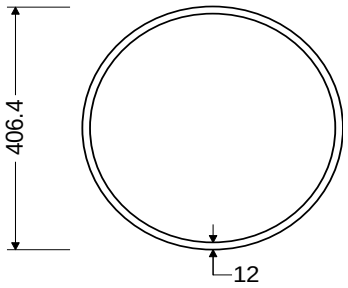
5.3 Strut-4

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14868.500
I (mm^4)	289370000.000
Z (mm^3)	1424000.000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) 버팀보 개수 : 1 단

(4) 사보강 Strut 수평간격 : 1.300 m

(5) 각도 (θ) : 45 도

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 193.506 kN/m ---> Strut-4 (CS9 : 굴착 8.92 m)

= 193.506 x 1.3 = 251.558 kN

= (R_{max} x 사보강 Strut 수평간격) / 지보재 수평간격 / 단수

= (251.558 x 1.300) / 1.300 / 1 단

= 251.558 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.0 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = R_{max} / cos θ° + T

= 251.6 / cos 45 ° + 120.0

= 475.8 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 6.0 x 6.0 / 8 / 1 단

= 22.500 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 6.0 / 2 / 1 단

= 15.000 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중으로 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 22.500 x 1000000 / 1424000.0 = 15.801 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 475.757 x 1000 / 14868.5 = 31.998 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.000 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.016 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.066 x 12)

= 15.883 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.066

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (47.798 − 16.197) / 47.798

= 0.661 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000

= 210.000 MPa

L / R = 6000 / 139.5

43.011 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (43.011 − 18.6))

= 179.975 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}

= 179.975 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (43.011)^2

= 973.012 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 1 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 119.183 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 179.975$ MPa $> f_c = 31.998$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 210.000$ MPa $> f_b = 15.801$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 119.183$ MPa $> \tau = 2.016$ MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{31.998}{179.975} + \frac{15.801}{210.000 \times (1 - (31.998 / 973.012))}$$

$$= 0.256 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 31.998 + \frac{15.801}{1 - (31.998 / 973.012)}$$

$$= 48.335 < f_{cal} = 210.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.256 , 0.230)

= 0.256 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{47.798}{179.975} + \left\{ \frac{2.016}{119.183} \right\}^2$$

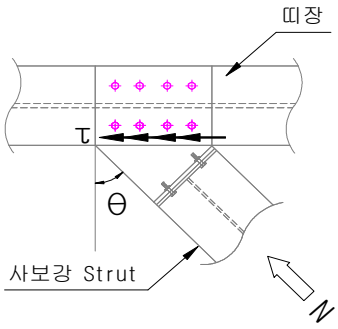
$$= 0.266 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

바. 볼트갯수 산정

▶ 작용전단력 : S_{max} = P_{max} x sin θ°

= 475.757 x sin 45 °

= 336.4 kN



$\tau = N * \sin\theta$

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 1.0 x 125 = 187.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 336411 / (187.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 3.97 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 3.97 ea ---> O.K

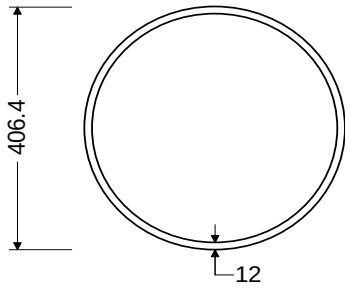
5.4 Strut-5

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14868.500
I (mm^4)	289370000.000
Z (mm^3)	1424000.000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) 버팀보 개수 : 1 단

(4) 사보강 Strut 수평간격 : 1.300 m

(5) 각도 (θ) : 45 도

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 286.528 kN/m ---> Strut-5 (CS37 : 버팀보 5단 해체)

= 286.528 x 1.3 = 372.487 kN

= (R_{max} x 사보강 Strut 수평간격) / 지보재 수평간격 / 단수

= (372.487 x 1.300) / 1.300 / 1 단

= 372.487 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.0 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = R_{max} / cos θ° + T

= 372.5 / cos 45 ° + 120.0

= 646.8 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 6.0 x 6.0 / 8 / 1 단

= 22.500 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 6.0 / 2 / 1 단

= 15.000 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중으로 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 22.500 x 1000000 / 1424000.0 = 15.801 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 646.776 x 1000 / 14868.5 = 43.500 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.000 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.016 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.053 x 12)

= 16.077 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.053

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (59.300 − 27.699) / 59.300

= 0.533 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000

= 210.000 MPa

L / R = 6000 / 139.5

43.011 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (43.011 − 18.6))

= 179.975 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 179.975 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (43.011)^2

= 973.012 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 1 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 119.183 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 179.975 MPa > f_c = 43.500 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 15.801 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 119.183 MPa > τ = 2.016 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{43.500}{179.975} + \frac{15.801}{210.000 \times (1 - (43.500 / 973.012))}$$

$$= 0.320 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 43.500 + \frac{15.801}{1 - (43.500 / 973.012)}$$

$$= 60.040 < f_{cal} = 210.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.320 , 0.286)

= 0.320 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{59.300}{179.975} + \left\{ \frac{2.016}{119.183} \right\}^2$$

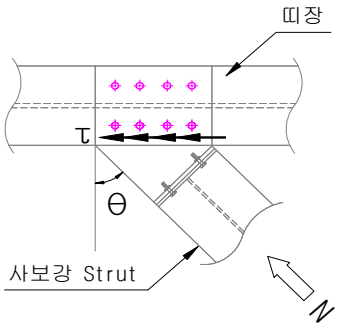
$$= 0.330 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

바. 볼트갯수 산정

▶ 작용전단력 : S_{max} = P_{max} x sin θ°

= 646.776 x sin 45 °

= 457.3 kN



$\tau = N * \sin\theta$

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 1.0 x 125 = 187.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 457340 / (187.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 5.39 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 5.39 ea ---> O.K

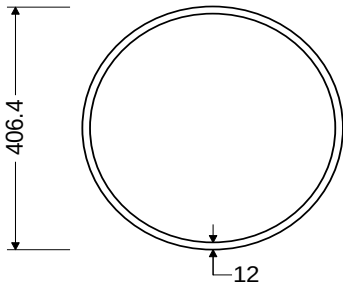
5.5 Strut-6

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14868.500
I (mm^4)	289370000.000
Z (mm^3)	1424000.000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) 버팀보 개수 : 1 단

(4) 사보강 Strut 수평간격 : 1.300 m

(5) 각도 (θ) : 45 도

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 275.680 kN/m ---> Strut-6 (CS26 : Peck)

= 275.680 x 1.3 = 358.384 kN

= (R_{max} x 사보강 Strut 수평간격) / 지보재 수평간격 / 단수

= (358.384 x 1.300) / 1.300 / 1 단

= 358.384 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.0 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = R_{max} / cos θ° + T

= 358.4 / cos 45 ° + 120.0

= 626.8 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 6.0 x 6.0 / 8 / 1 단

= 22.500 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 6.0 / 2 / 1 단

= 15.000 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중으로 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 22.500 x 1000000 / 1424000.0 = 15.801 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 626.831 x 1000 / 14868.5 = 42.158 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.000 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.016 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.055 x 12)

= 16.058 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.055

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (57.959 − 26.358) / 57.959

= 0.545 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000

= 210.000 MPa

L / R = 6000 / 139.5

43.011 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (43.011 − 18.6))

= 179.975 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}

= 179.975 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (43.011)^2

= 973.012 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 1 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 119.183 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 179.975$ MPa $> f_c = 42.158$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 210.000$ MPa $> f_b = 15.801$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 119.183$ MPa $> \tau = 2.016$ MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{42.158}{179.975} + \frac{15.801}{210.000 \times (1 - (42.158 / 973.012))}$$

$$= 0.313 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 42.158 + \frac{15.801}{1 - (42.158 / 973.012)}$$

$$= 58.674 < f_{cal} = 210.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.313 , 0.279)

= 0.313 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{57.959}{179.975} + \left\{ \frac{2.016}{119.183} \right\}^2$$

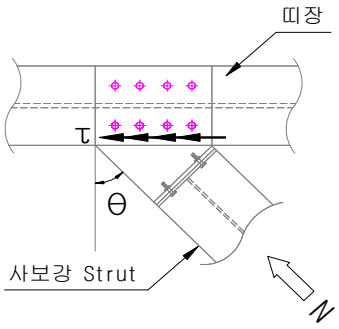
$$= 0.322 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

바. 볼트갯수 산정

▶ 작용전단력 : S_{max} = P_{max} x sin θ°

= 626.831 x sin 45 °

= 443.2 kN



$\tau = N * \sin\theta$

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 1.0 x 125 = 187.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 443236 / (187.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 5.23 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 5.23 ea ---> O.K

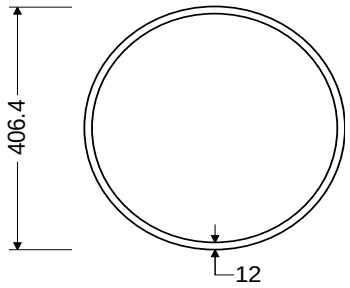
5.6 Strut-7

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14868.500
I (mm^4)	289370000.000
Z (mm^3)	1424000.000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) 버팀보 개수 : 1 단

(4) 사보강 Strut 수평간격 : 1.300 m

(5) 각도 (θ) : 45 도

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 219.854 kN/m ---> Strut-7 (CS34 : 어스앵커 1단 해체)

= 219.854 x 1.3 = 285.810 kN

= (R_{max} x 사보강 Strut 수평간격) / 지보재 수평간격 / 단수

= (285.810 x 1.300) / 1.300 / 1 단

= 285.810 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.0 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = R_{max} / cos θ° + T

= 285.8 / cos 45 ° + 120.0

= 524.2 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 6.0 x 6.0 / 8 / 1 단

= 22.500 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 6.0 / 2 / 1 단

= 15.000 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중으로 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 22.500 x 1000000 / 1424000.0 = 15.801 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 524.196 x 1000 / 14868.5 = 35.255 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.000 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 2.016 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.062 x 12)

= 15.946 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.062

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (51.056 − 19.455) / 51.056

= 0.619 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000

= 210.000 MPa

L / R = 6000 / 139.5

43.011 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (43.011 − 18.6))

= 179.975 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 179.975 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (43.011)^2

= 973.012 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 1 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 119.183 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 179.975$ MPa $> f_c = 35.255$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 210.000$ MPa $> f_b = 15.801$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 119.183$ MPa $> \tau = 2.016$ MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{35.255}{179.975} + \frac{15.801}{210.000 \times (1 - (35.255 / 973.012))}$$

$$= 0.274 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 35.255 + \frac{15.801}{1 - (35.255 / 973.012)}$$

$$= 51.650 < f_{cal} = 210.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.274 , 0.246)

= 0.274 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{51.056}{179.975} + \left\{ \frac{2.016}{119.183} \right\}^2$$

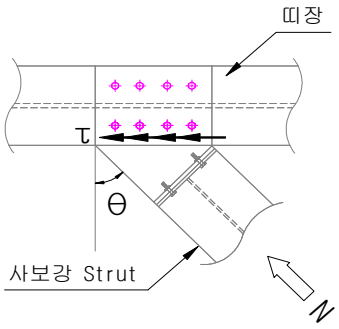
$$= 0.284 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

바. 볼트갯수 산정

▶ 작용전단력 : S_{max} = P_{max} x sin θ°

= 524.196 x sin 45 °

= 370.7 kN



$\tau = N * \sin\theta$

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 1.0 x 125 = 187.5 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 370663 / (187.5 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 4.37 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.37 ea ---> O.K

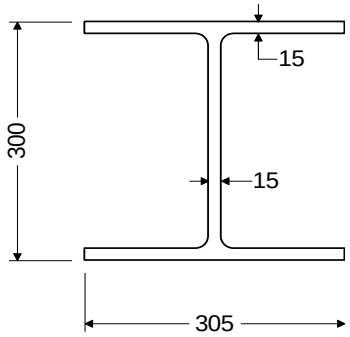
6.띠장 설계

6.1 Strut-1 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

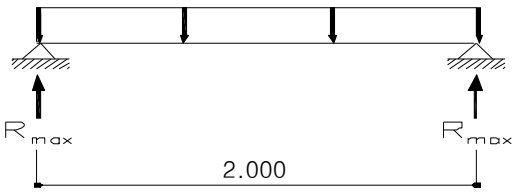
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 125.611 kN/m ---> Strut-1 (CS26 : Peck)

P = 125.611 × 2.00 m / 1 ea = 251.221 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 251.221 / (13 × 2.000)
= 115.948 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 115.948 × 2.000^2 / 8
= 57.974 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 115.948 × 2.000 / 2
= 115.948 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 57.974 x 1000000 / 1440000.0 = 40.260 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 115.948 x 1000 / 4050 = 28.629 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (40.260 + 40.260) / 40.260

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (140 − 2.49 x (6.557 − 4.6))

= 202.689 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 202.689 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 202.689 MPa > f_b = 40.260 MPa ---> O.K

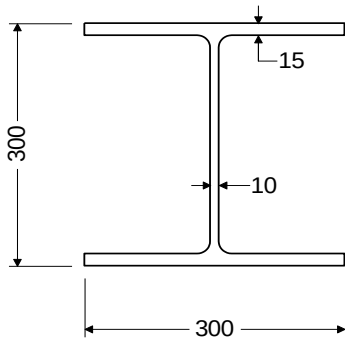
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 28.629 MPa ---> O.K

6.2 Strut-2 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x300x10/15(SS400)

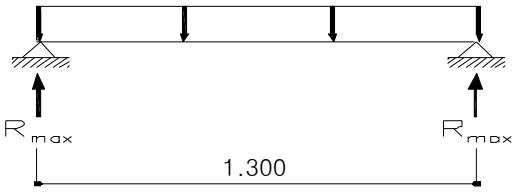
w (N/m)	922.2
A (mm^2)	11980.0
I_x (mm^4)	204000000.0
Z_x (mm^3)	1360000.0
A_w (mm^2)	2700.0
R_x (mm)	131.0



(2) 띠장 계산지간 : 1.300 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 155.038 kN/m ---> Strut-2 (CS26 : Peck)

P = 155.038 × 1.30 m / 1 ea = 201.549 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 201.549 / (13 × 1.300)
= 143.112 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 143.112 × 1.300 ^{2} / 8
= 30.232 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 143.112 × 1.300 / 2
= 93.023 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 30.232 x 1000000 / 1360000.0 = 22.230 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 93.023 x 1000 / 2700 = 34.453 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (22.230 + 22.230) / 22.230$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1300 / 300

= 4.333 ---> $L/B \le 4.6$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 22.230 MPa ---> O.K

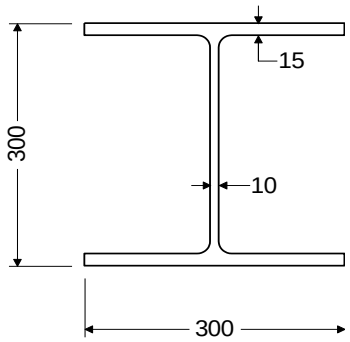
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 34.453 MPa ---> O.K

6.3 Strut-3 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x300x10/15(SS400)

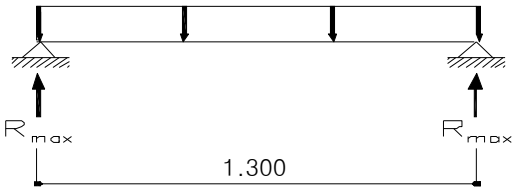
w (N/m)	922.2
A (mm^2)	11980.0
I_x (mm^4)	204000000.0
Z_x (mm^3)	1360000.0
A_w (mm^2)	2700.0
R_x (mm)	131.0



(2) 띠장 계산지간 : 1.300 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 107.863 kN/m ---> Strut-3 (CS7 : 굴착 6.42 m)

P = 107.863 × 1.30 m / 1 ea = 140.222 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 140.222 / (13 × 1.300)
= 99.566 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 99.566 × 1.300 ^{2} / 8
= 21.033 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 99.566 × 1.300 / 2
= 64.718 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 21.033 x 1000000 / 1360000.0 = 15.466 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 64.718 x 1000 / 2700 = 23.970 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (15.466 + 15.466) / 15.466$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1300 / 300

= 4.333 ---> $L/B \le 4.6$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag}, f_{cal})$

= 210.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 15.466 MPa ---> O.K

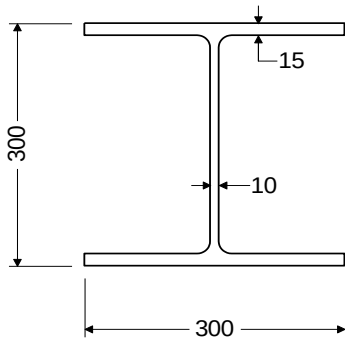
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 23.970 MPa ---> O.K

6.4 Strut-4 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x300x10/15(SS400)

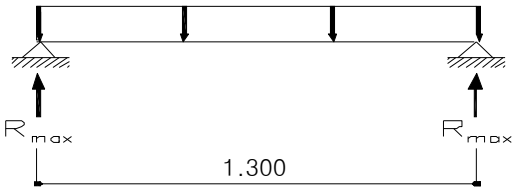
w (N/m)	922.2
A (mm^2)	11980.0
I_x (mm^4)	204000000.0
Z_x (mm^3)	1360000.0
A_w (mm^2)	2700.0
R_x (mm)	131.0



(2) 띠장 계산지간 : 1.300 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 193.506 kN/m ---> Strut-4 (CS9 : 굴착 8.92 m)

P = 193.506 × 1.30 m / 1 ea = 251.558 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 251.558 / (13 × 1.300)
= 178.621 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 178.621 × 1.300^2 / 8
= 37.734 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 178.621 × 1.300 / 2
= 116.104 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 37.734 x 1000000 / 1360000.0 = 27.745 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 116.104 x 1000 / 2700 = 43.001 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (27.745 + 27.745) / 27.745$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1300 / 300

= 4.333 ---> $L/B \le 4.6$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 27.745 MPa ---> O.K

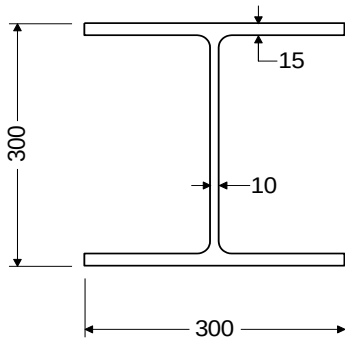
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 43.001 MPa ---> O.K

6.5 Strut-5 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x300x10/15(SS400)

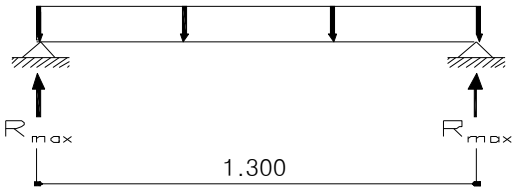
w (N/m)	922.2
A (mm^2)	11980.0
I_x (mm^4)	204000000.0
Z_x (mm^3)	1360000.0
A_w (mm^2)	2700.0
R_x (mm)	131.0



(2) 띠장 계산지간 : 1.300 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 286.528 kN/m ---> Strut-5 (CS37 : 버팀보 5단 해체)

P = 286.528 × 1.30 m / 1 ea = 372.487 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 372.487 / (13 × 1.300)
= 264.488 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 264.488 × 1.300 ^{2} / 8
= 55.873 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 264.488 × 1.300 / 2
= 171.917 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 55.873 x 1000000 / 1360000.0 = 41.083 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 171.917 x 1000 / 2700 = 63.673 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (41.083 + 41.083) / 41.083$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1300 / 300

= 4.333 ---> $L/B \le 4.6$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

$f_{ba} = \text{Min.}(f_{bag}, f_{cal})$

= 210.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 41.083 MPa ---> O.K

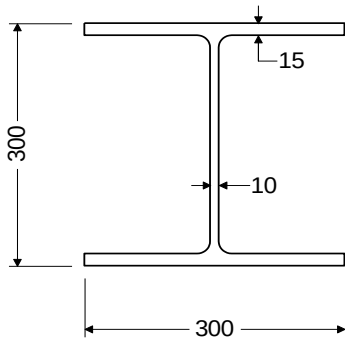
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 63.673 MPa ---> O.K

6.6 Strut-6 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x300x10/15(SS400)

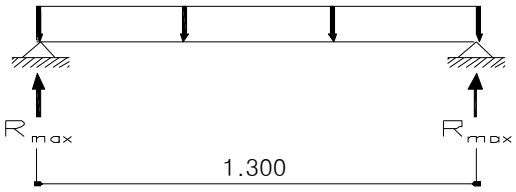
w (N/m)	922.2
A (mm^2)	11980.0
I_x (mm^4)	204000000.0
Z_x (mm^3)	1360000.0
A_w (mm^2)	2700.0
R_x (mm)	131.0



(2) 띠장 계산지간 : 1.300 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 275.680 kN/m ---> Strut-6 (CS26 : Peck)

P = 275.680 × 1.30 m / 1 ea = 358.384 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 358.384 / (13 × 1.300)
= 254.474 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 254.474 × 1.300 ^{2} / 8
= 53.758 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 254.474 × 1.300 / 2
= 165.408 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 53.758 x 1000000 / 1360000.0 = 39.528 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 165.408 x 1000 / 2700 = 61.262 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (39.528 + 39.528) / 39.528$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1300 / 300

= 4.333 ---> $L/B \le 4.6$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag}, f_{cal})$

= 210.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 39.528 MPa ---> O.K

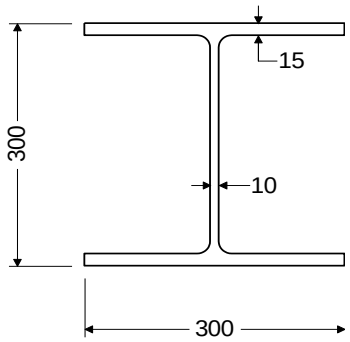
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 61.262 MPa ---> O.K

6.7 Strut-7 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x300x10/15(SS400)

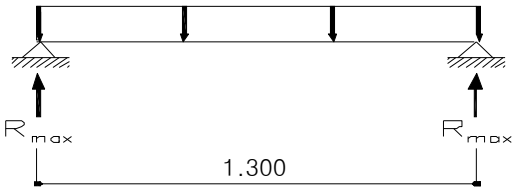
w (N/m)	922.2
A (mm^2)	11980.0
I_x (mm^4)	204000000.0
Z_x (mm^3)	1360000.0
A_w (mm^2)	2700.0
R_x (mm)	131.0



(2) 띠장 계산지간 : 1.300 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 219.854 kN/m ---> Strut-7 (CS34 : 어스앵커 1단 해체)

P = 219.854 × 1.30 m / 1 ea = 285.810 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 285.810 / (13 × 1.300)
= 202.942 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 202.942 × 1.300 ^{2} / 8
= 42.871 kN·m

S_{max} = 1 × W_{max} × L / 2
= 1 × 202.942 × 1.300 / 2
= 131.912 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 42.871 x 1000000 / 1360000.0 = 31.523 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 131.912 x 1000 / 2700 = 48.856 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (31.523 + 31.523) / 31.523$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1300 / 300

= 4.333 ---> $L/B \le 4.6$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 31.523 MPa ---> O.K

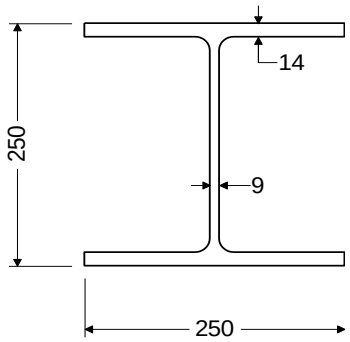
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 48.856 MPa ---> O.K

6.8 Strut-8 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

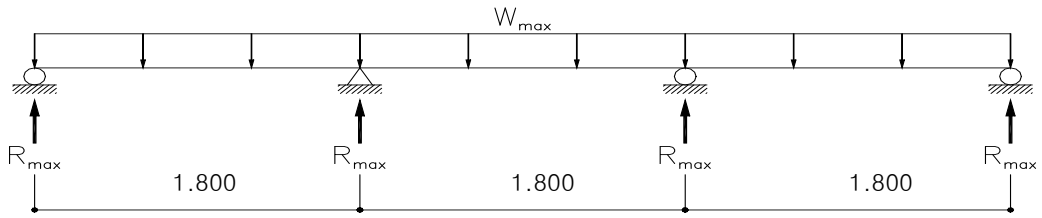
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



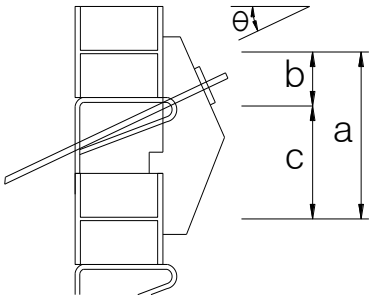
(2) 띠장 계산지간 : 1.800 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 308.262 kN ---> 지보재설계의 JFreq

R_{max} = Jf_{used} × cosθ × (c / a)

P = 308.262 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 190.757 kN

R_{max} = 11 × W_{max} × L / 10

∴ W_{max} = 10 × R_{max} / (11 × L)
= 10 × 190.757 / (11 × 1.800)
= 96.342 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 10
= 96.342 × 1.800 ^{2} / 10
= 31.215 kN·m

S_{max} = 6 × W_{max} × L / 10
= 6 × 96.342 × 1.800 / 10
= 104.049 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 31.215 x 1000000 / 867000.0 = 36.003 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 104.049 x 1000 / 1998 = 52.077 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (36.003 + 36.003) / 36.003

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1800 / 250

= 7.200 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (140 − 2.49 x (7.200 − 4.6))

= 200.289 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 200.289 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 200.289 MPa > f_b = 36.003 MPa ---> O.K

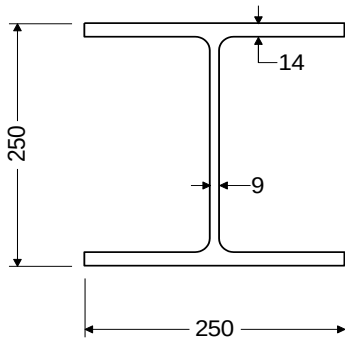
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 52.077 MPa ---> O.K

6.9 Strut-9 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

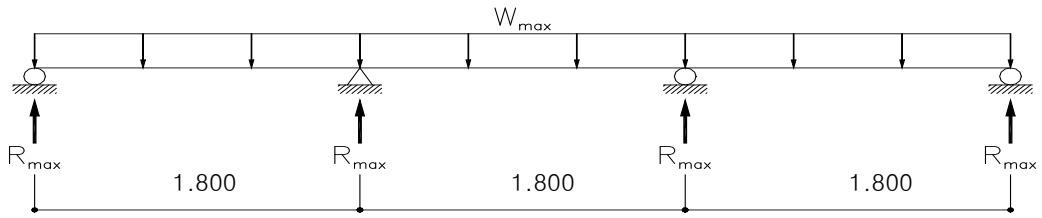
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



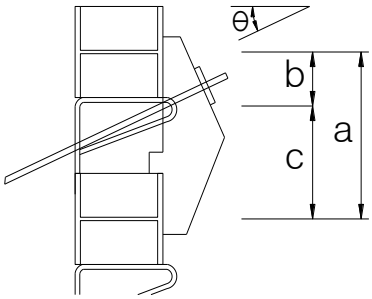
(2) 띠장 계산지간 : 1.800 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 330.761 kN ---> 지보재설계의 JFreq

R_{max} = Jf_{used} × cosθ × (c / a)

P = 330.761 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 204.680 kN

R_{max} = 11 × W_{max} × L / 10

∴ W_{max} = 10 × R_{max} / (11 × L)
= 10 × 204.680 / (11 × 1.800)
= 103.374 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 10
= 103.374 × 1.800 ^{2} / 10
= 33.493 kN·m

S_{max} = 6 × W_{max} × L / 10
= 6 × 103.374 × 1.800 / 10
= 111.644 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 33.493 x 1000000 / 867000.0 = 38.631 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 111.644 x 1000 / 1998 = 55.878 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (38.631 + 38.631) / 38.631

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1800 / 250

= 7.200 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (140 − 2.49 x (7.200 − 4.6))

= 200.289 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 200.289 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 200.289 MPa > f_b = 38.631 MPa ---> O.K

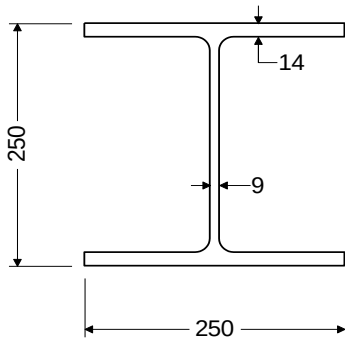
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 55.878 MPa ---> O.K

6.10 Strut-10 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

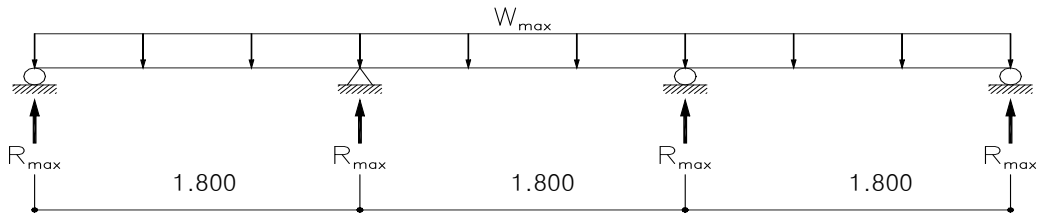
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



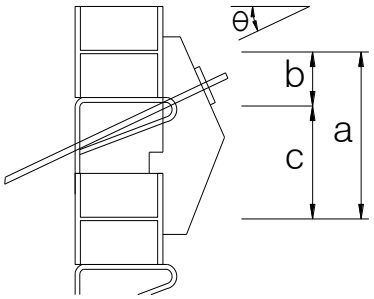
(2) 띠장 계산지간 : 1.800 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 367.822 kN ---> 지보재설계의 JFreq

R_{max} = Jf_{used} × cosθ × (c / a)

P = 367.822 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 227.614 kN

R_{max} = 11 × W_{max} × L / 10

∴ W_{max} = 10 × R_{max} / (11 × L)
= 10 × 227.614 / (11 × 1.800)
= 114.956 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 10
= 114.956 × 1.800 ^{2} / 10
= 37.246 kN·m

S_{max} = 6 × W_{max} × L / 10
= 6 × 114.956 × 1.800 / 10
= 124.153 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 37.246 x 1000000 / 867000.0 = 42.960 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 124.153 x 1000 / 1998 = 62.139 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (42.960 + 42.960) / 42.960

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1800 / 250

= 7.200 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (140 − 2.49 x (7.200 − 4.6))

= 200.289 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 200.289 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 200.289 MPa > f_b = 42.960 MPa ---> O.K

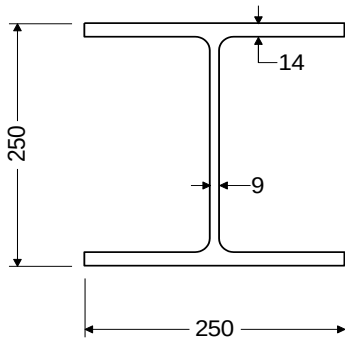
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 62.139 MPa ---> O.K

6.11 Strut-11 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

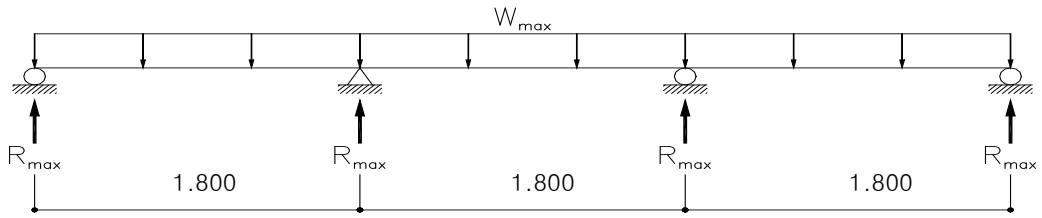
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



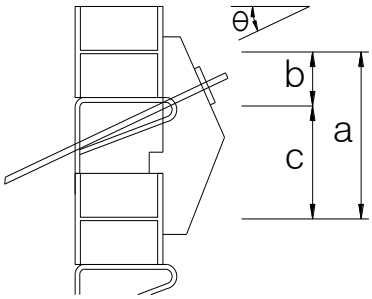
(2) 띠장 계산지간 : 1.800 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 374.974 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

P = 374.974 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 232.039 kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
= 10 × 232.039 / (11 × 1.800)
= 117.192 kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
= 117.192 × 1.800 ^{2} / 10
= 37.970 kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
= 6 × 117.192 × 1.800 / 10
= 126.567 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 37.970 x 1000000 / 867000.0 = 43.795 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 126.567 x 1000 / 1998 = 63.347 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (43.795 + 43.795) / 43.795

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1800 / 250

= 7.200 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (140 − 2.49 x (7.200 − 4.6))

= 200.289 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 200.289 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 200.289 MPa > f_b = 43.795 MPa ---> O.K

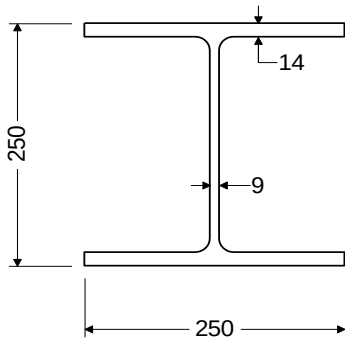
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 63.347 MPa ---> O.K

6.12 Strut-12 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

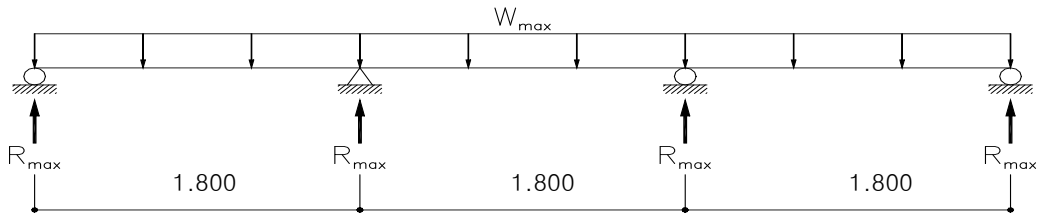
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



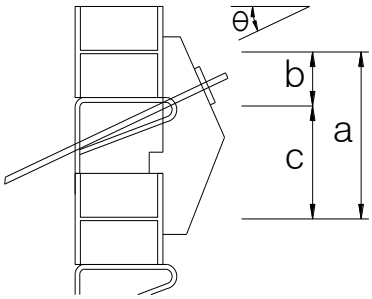
(2) 띠장 계산지간 : 1.800 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 335.478 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 335.478 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 207.599$ kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
$= 10 \times 207.599 / (11 \times 1.800)$
$= 104.848$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
$= 104.848 \times 1.800^2 / 10$
$= 33.971$ kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
$= 6 \times 104.848 \times 1.800 / 10$
$= 113.236$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 33.971 x 1000000 / 867000.0 = 39.182 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 113.236 x 1000 / 1998 = 56.674 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (39.182 + 39.182) / 39.182

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1800 / 250

= 7.200 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (140 − 2.49 x (7.200 − 4.6))

= 200.289 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 200.289 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 200.289 MPa > f_b = 39.182 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 56.674 MPa ---> O.K

7.측면말뚝 설계

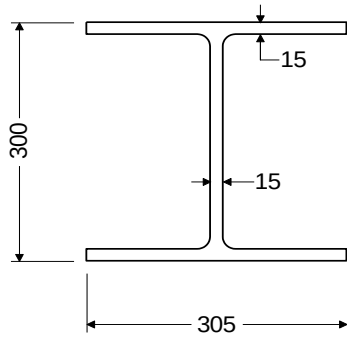
7.1 흙막이벽(우)

가. 설계제원

(1) 측면말뚝의 설치간격 : 1.200 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
A_w (mm^2)	4050
R_x (mm)	126



나. 단면력 산정

가. 주형보 반력	=	0.000	kN			
나. 주형 지지보의 자중	=	0.000	kN			
다. 측면말뚝 자중	=	27.512	kN			
라. 버팀보 자중	=	60.690	kN			
마. 띠장 자중	=	9.980	kN			
바. 지보재 수직분력	=	289.404	kN	× 1.200	=	347.284 kN
사. 지장물 자중	=	50.000	kN			
∑ P_s	=	495.466	kN			

최대모멘트, M_{max} = 149.514 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS37 : 버팀보 5단 해체)

최대전단력, S_{max} = 189.846 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS37 : 버팀보 5단 해체)

▶ Pmax = 495.466 kN

▶ Mmax = 149.514 × 1.200 = 179.416 kN·m

▶ Smax = 189.846 × 1.200 = 227.815 kN

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 179.416 x 1000000 / 1440000.0 = 124.595 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 495.466 x 1000 / 13480 = 36.756 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 227.815 x 1000 / 4050 = 56.251 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.50	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(34i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 190

= 285.000 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 2.751

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (161.350 - -87.839) / 161.350$

= 1.544

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 190.000

= 285.000 MPa

L / R = 5500 / 126

43.651 ---> $16 < Lx/Rx \le 80.1$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (190 - 1.29 x (43.651 - 16))

= 231.496 MPa

f_{ca} = $f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 231.496 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 5500 / 305

= 18.033 ---> $4 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (190 - 3.91 x (18.033 - 4))

= 202.698 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 202.698 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (43.651)^2

= 944.688 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 110

= 165.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 231.496 MPa > f_c = 36.756 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 202.698 MPa > f_b = 124.595 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 165.000 MPa > τ = 56.251 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{36.756}{231.496} + \dfrac{124.595}{202.698 \times (1 - (36.756 / 944.688))}$

= 0.798 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 36.756 + \frac{124.595}{1 - (36.756 / 944.688)}$$

$$= 166.394 < f_{cal} = 285.000 \quad ---> \quad O.K$$

∴ 안전율 = Max.(0.798 , 0.584)
= 0.798 < 1.0 ---> O.K

바. 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 = 24.8 mm ---> 흙막이벽(우) (CS38 : 기계실 상단슬래브 타설)

▶ 허용수평변위 = 최종 굴착깊이의 0.2 %
= 24.115 x 1000 x 0.002 = 48.230 mm

∴ 최대 수평변위 < 허용 수평변위 ---> O.K

사. 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 495.47 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 140 \cdot q_u^{(1/2)} \cdot A_t^{(2/5)} \cdot A_i^{(1/3)}$

여기서, q_u(암석의 일축압축강도) = 1019.716 $tonf/m^2$
A_t(말뚝선단부 순단면적) = 0.01350 m^2
A_i(말뚝선단부 선단 심부면적) = 0.07800 m^2

$= 140 \times 1019.716^{1/2} \times 0.01350^{2/5} \times 0.07800^{1/3}$
= 341.350 tonf
= 3347.50 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 3347.50 / 2.0
= 1673.748 kN

∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

8. 흙막이 벽체 설계

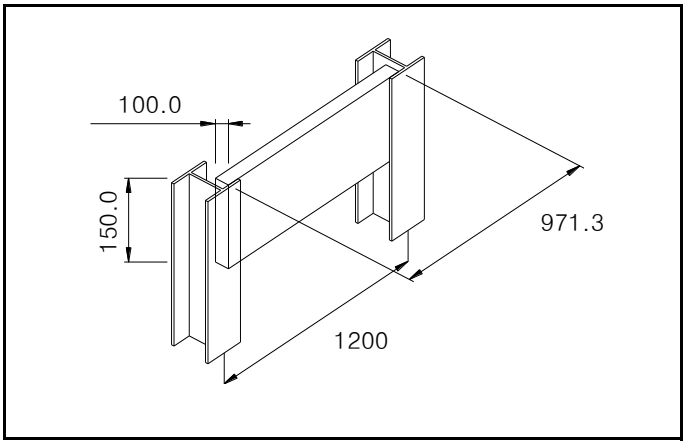
8.1 흙막이벽(우) 설계 (0.00m ~ 24.11m)

가. 목재의 허용응력 철도설계기준

목재의 종류		허용응력(MPa)	
		휨	전단
침엽수	소나무,해송,낙엽송,노송나무,솔송나무,미송	13.500	1.050
	삼나무,가문비나무,미삼나무,전나무	10.500	0.750
활엽수	참나무	19.500	2.100
	밤나무,느티나무,졸참나무,너도밤나무	15.000	1.500

나. 설계제원

높이 (H, mm)	150.0
두께 (t, mm)	100.0
H-Pile 수평간격(mm)	1200.0
H-Pile 폭(mm)	305.0
목재의 종류	침엽수(소나무...)
목재의 허용 휨응력(MPa)	13.500
목재의 허용 전단응력(MPa)	1.05



다. 설계지간

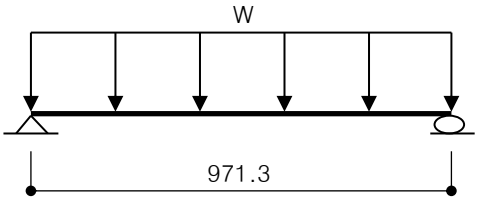
설계지간 (L) = 1200.0 - 3 x 305.0 / 4 = 971.3 mm

라. 단면력 산정

p_{max} = 0.1433 MPa ---> (CS26 : Peck:최대토압)

W_{max} = 토류판에 작용하는 등분포하중(토압) x 토류판 높이(H)

= 143.3 kN/m^2 x 0.1500 m = 21.5 kN/m



M_{max} = W_{max} x L^2 / 8 = 21.5 x 0.971^2 / 8 = 2.5 kN·m

S_{max} = W_{max} x L / 2 = 21.5 x 0.971 / 2 = 10.4 kN

마. 토류판에 작용하는 응력 산정

$Z = H \times t2 / 6$

$= 150.0 \times 100.0^{2} / 6$

$= 250000 \ mm^{3}$

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z$

$= 2.5 \times 1000000 / 250000$

$= 10.14 \ MPa < f_{ba} = 13.5 \ MPa$ ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / (H \times t)$

$= 10.4 \times 1000 / (150.0 \times 100.0)$

$= 0.70 \ MPa < \tau_a = 1.1 \ MPa$ ---> O.K

바. 토류판 두께 산정

$T_{req} = \sqrt{(6 \times M_{max}) / (H \times f_{ba})}$

$= \sqrt{(6 \times 2.5 \times 1000000) / (150.0 \times 13.5)}$

$= 86.65 \ mm < T_{use} = 100.00 \ mm$ 사용 ---> O.K

9. 탄소성 입력 데이터

9.1 해석종류 : 탄소성보법

9.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

9.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 30 m, 굴착폭 = 10 m, 최대굴착깊이 = 24.115 m, 전모델높이 = 40 m

9.4 지층조건

번호	이름	깊이 (m)	γt (kN/m³)	γsat (kN/m³)	C (kN/m²)	ϕ ([deg])	N값	지반탄성계수 (kN/m²)	수평지반 반력계수 (kN/m³)
1	매립층	2.77	18.00	19.00	0.00	26.00	6	-	12000.00
2	토사(점토1)	5.37	17.00	18.00	20.00	15.00	5	-	14000.00
3	토사(모래1)	6.97	18.00	19.00	0.00	28.00	10	-	20000.00
4	토사(점토2)	8.97	17.00	18.00	20.00	15.00	14	-	14000.00
5	토사(모래2)	10.97	18.00	19.00	0.00	28.00	16	-	20000.00
6	토사(자갈)	11.57	20.00	21.00	0.00	35.00	24	-	32000.00
7	토사(모래3)	12.67	18.00	19.00	0.00	28.00	31	-	20000.00
8	풍화암	16.90	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
9	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
10	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	30	37311.00	27500.00

9.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	H-Pile	H 300x305x15/15	SM490	25.615	1.2

9.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	Strut-2	P 406.4x12	SS400	2.98	1.3	8.025	50	1
2	Strut-3	P 406.4x12	SS400	4.22	1.3	8.025	50	1
3	Strut-4	P 406.4x12	SS400	5.92	1.3	8.025	50	1
4	Strut-5	P 406.4x12	SS400	8.42	1.3	8.025	50	1
5	Strut-6	P 406.4x12	SS400	10.82	1.3	8.025	50	1
6	Strut-7	P 406.4x12	SS400	13.22	1.3	8.025	50	1
7	Strut-1	H 700x300x13/24	SS400	0.55	2	8	0	1

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	설치각도 [(deg)]	자유장 (강축길이) (m)	초기작용력 (kN)
1	Strut-8	Strand12.7x4EA	SWPC7B	14.66	1.8	30	9	233.9
2	Strut-9	Strand12.7x4EA	SWPC7B	16.16	1.8	30	8.5	267.7
3	Strut-10	Strand12.7x4EA	SWPC7B	17.66	1.8	30	8	304.8
4	Strut-11	Strand12.7x4EA	SWPC7B	19.16	1.8	30	7	285.9
5	Strut-12	Strand12.7x4EA	SWPC7B	20.66	1.8	30	6.5	187

9.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브3	11.789	0	9	C27	1.478	-
2	벽체2	9	11.789	18.175	C27	0.9	뒤채움
3	슬래브2	18.175	0	9	C27	1.4	-
4	벽체1	9	18.175	23.415	C27	0.9	뒤채움
5	슬래브1	23.415	0	9	C27	1.4	-

9.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	과재하중	배면(우측)	상시하중

9.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 7 kN/m³, 초기 지하수위 = 4.8 m, 수위차 = 24.115 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	1.05	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	Strut-1		-	-	-	-	X	X
3	3.48	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	Strut-2		-	-	-	-	X	X
5	4.72	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	Strut-3		-	-	-	-	X	X
7	6.42	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	Strut-4		-	-	-	-	X	X
9	8.92	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	Strut-5		-	-	-	-	X	X
11	11.32	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	Strut-6		-	-	-	-	X	X
13	13.72	-	-	-	-	-	-	O	X
14	-	Strut-7		-	-	-	-	X	X
15	15.16	-	-	-	-	-	-	X	X
16	-	Strut-8		-	-	-	-	X	X
17	16.66	-	-	-	-	-	-	X	X
18	-	Strut-9		-	-	-	-	X	X
19	18.16	-	-	-	-	-	-	X	X
20	-	Strut-10		-	-	-	-	X	X
21	19.66	-	-	-	-	-	-	X	X
22	-	Strut-11		-	-	-	-	X	X
23	21.16	-	-	-	-	-	-	X	X
24	-	Strut-12		-	-	-	-	X	X
25	24.12	-	-	-	-	-	-	X	X
26	-	-	-	-	-	-	경험토압	X	X
27	-	-	-	23.415	-	-	-	O	X

28	–		Strut-12	22.715	–	–	–	O	X
29	–	–	–	20.415	–	–	–	O	X
30	–		Strut-11	–	–	–	–	O	X
31	–		Strut-10	–	–	–	–	O	X
32	–	–	–	18.175	–	–	–	O	X
33	–		Strut-9	–	–	–	–	O	X
34	–		Strut-8	–	–	–	–	O	X
35	–	–	–	13.975	–	–	–	O	X
36	–		Strut-7	–	–	–	–	O	X
37	–		Strut-6	–	–	–	–	O	X
38	–	–	–	11.789	–	–	–	O	X

10. 해석 결과
10.1 전산 해석결과 집계

10.1.1 흙막이벽체 부재력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.

시공단계	굴착 깊이	전단력 (kN)				모멘트 (kN·m)			
		Max	깊이	Min	깊이	Max	깊이	Min	깊이
	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)
CS1 : 굴착 1.05 m	1.05	7.99	1.5	-3.22	7.0	1.43	8.4	-11.29	3.0
CS2 : 생성 Strut-1	1.05	7.99	1.5	-3.22	7.0	1.43	8.4	-11.29	3.0
CS3 : 굴착 3.48 m	3.48	14.11	3.9	-21.34	0.6	19.04	2.3	-7.92	5.9
CS4 : 생성 Strut-2	3.48	23.58	3.0	-14.88	3.0	3.33	8.4	-16.02	3.0
CS5 : 굴착 4.72 m	4.72	28.89	3.0	-36.18	3.0	4.34	4.7	-29.00	3.0
CS6 : 생성 Strut-3	4.72	23.91	3.0	-29.56	4.2	5.50	7.9	-16.81	3.0
CS7 : 굴착 6.42 m	6.42	34.78	4.2	-73.08	4.2	25.63	6.4	-49.81	4.2
CS8 : 생성 Strut-4	6.42	24.54	3.0	-51.47	4.2	10.04	7.5	-29.92	4.2
CS9 : 굴착 8.92 m	8.92	62.81	5.9	-130.69	5.9	79.36	8.4	-88.39	5.9
CS10 : 생성 Strut-5	8.92	45.73	5.9	-107.19	5.9	52.11	7.9	-61.37	5.9
CS11 : 굴착 11.32 m	11.32	67.55	12.7	-174.25	8.4	110.28	10.8	-70.01	8.4
CS12 : 생성 Strut-6	11.32	53.56	8.4	-150.91	8.4	88.42	10.4	-45.69	8.4
CS13 : 굴착 13.72 m	13.72	77.59	13.7	-145.16	10.8	93.47	12.2	-46.21	5.9
CS14 : 생성 Strut-7	13.72	79.70	13.2	-126.54	10.8	85.05	12.2	-45.85	5.9
CS15 : 굴착 15.16 m	15.16	94.28	13.2	-120.91	8.4	70.93	11.8	-45.83	5.9
CS16 : 생성 Strut-8	15.16	84.04	14.7	-131.15	10.8	89.77	12.2	-61.97	14.7
CS17 : 굴착 16.66 m	16.66	85.01	13.2	-121.23	10.8	79.16	12.2	-52.54	14.7
CS18 : 생성 Strut-9	16.66	88.34	14.7	-135.07	10.8	93.86	12.2	-70.32	16.2
CS19 : 굴착 18.16 m	18.16	88.84	14.7	-133.50	10.8	92.27	12.2	-70.80	16.2
CS20 : 생성 Strut-10	18.16	85.54	14.7	-134.72	10.8	93.42	12.2	-63.16	16.2
CS21 : 굴착 19.66 m	19.66	87.86	14.7	-135.19	10.8	93.96	12.2	-69.20	16.2
CS22 : 생성 Strut-11	19.66	84.88	14.7	-134.34	10.8	93.02	12.2	-61.32	16.2
CS23 : 굴착 21.16 m	21.16	85.51	14.7	-134.67	10.8	93.38	12.2	-63.05	16.2
CS24 : 생성 Strut-12	21.16	85.16	14.7	-134.43	10.8	93.12	12.2	-62.05	16.2
CS25 : 굴착 24.115 m	24.12	85.01	14.7	-134.45	10.8	93.14	12.2	-61.69	16.2
CS26 : Peck	24.12	111.68	24.1	-172.53	10.8	128.06	22.3	-63.30	17.7
CS27 : 하단슬래브 타설	24.12	80.30	14.7	-100.00	8.4	75.05	12.2	-56.82	16.2
CS28 : 어스앵커5단 해체	24.12	80.68	14.7	-102.09	19.2	75.32	12.2	-57.91	16.2
CS29 : 벽체 타설	24.12	80.68	14.7	-102.09	19.2	75.32	12.2	-57.91	16.2
CS30 : 어스앵커 4단 해체	24.12	83.57	14.7	-101.90	17.7	76.17	12.2	-65.51	16.2
CS31 : 어스앵커 3단 해체	24.12	85.46	14.7	-100.34	16.2	74.46	12.2	-71.23	16.2
CS32 : 상부슬래브 타설	24.12	85.46	14.7	-100.34	16.2	74.46	12.2	-71.23	16.2
CS33 : 어스앵커 2단 해체	24.12	77.69	13.2	-104.47	8.4	54.89	11.8	-44.07	5.9
CS34 : 어스앵커 1단 해체	24.12	110.41	13.2	-109.45	13.2	60.84	15.7	-83.53	13.2
CS35 : 기계실 벽체 타설	24.12	110.40	13.2	-109.45	13.2	60.83	15.7	-83.52	13.2
CS36 : 버팀보 6단 해체	24.12	63.23	10.8	-122.86	10.8	65.45	12.7	-53.52	18.7
CS37 : 버팀보 5단 해체	24.12	102.78	14.0	-189.85	8.4	140.83	11.8	-149.51	8.4
CS38 : 기계실 상단슬래브 타설	24.12	102.78	14.0	-189.85	8.4	140.83	11.8	-149.51	8.4
TOTAL		111.68	24.1	-189.85	8.4	140.83	11.8	-149.51	8.4

10.1.2 지보재 반력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

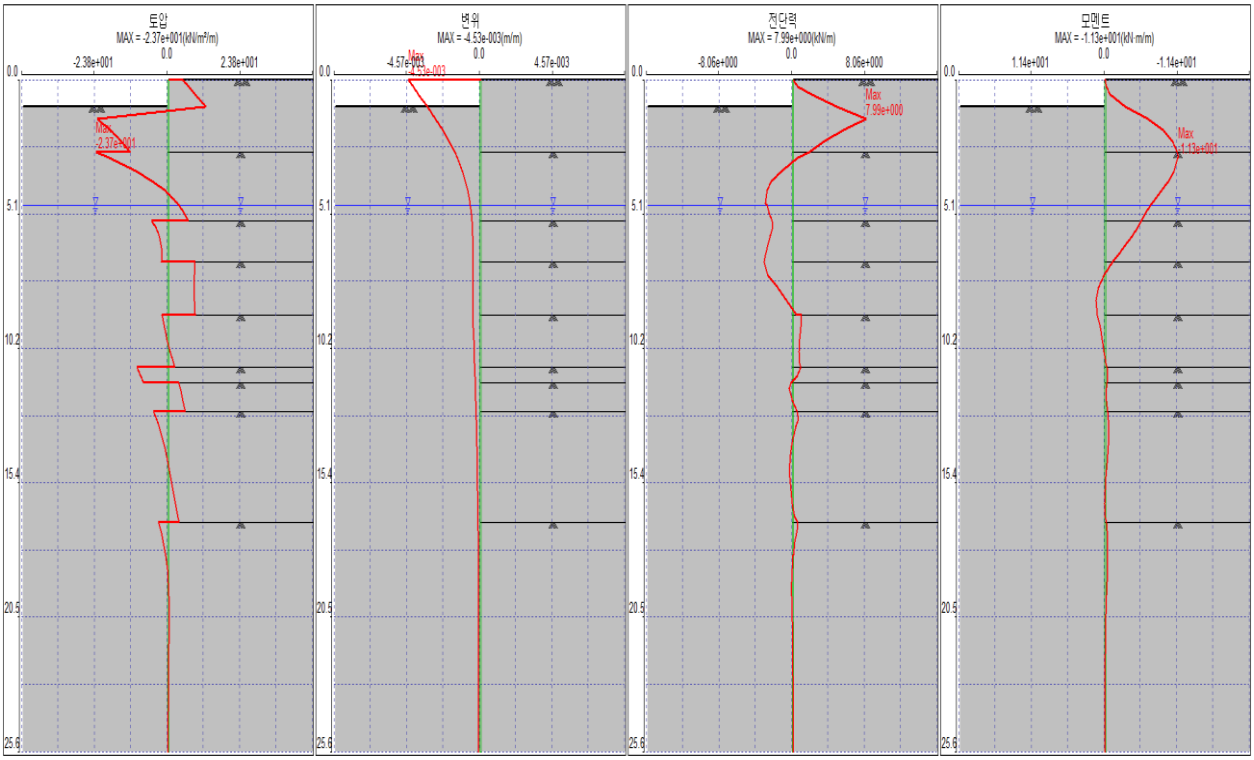
시공단계	굴착 깊이	Strut-2	Strut-3	Strut-4	Strut-5	Strut-6
		2.98 (m)	4.22 (m)	5.92 (m)	8.42 (m)	10.82 (m)
CS1 : 굴착 1.05 m	1.05	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 Strut-1	1.05	-	-	-	-	-
CS3 : 굴착 3.48 m	3.48	-	-	-	-	-
CS4 : 생성 Strut-2	3.48	38.46	-	-	-	-
CS5 : 굴착 4.72 m	4.72	65.08	-	-	-	-
CS6 : 생성 Strut-3	4.72	38.67	38.46	-	-	-
CS7 : 굴착 6.42 m	6.42	14.41	107.86	-	-	-
CS8 : 생성 Strut-4	6.42	28.42	71.36	38.46	-	-
CS9 : 굴착 8.92 m	8.92	27.44	19.40	193.51	-	-
CS10 : 생성 Strut-5	8.92	27.46	35.61	152.92	38.46	-
CS11 : 굴착 11.32 m	11.32	28.98	45.78	85.68	239.38	-
CS12 : 생성 Strut-6	11.32	28.67	43.54	99.83	204.48	38.46
CS13 : 굴착 13.72 m	13.72	28.51	42.99	105.58	158.15	205.65
CS14 : 생성 Strut-7	13.72	28.55	43.14	104.09	168.10	178.38
CS15 : 굴착 15.16 m	15.16	28.56	43.14	103.95	170.03	162.02
CS16 : 생성 Strut-8	15.16	28.55	43.13	104.18	167.18	183.82
CS17 : 굴착 16.66 m	16.66	28.56	43.14	104.02	168.90	172.34
CS18 : 생성 Strut-9	16.66	28.55	43.13	104.26	166.45	188.41
CS19 : 굴착 18.16 m	18.16	28.55	43.13	104.22	166.78	186.54
CS20 : 생성 Strut-10	18.16	28.55	43.13	104.26	166.48	188.02
CS21 : 굴착 19.66 m	19.66	28.55	43.13	104.26	166.42	188.55
CS22 : 생성 Strut-11	19.66	28.55	43.13	104.25	166.54	187.59
CS23 : 굴착 21.16 m	21.16	28.55	43.13	104.26	166.49	187.97
CS24 : 생성 Strut-12	21.16	28.55	43.13	104.25	166.53	187.69
CS25 : 굴착 24.115 m	24.12	28.55	43.13	104.26	166.53	187.71
CS26 : Peck	24.12	155.04	97.26	177.15	240.07	275.68
CS27 : 하단슬래브 타설	24.12	28.85	43.27	95.31	139.44	119.73
CS28 : 어스앵커5단 해체	24.12	28.85	43.27	95.31	139.39	120.03
CS29 : 벽체 타설	24.12	28.85	43.27	95.31	139.39	120.03
CS30 : 어스앵커 4단 해체	24.12	28.85	43.27	95.32	139.28	120.91
CS31 : 어스앵커 3단 해체	24.12	28.85	43.28	95.28	139.66	118.83
CS32 : 상부슬래브 타설	24.12	28.85	43.28	95.28	139.66	118.83
CS33 : 어스앵커 2단 해체	24.12	28.86	43.30	94.81	144.36	88.17
CS34 : 어스앵커 1단 해체	24.12	28.88	43.32	94.35	149.54	50.76
CS35 : 기계실 벽체 타설	24.12	28.88	43.32	94.35	149.54	50.76
CS36 : 버팀보 6단 해체	24.12	28.69	42.63	101.32	102.65	186.10
CS37 : 버팀보 5단 해체	24.12	30.37	54.81	24.84	286.53	-
CS38 : 기계실 상단슬래브 타설	24.12	30.37	54.81	24.84	286.53	-
TOTAL		155.04	107.86	193.51	286.53	275.68

시공단계	굴착 깊이	Strut-7	Strut-1	Strut-8	Strut-9	Strut-10
		13.22 (m)	0.55 (m)	14.66 (m)	16.16 (m)	17.66 (m)
CS1 : 굴착 1.05 m	1.05	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 Strut-1	1.05	-	0.00	-	-	-
CS3 : 굴착 3.48 m	3.48	-	23.41	-	-	-
CS4 : 생성 Strut-2	3.48	-	10.99	-	-	-
CS5 : 굴착 4.72 m	4.72	-	5.65	-	-	-
CS6 : 생성 Strut-3	4.72	-	10.66	-	-	-
CS7 : 굴착 6.42 m	6.42	-	9.50	-	-	-
CS8 : 생성 Strut-4	6.42	-	10.08	-	-	-
CS9 : 굴착 8.92 m	8.92	-	11.50	-	-	-
CS10 : 생성 Strut-5	8.92	-	11.06	-	-	-
CS11 : 굴착 11.32 m	11.32	-	10.75	-	-	-
CS12 : 생성 Strut-6	11.32	-	10.82	-	-	-
CS13 : 굴착 13.72 m	13.72	-	10.84	-	-	-
CS14 : 생성 Strut-7	13.72	38.46	10.83	-	-	-
CS15 : 굴착 15.16 m	15.16	122.11	10.83	-	-	-
CS16 : 생성 Strut-8	15.16	32.30	10.83	129.94	-	-
CS17 : 굴착 16.66 m	16.66	62.96	10.83	134.38	-	-
CS18 : 생성 Strut-9	16.66	24.10	10.83	128.09	148.72	-
CS19 : 굴착 18.16 m	18.16	25.15	10.83	128.89	151.39	-
CS20 : 생성 Strut-10	18.16	27.24	10.83	128.20	148.04	169.33
CS21 : 굴착 19.66 m	19.66	24.45	10.83	128.02	148.33	171.71
CS22 : 생성 Strut-11	19.66	28.28	10.83	128.37	148.33	169.11
CS23 : 굴착 21.16 m	21.16	27.32	10.83	128.22	148.10	169.36
CS24 : 생성 Strut-12	21.16	27.92	10.83	128.34	148.32	169.33
CS25 : 굴착 24.115 m	24.12	28.04	10.83	128.32	148.22	169.09
CS26 : Peck	24.12	185.99	125.61	128.69	145.74	169.70
CS27 : 하단슬래브 타설	24.12	21.62	10.82	131.11	151.97	172.42
CS28 : 어스앵커5단 해체	24.12	20.98	10.82	130.99	151.74	172.48
CS29 : 벽체 타설	24.12	20.98	10.82	130.99	151.74	172.48
CS30 : 어스앵커 4단 해체	24.12	17.33	10.82	130.68	151.82	175.09
CS31 : 어스앵커 3단 해체	24.12	17.17	10.82	131.59	155.36	-
CS32 : 상부슬래브 타설	24.12	17.17	10.82	131.59	155.36	-
CS33 : 어스앵커 2단 해체	24.12	88.90	10.82	143.63	-	-
CS34 : 어스앵커 1단 해체	24.12	219.85	10.82	-	-	-
CS35 : 기계실 벽체 타설	24.12	219.85	10.82	-	-	-
CS36 : 버팀보 6단 해체	24.12	-	10.84	-	-	-
CS37 : 버팀보 5단 해체	24.12	-	10.46	-	-	-
CS38 : 기계실 상단슬래브 타설	24.12	-	10.46	-	-	-
TOTAL		219.85	125.61	143.63	155.36	175.09

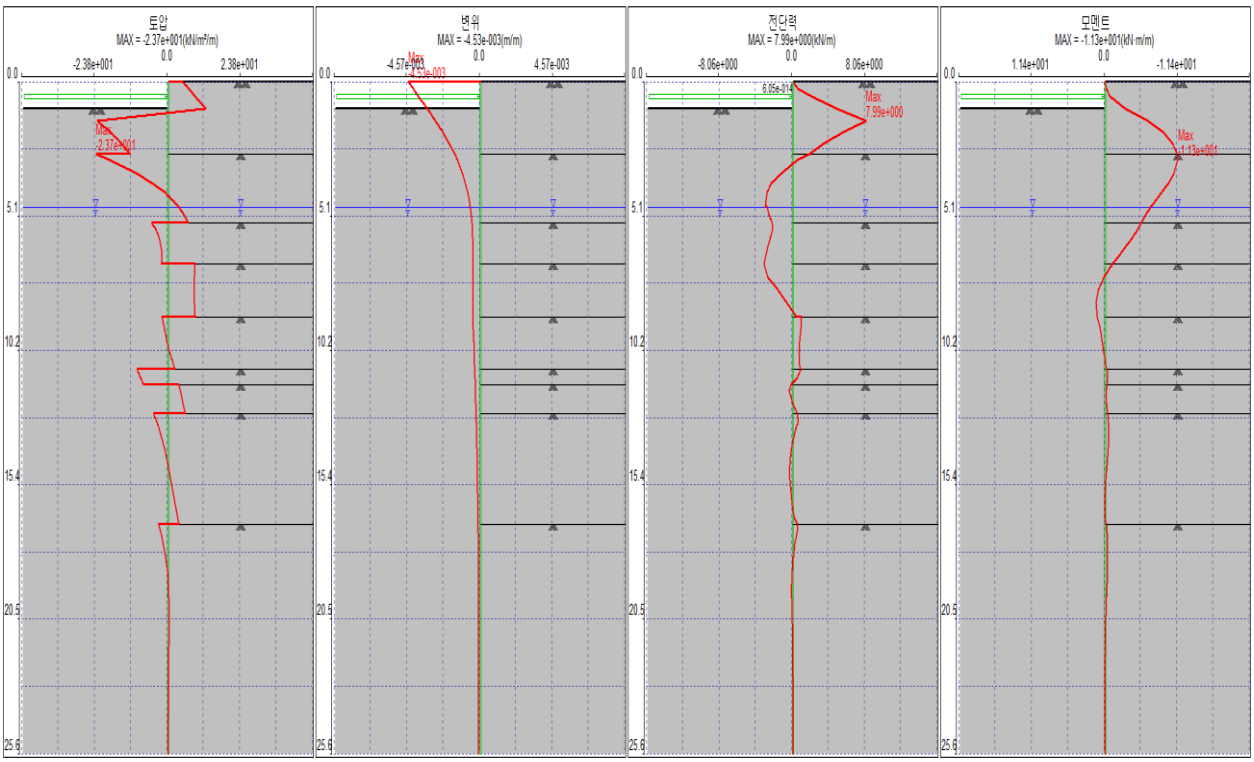
시공단계	굴착 깊이	Strut-11	Strut-12			
		19.16 (m)	20.66 (m)			
CS1 : 굴착 1.05 m	1.05	-	-			
CS2 : 생성 Strut-1	1.05	-	-			
CS3 : 굴착 3.48 m	3.48	-	-			
CS4 : 생성 Strut-2	3.48	-	-			
CS5 : 굴착 4.72 m	4.72	-	-			
CS6 : 생성 Strut-3	4.72	-	-			
CS7 : 굴착 6.42 m	6.42	-	-			
CS8 : 생성 Strut-4	6.42	-	-			
CS9 : 굴착 8.92 m	8.92	-	-			
CS10 : 생성 Strut-5	8.92	-	-			
CS11 : 굴착 11.32 m	11.32	-	-			
CS12 : 생성 Strut-6	11.32	-	-			
CS13 : 굴착 13.72 m	13.72	-	-			
CS14 : 생성 Strut-7	13.72	-	-			
CS15 : 굴착 15.16 m	15.16	-	-			
CS16 : 생성 Strut-8	15.16	-	-			
CS17 : 굴착 16.66 m	16.66	-	-			
CS18 : 생성 Strut-9	16.66	-	-			
CS19 : 굴착 18.16 m	18.16	-	-			
CS20 : 생성 Strut-10	18.16	-	-			
CS21 : 굴착 19.66 m	19.66	-	-			
CS22 : 생성 Strut-11	19.66	158.83	-			
CS23 : 굴착 21.16 m	21.16	161.47	-			
CS24 : 생성 Strut-12	21.16	159.55	103.89			
CS25 : 굴착 24.115 m	24.12	159.66	106.89			
CS26 : Peck	24.12	177.00	153.80			
CS27 : 하단슬래브 타설	24.12	163.26	111.24			
CS28 : 어스앵커5단 해체	24.12	165.26	-			
CS29 : 벽체 타설	24.12	165.26	-			
CS30 : 어스앵커 4단 해체	24.12	-	-			
CS31 : 어스앵커 3단 해체	24.12	-	-			
CS32 : 상부슬래브 타설	24.12	-	-			
CS33 : 어스앵커 2단 해체	24.12	-	-			
CS34 : 어스앵커 1단 해체	24.12	-	-			
CS35 : 기계실 벽체 타설	24.12	-	-			
CS36 : 버팀보 6단 해체	24.12	-	-			
CS37 : 버팀보 5단 해체	24.12	-	-			
CS38 : 기계실 상단슬래브 타설	24.12	-	-			
TOTAL		177.00	153.80			

10.2 시공단계별 단면력도

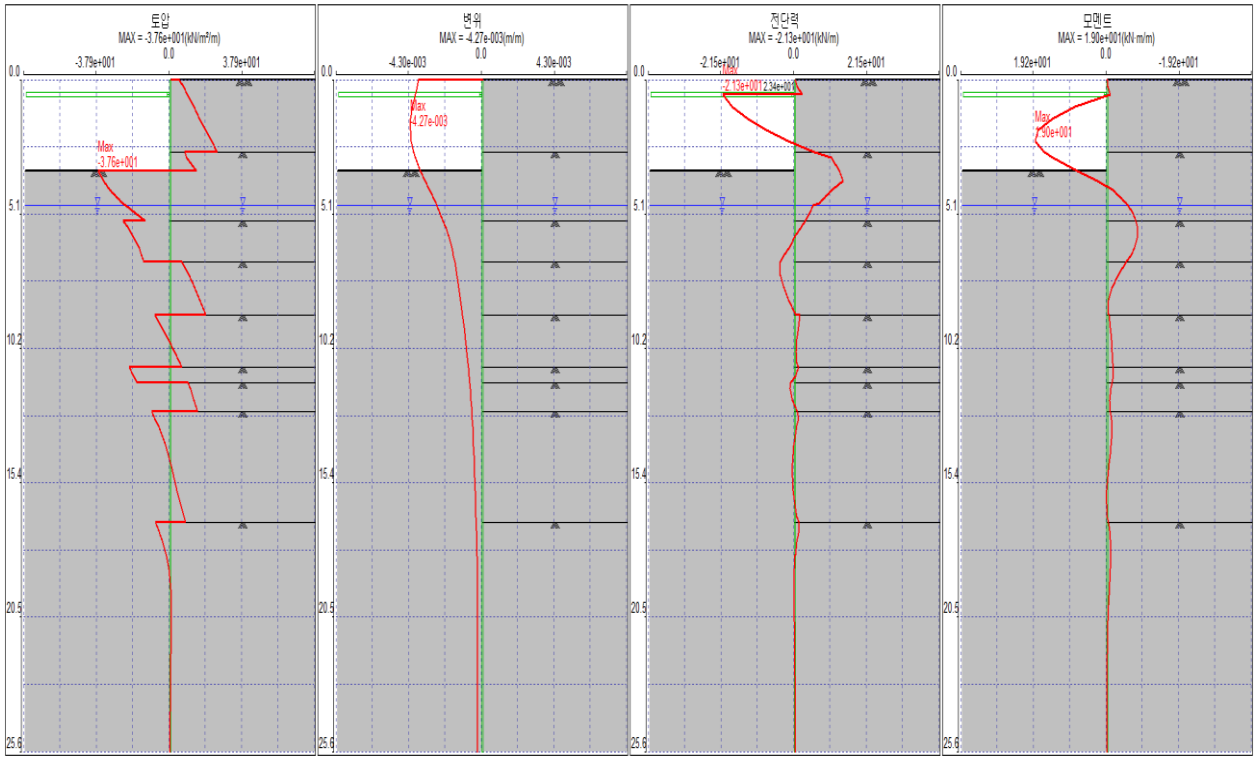
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 1.05 m]



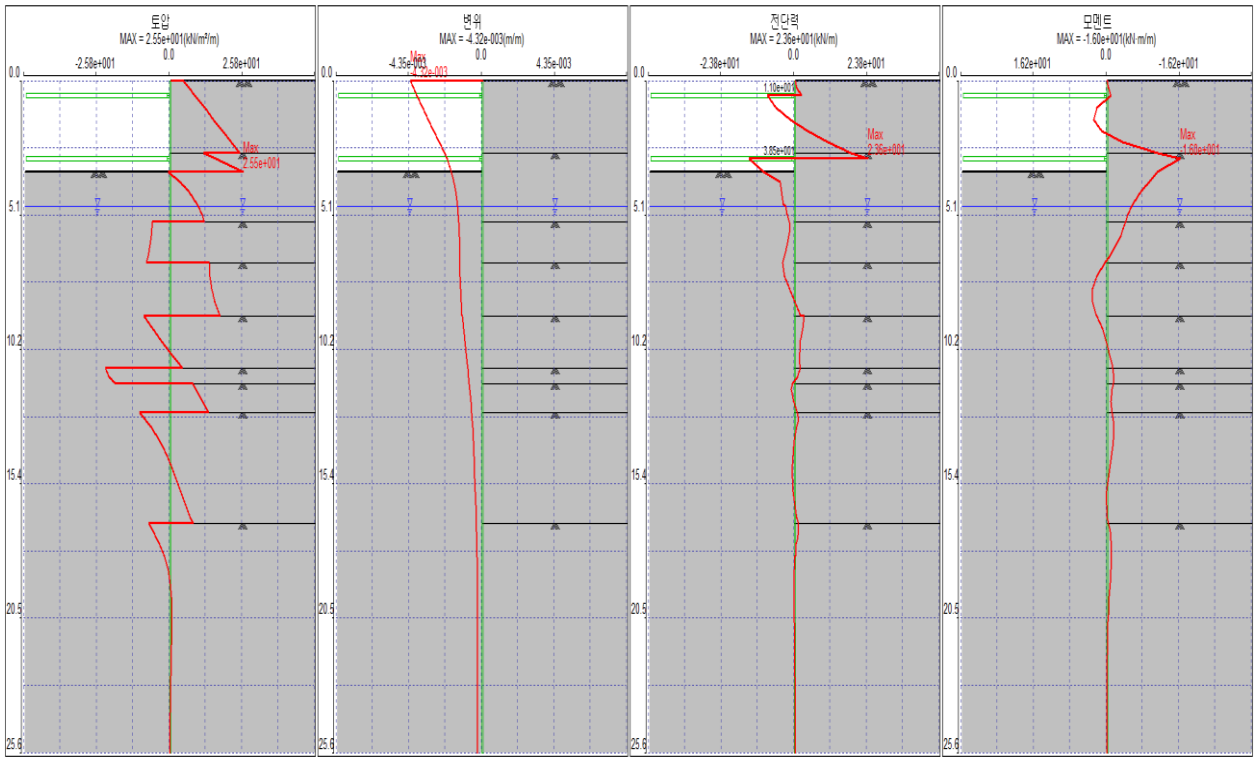
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 Strut-1]



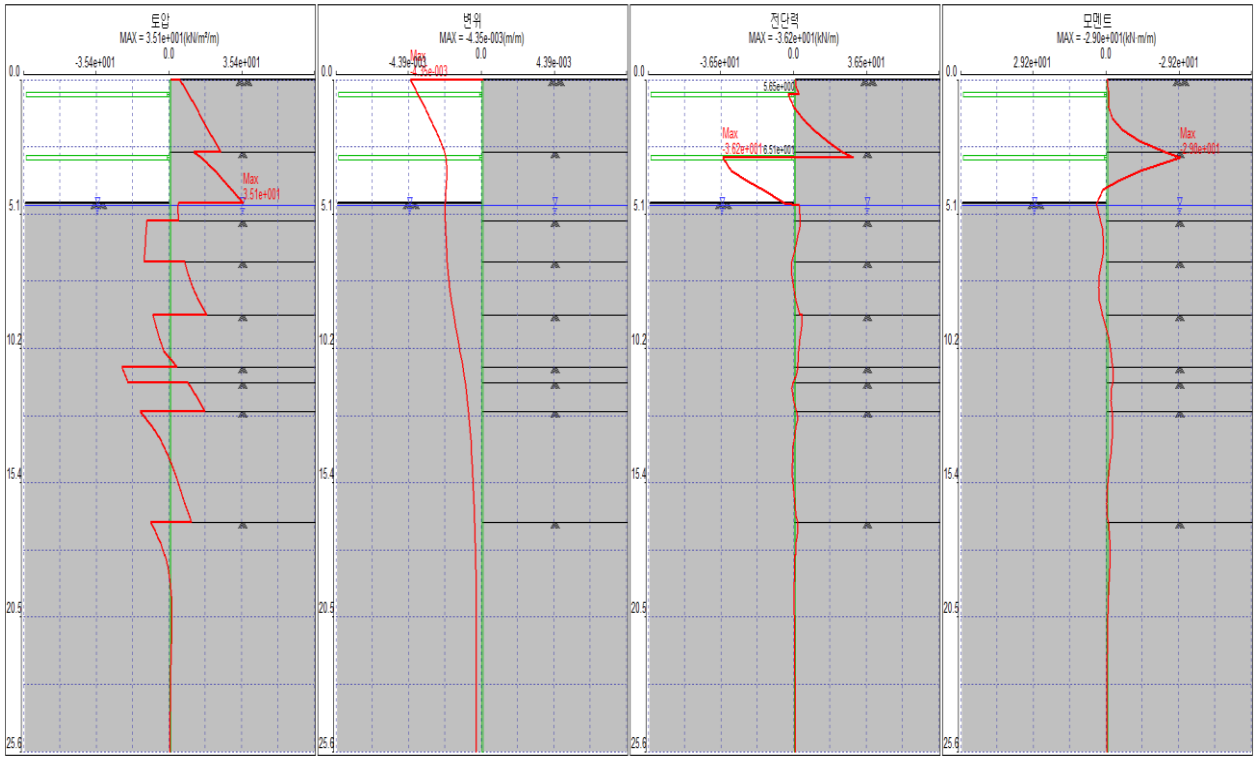
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 3.48 m]



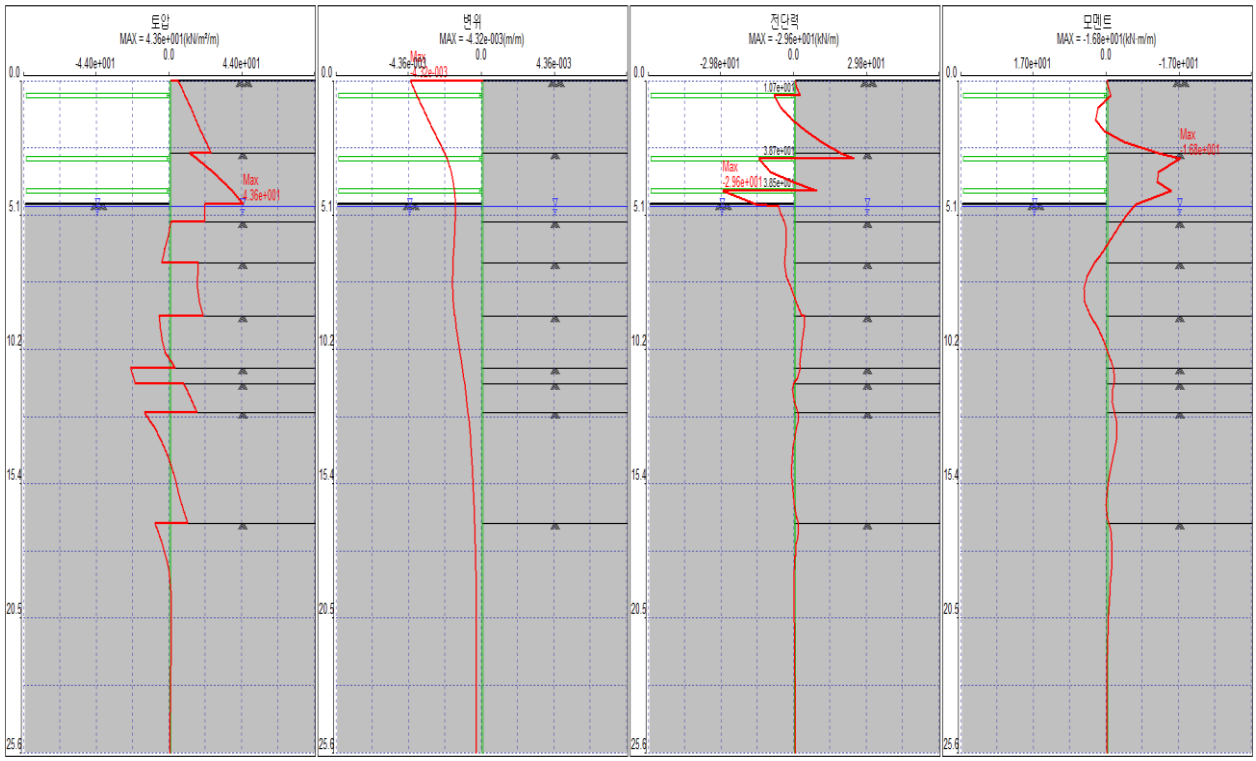
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 Strut-2]



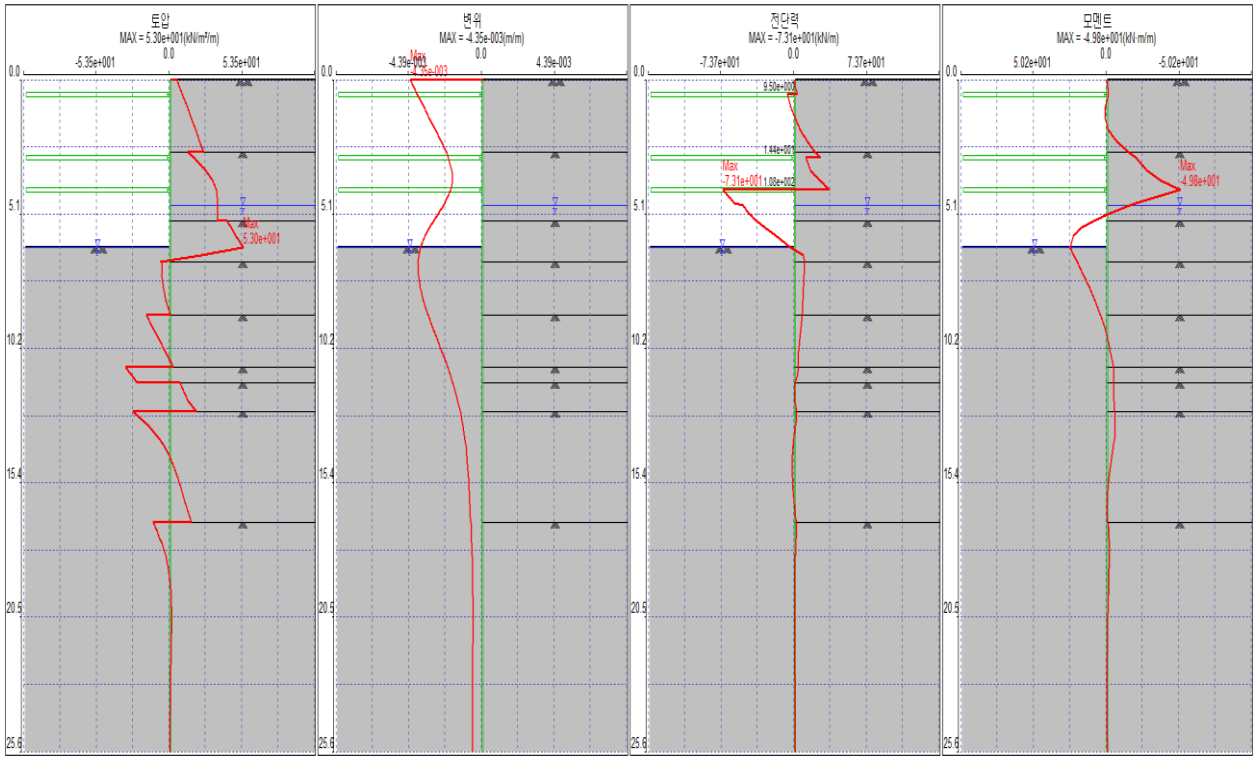
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 4.72 m]



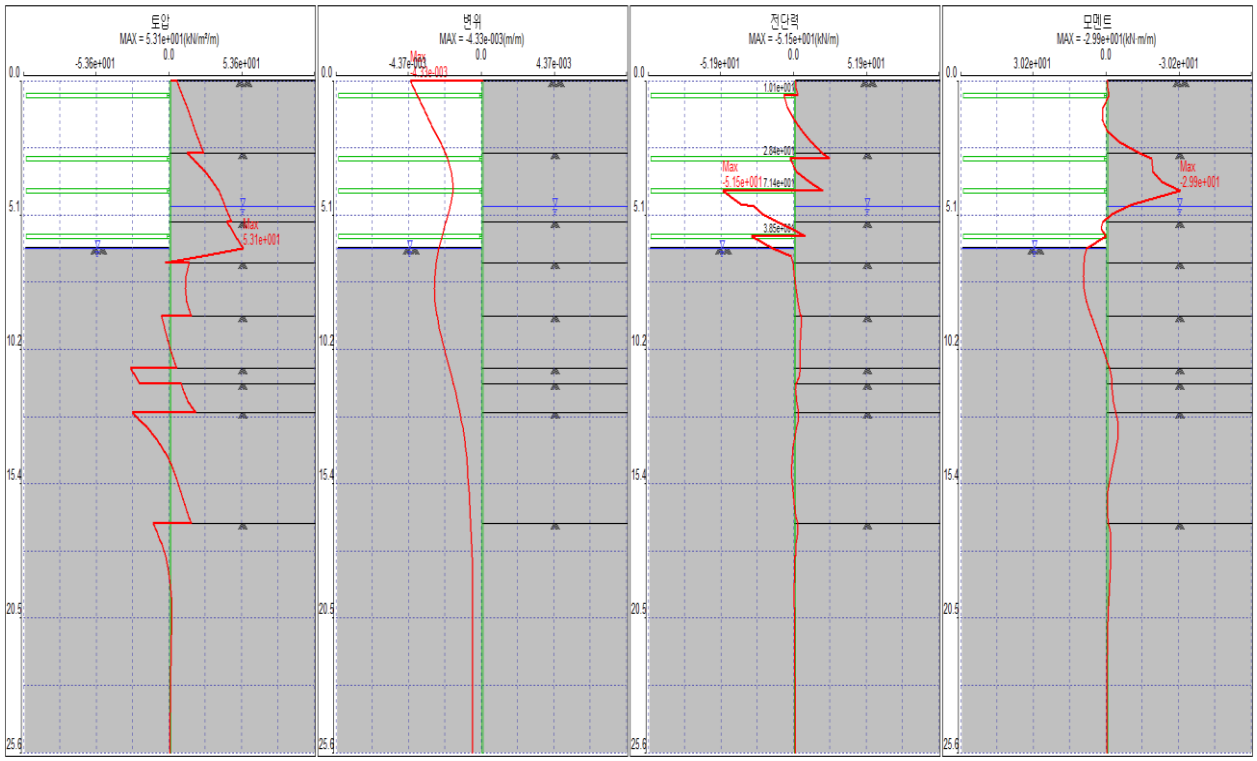
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 Strut-3]



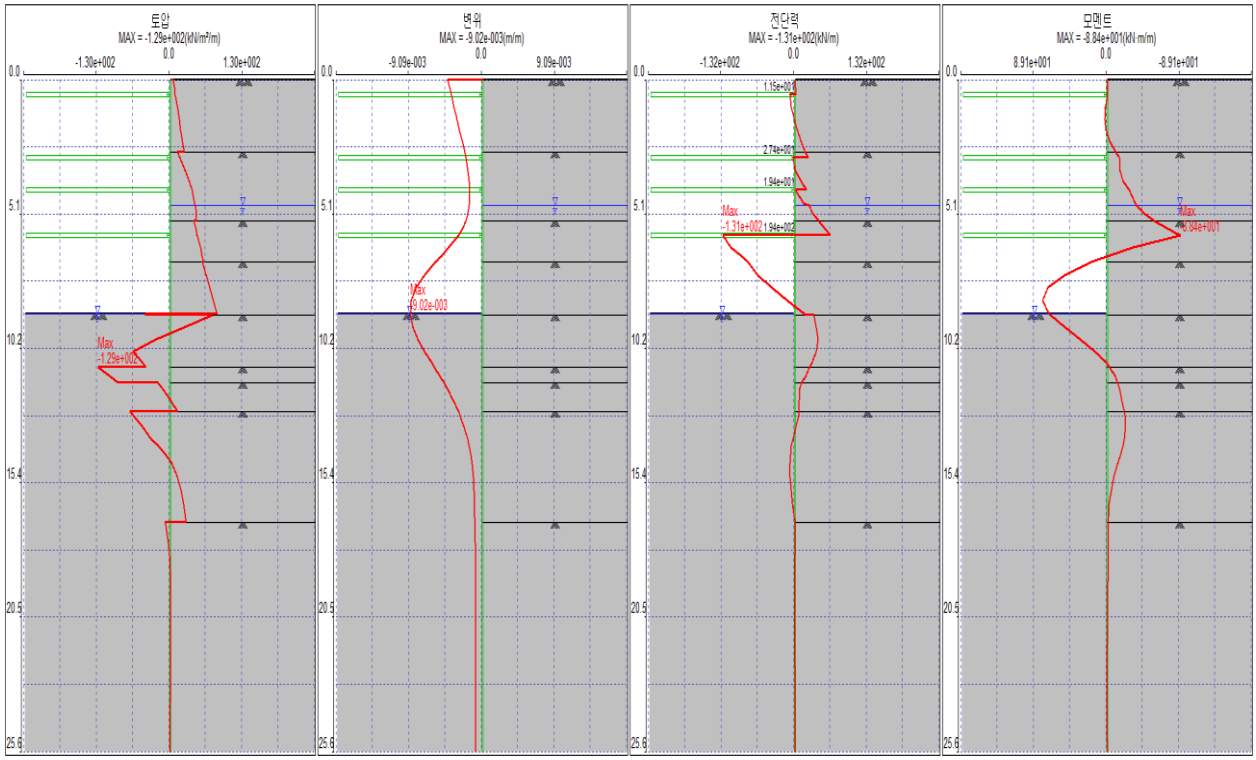
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 6.42 m]



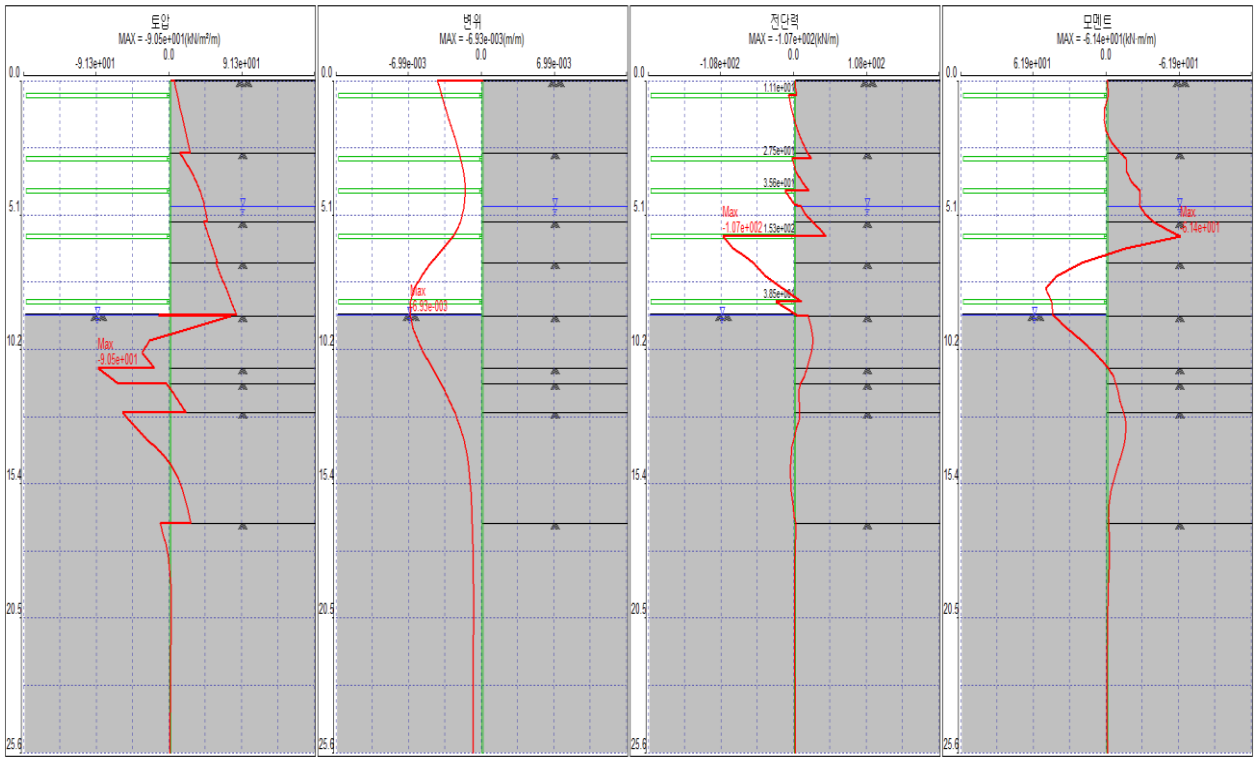
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 Strut-4]



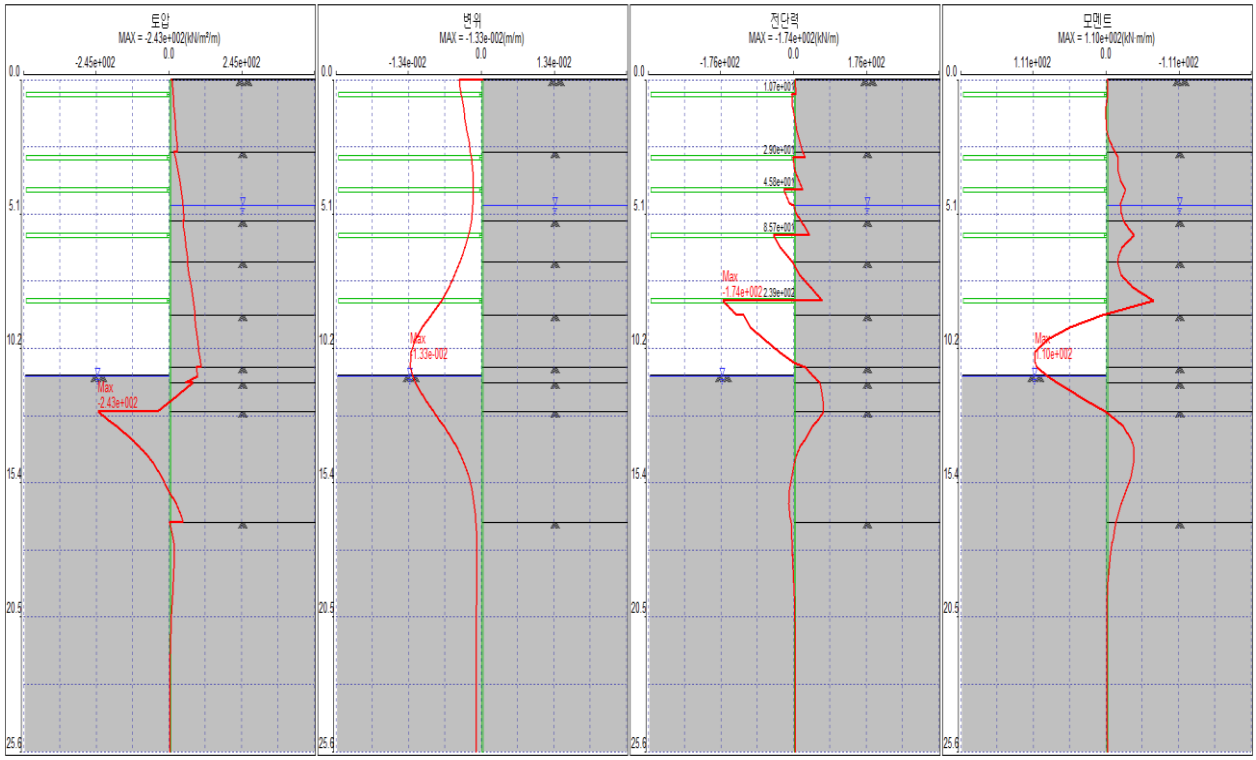
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 8.92 m]



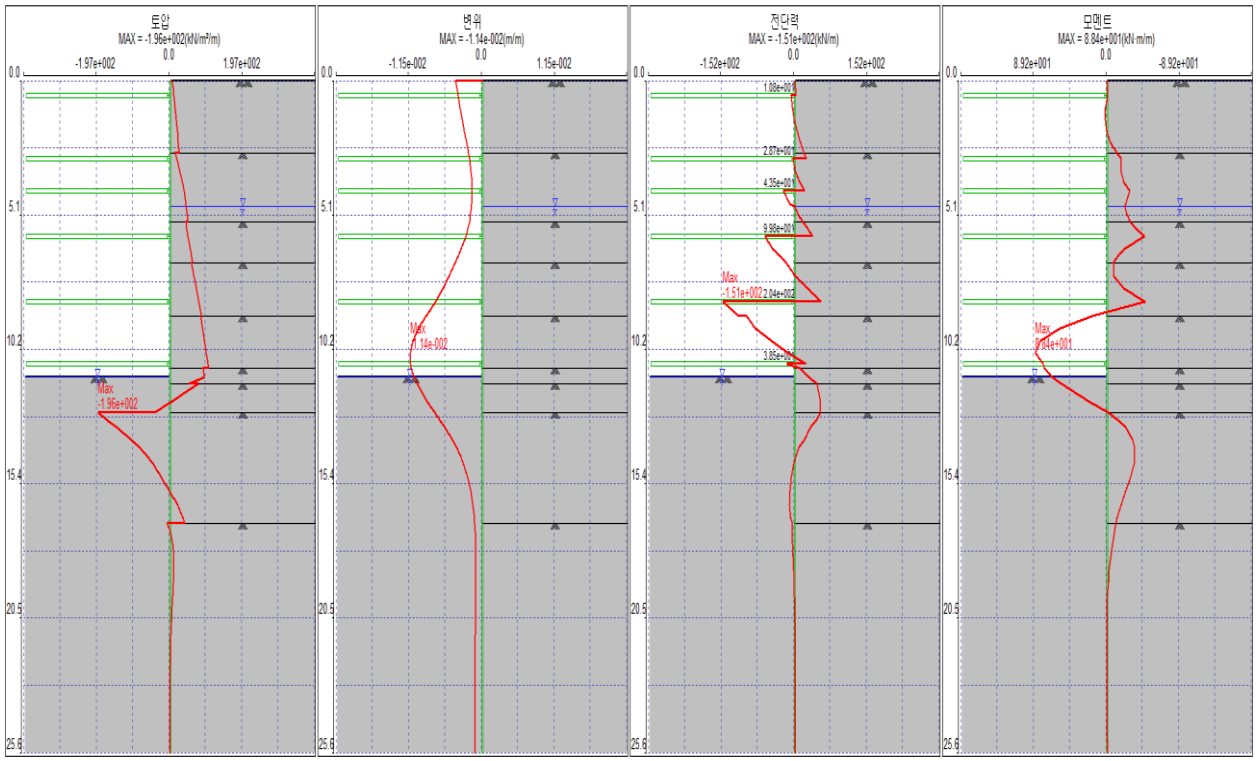
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 Strut-5]



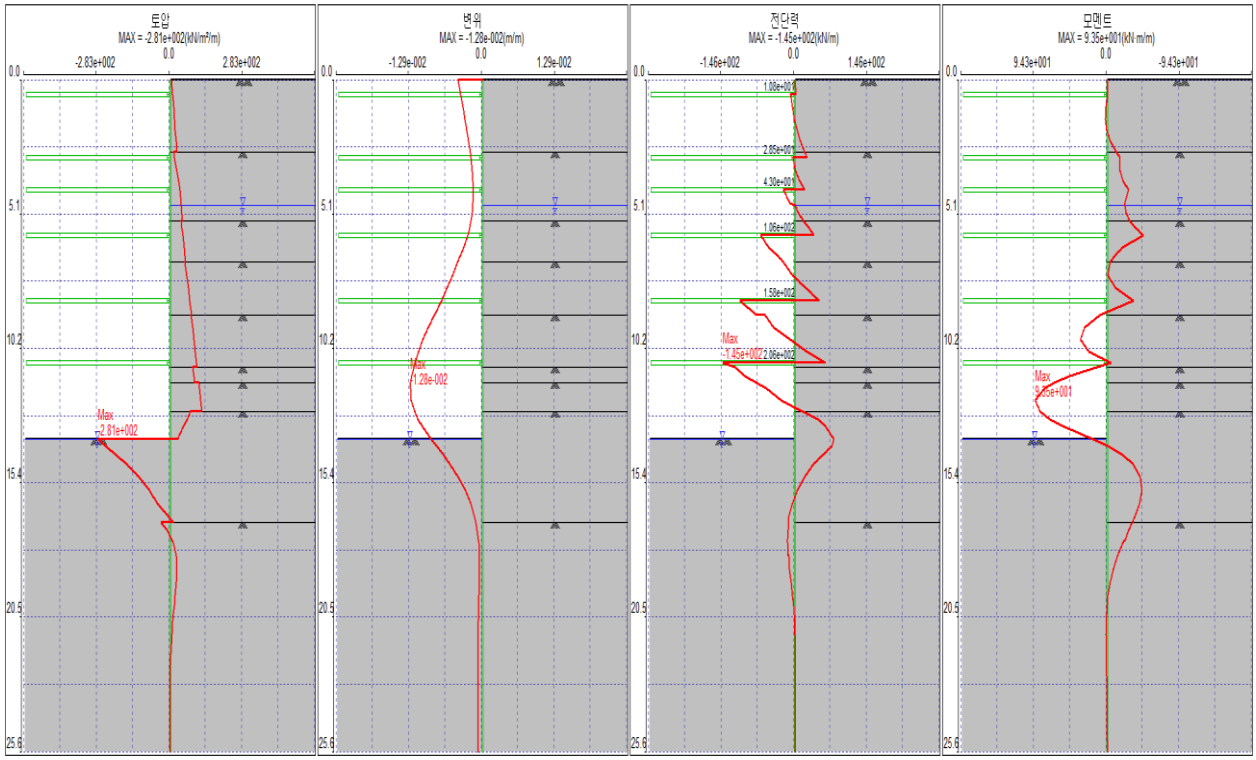
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 11.32 m]



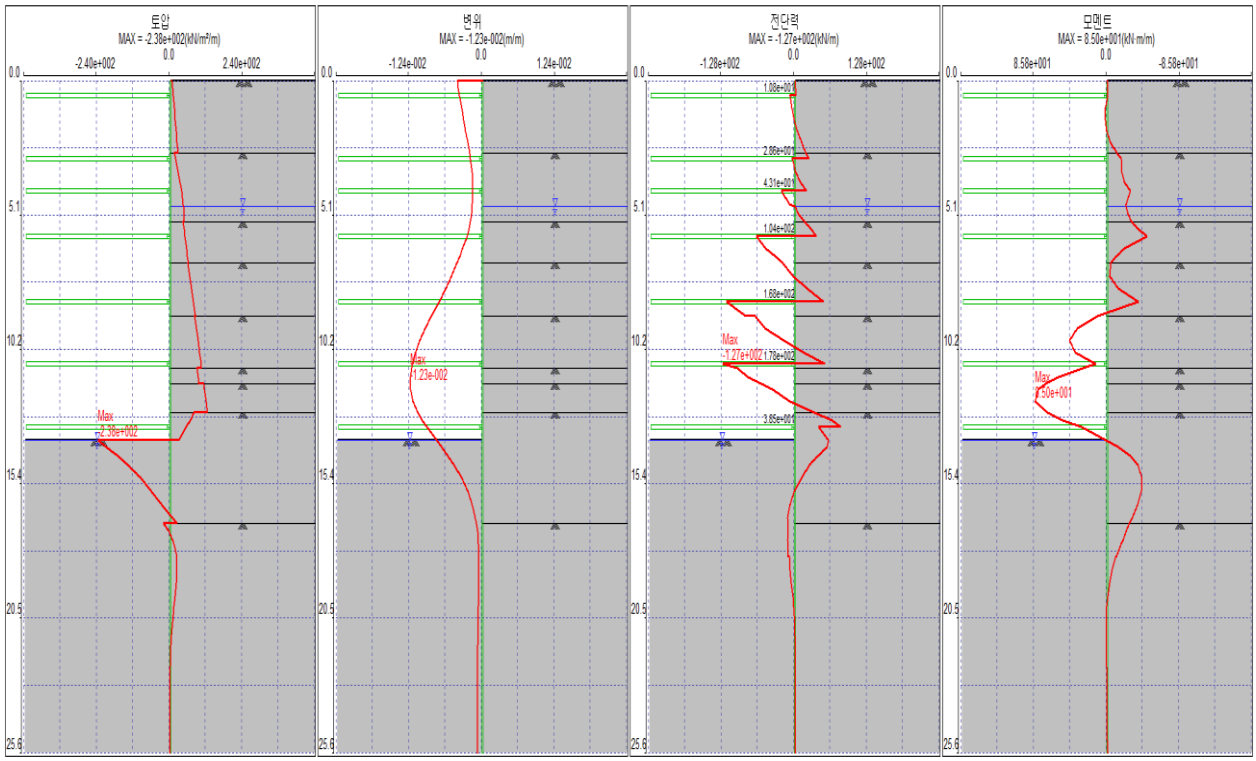
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 Strut-6]



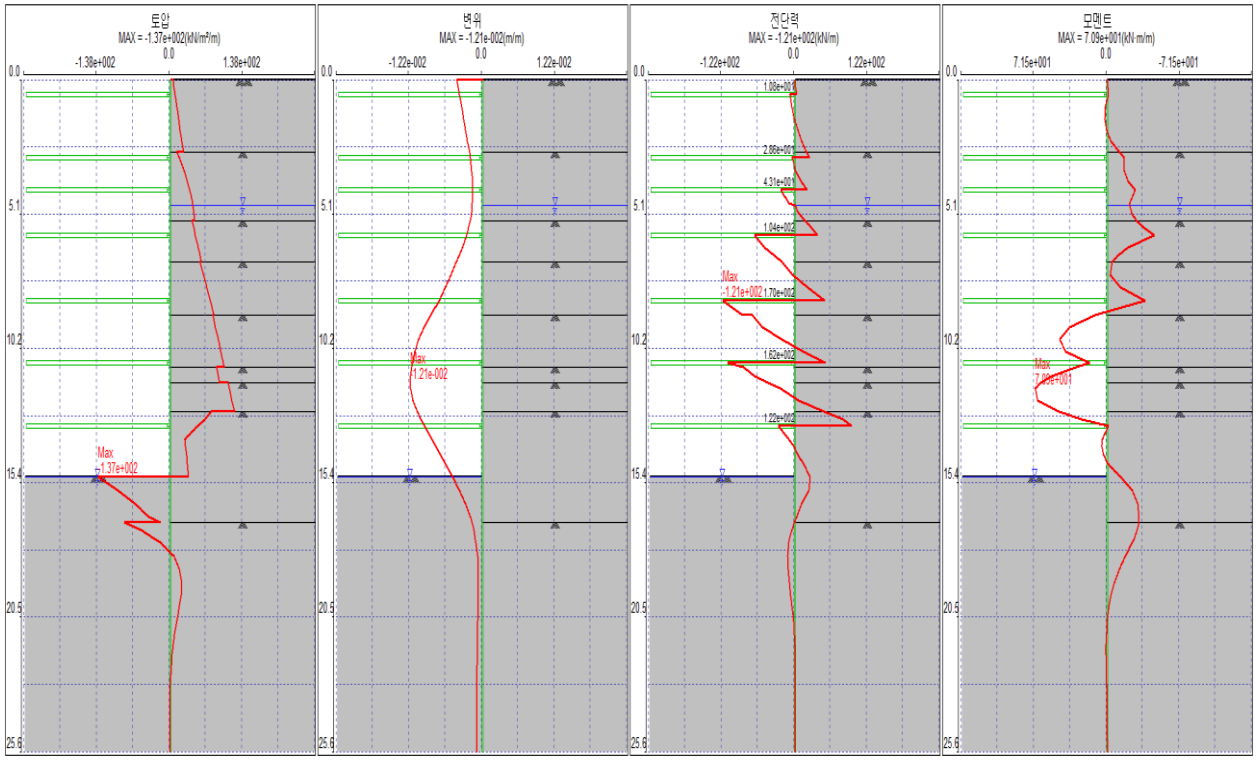
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 13.72 m]



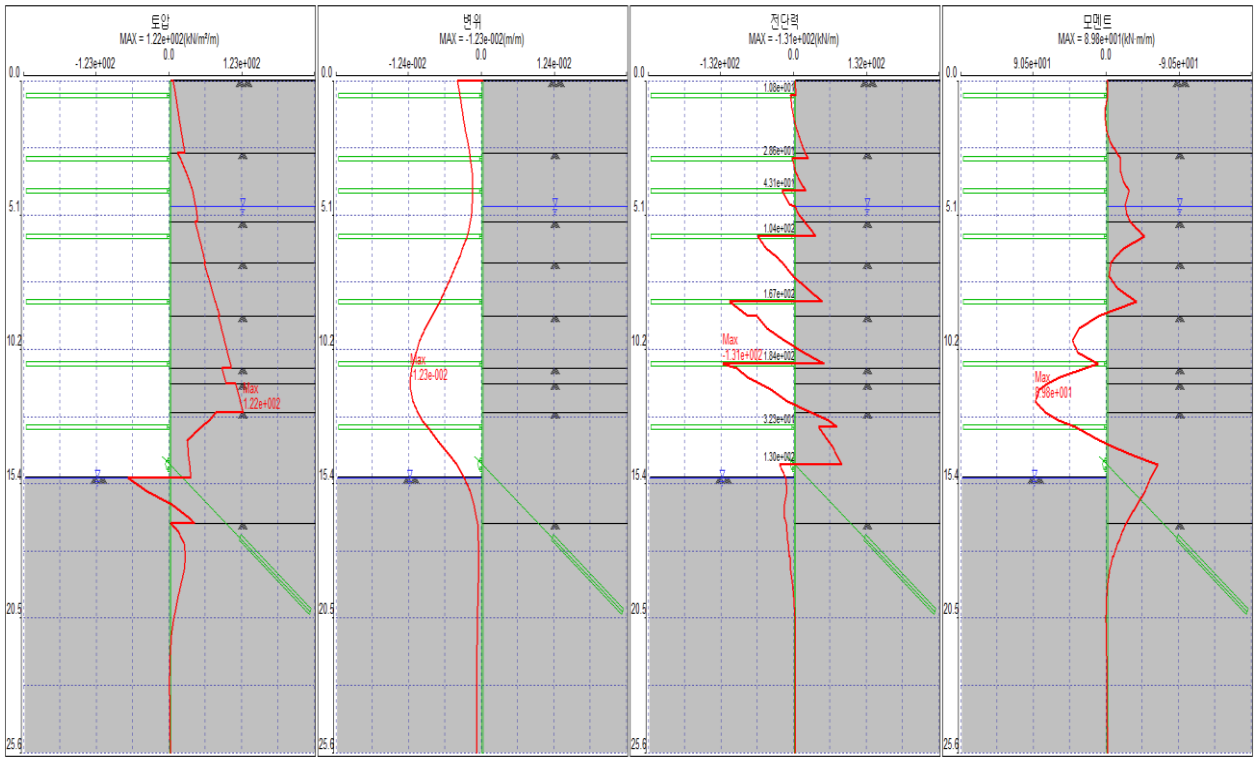
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 Strut-7]



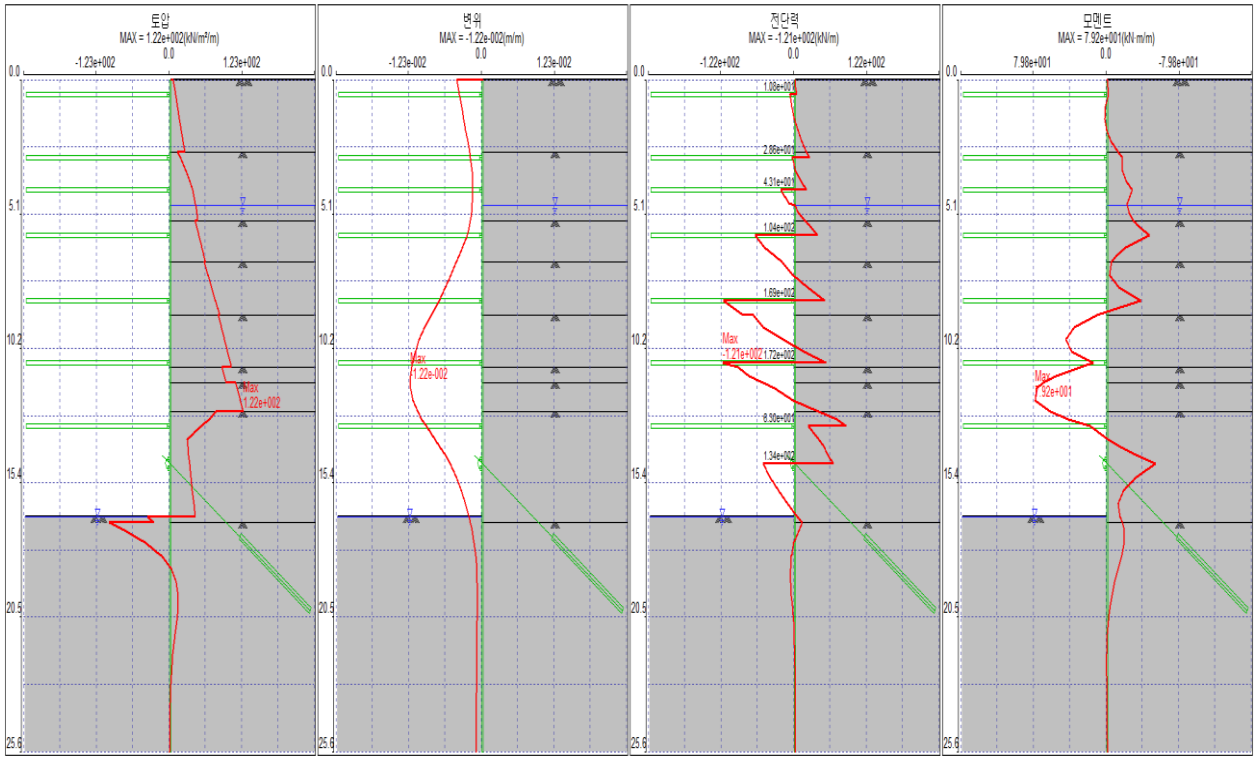
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 15.16 m]



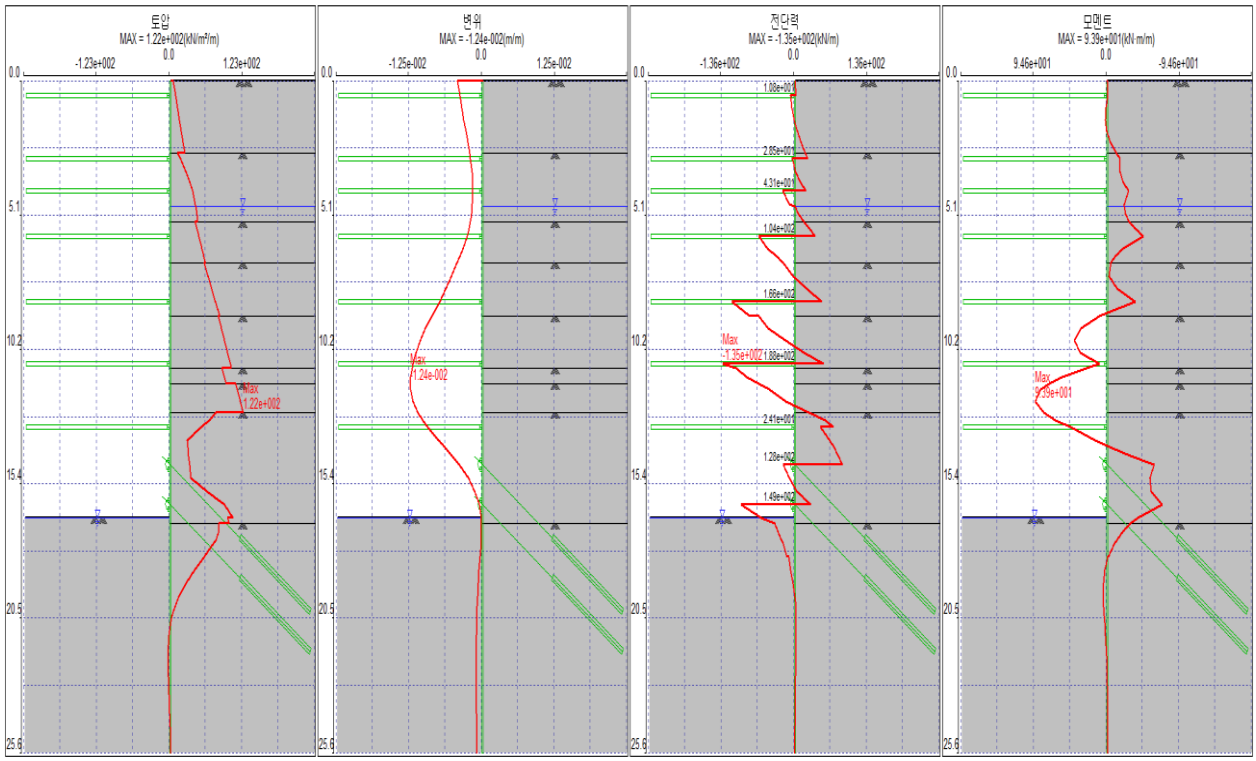
16) 시공 16 단계 [CS16 : 생성 Strut-8]



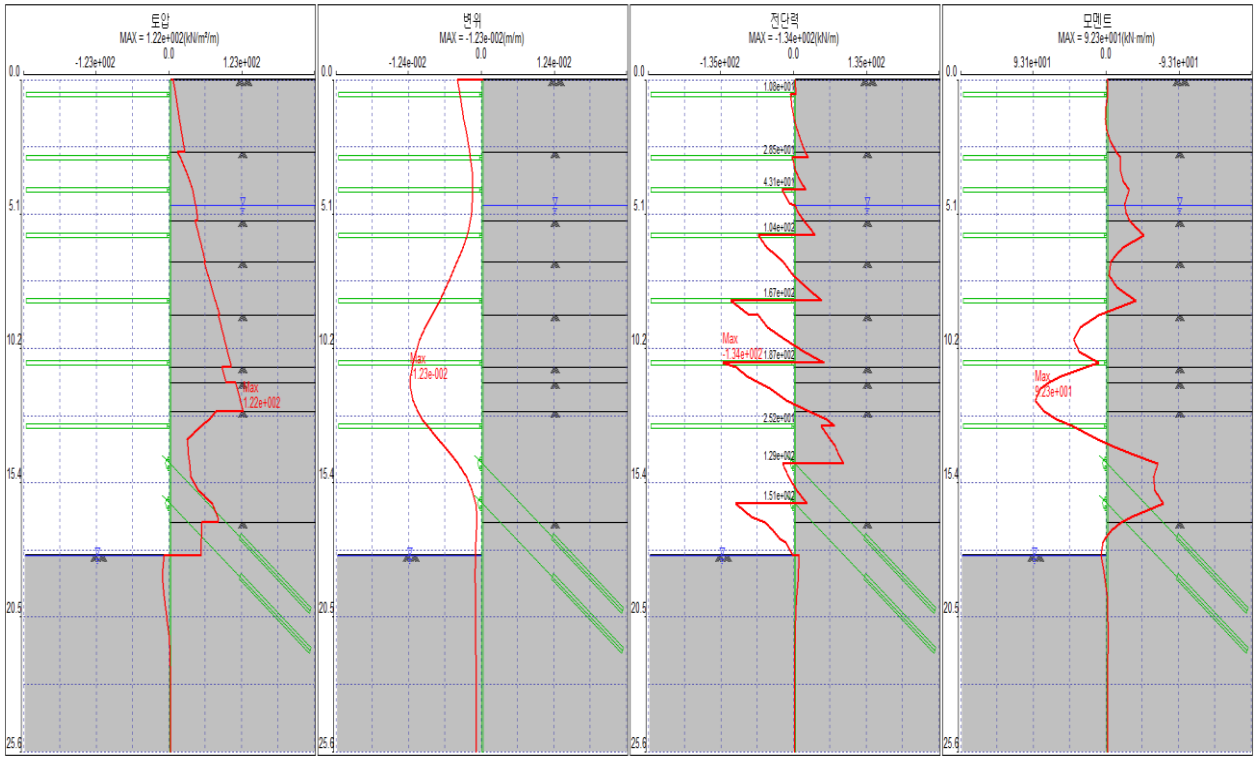
17) 시공 17 단계 [CS17 : 굴착 16.66 m]



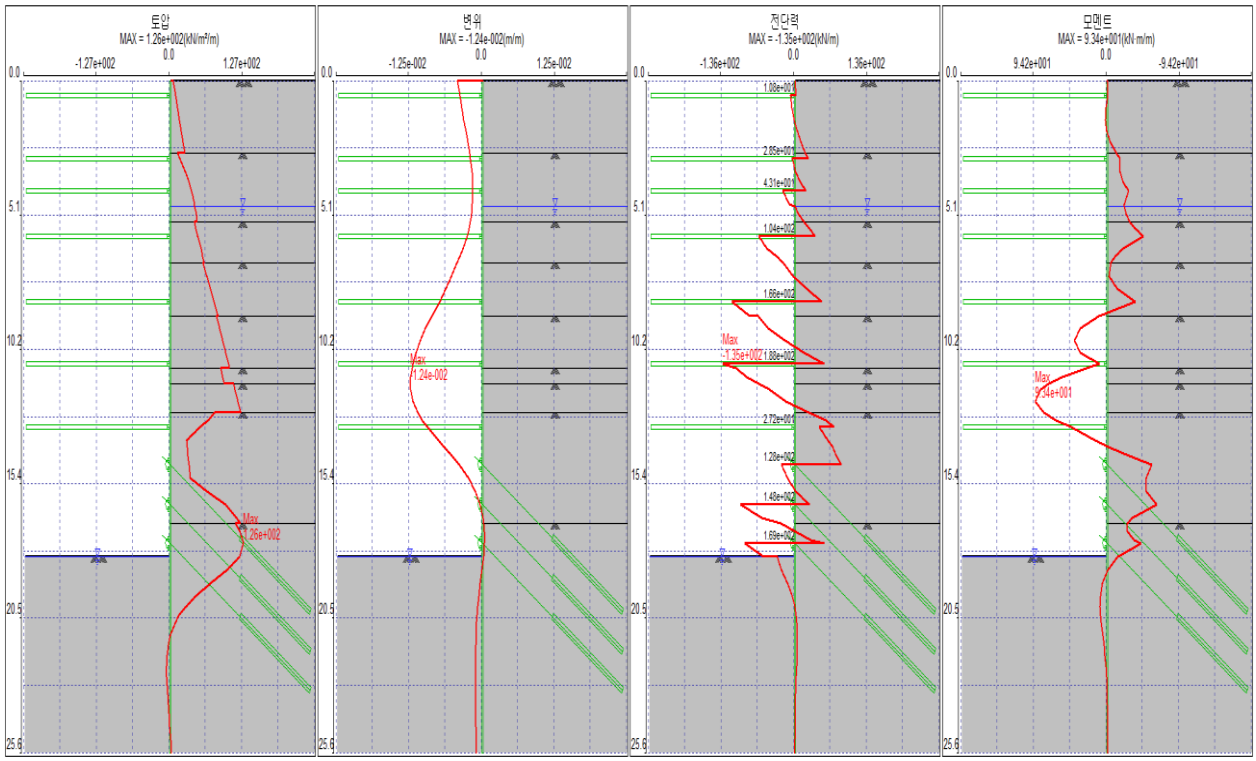
18) 시공 18 단계 [CS18 : 생성 Strut-9]



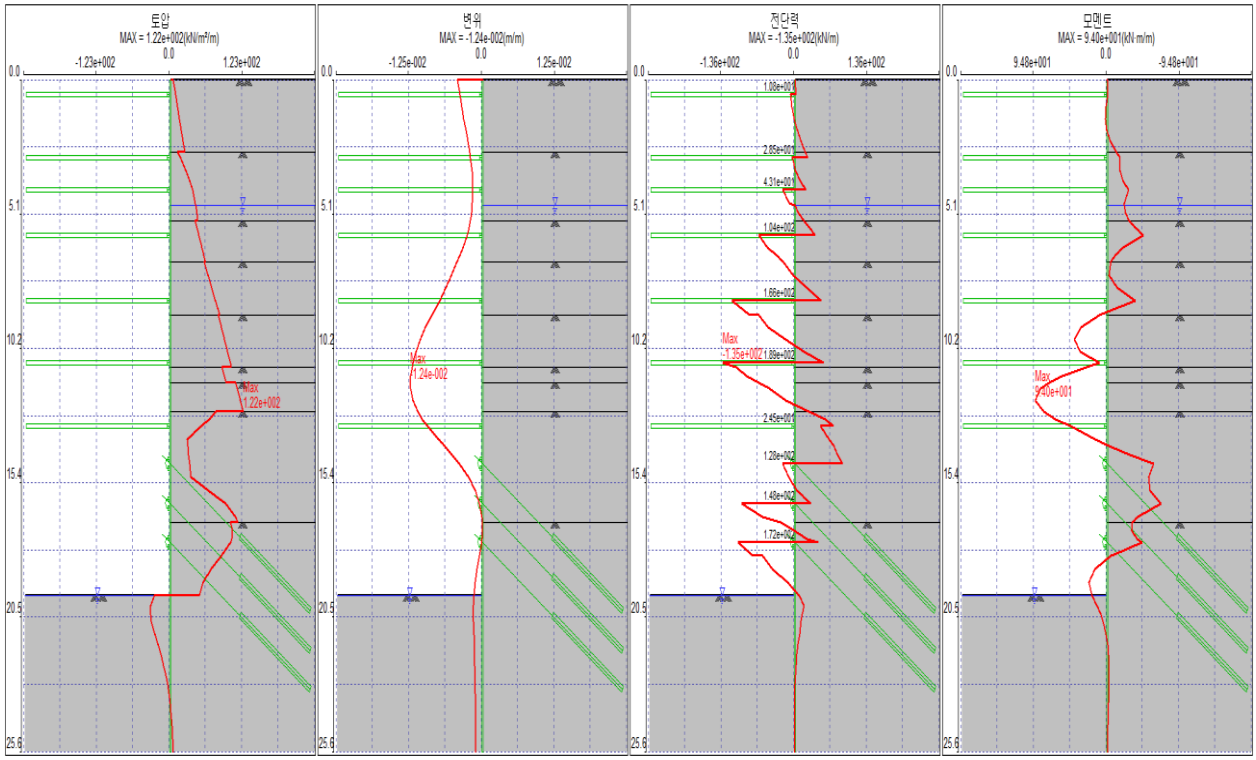
19) 시공 19 단계 [CS19 : 굴착 18.16 m]



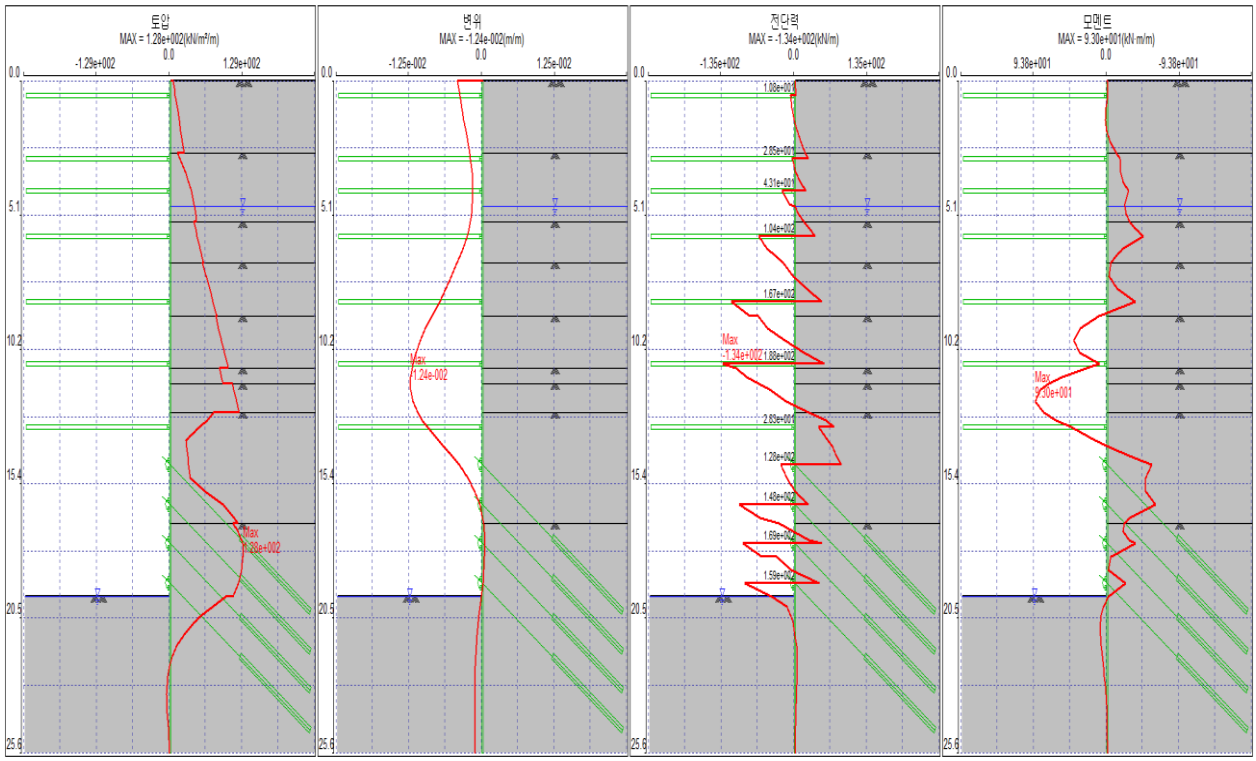
20) 시공 20 단계 [CS20 : 생성 Strut-10]



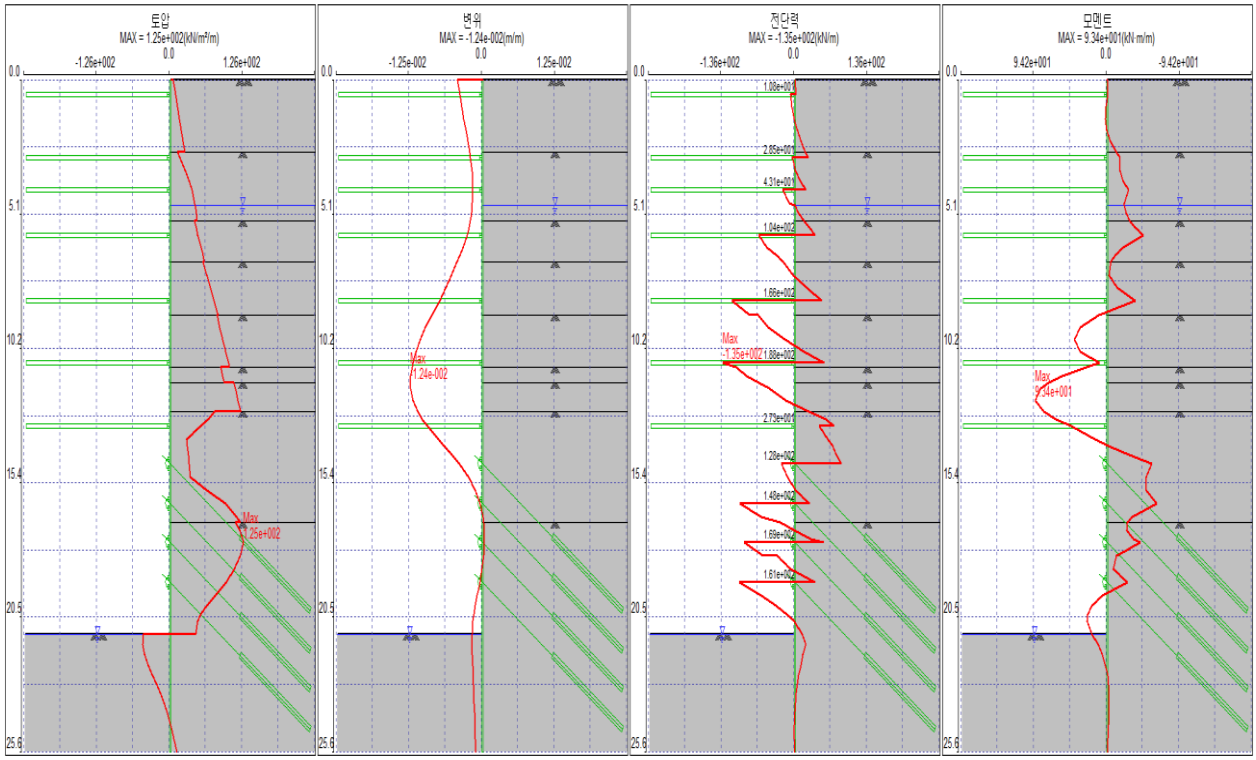
21) 시공 21 단계 [CS21 : 굴착 19.66 m]



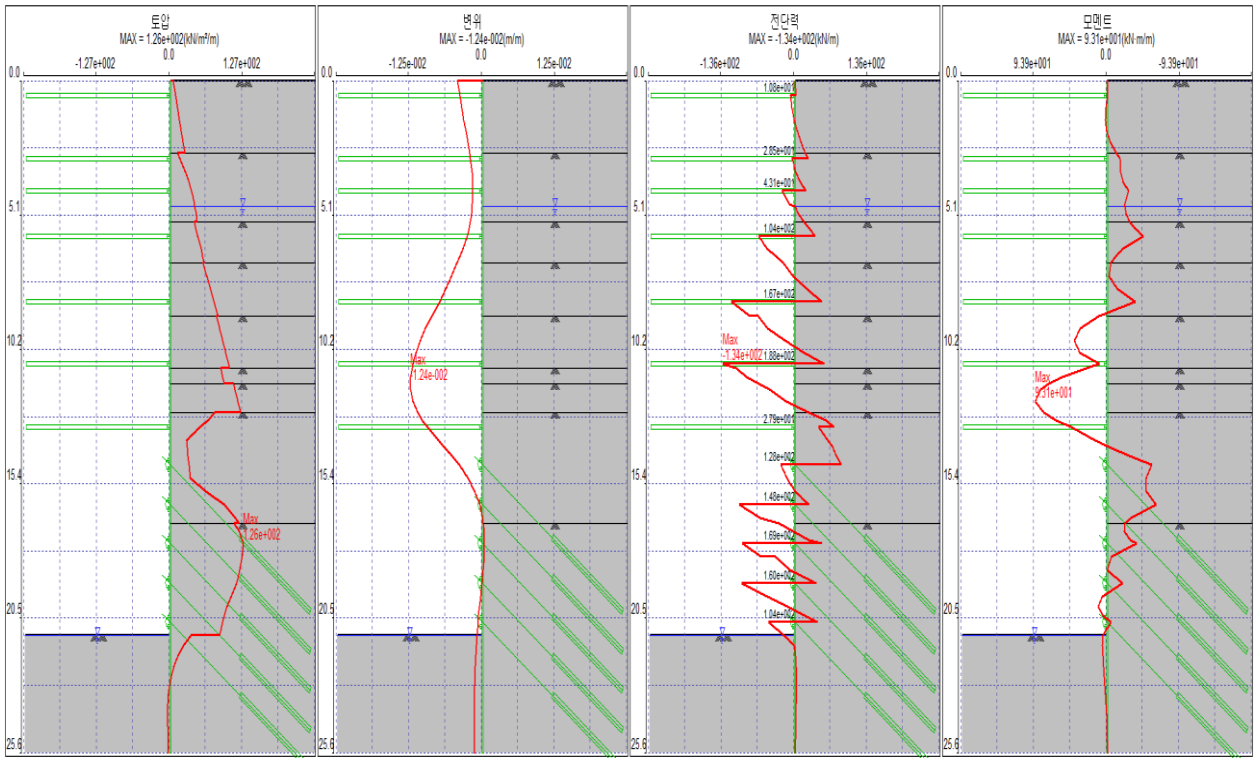
22) 시공 22 단계 [CS22 : 생성 Strut-11]



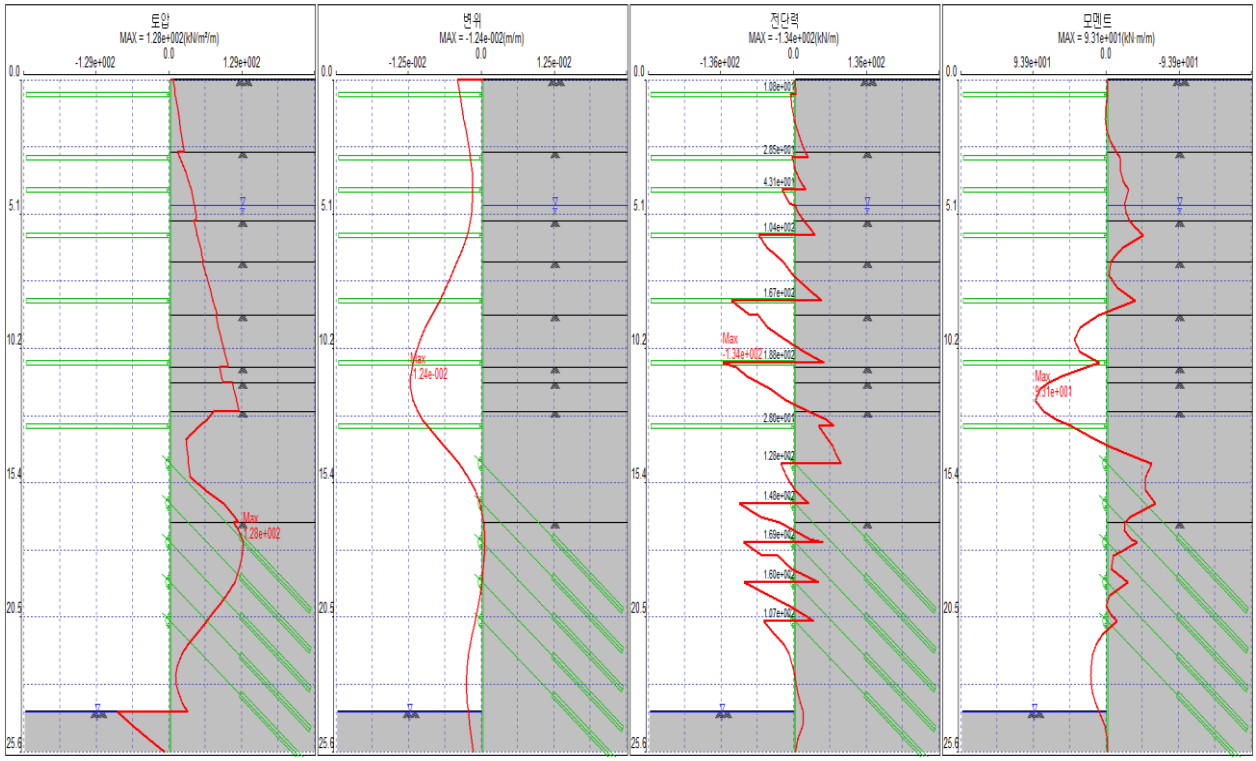
23) 시공 23 단계 [CS23 : 굴착 21.16 m]



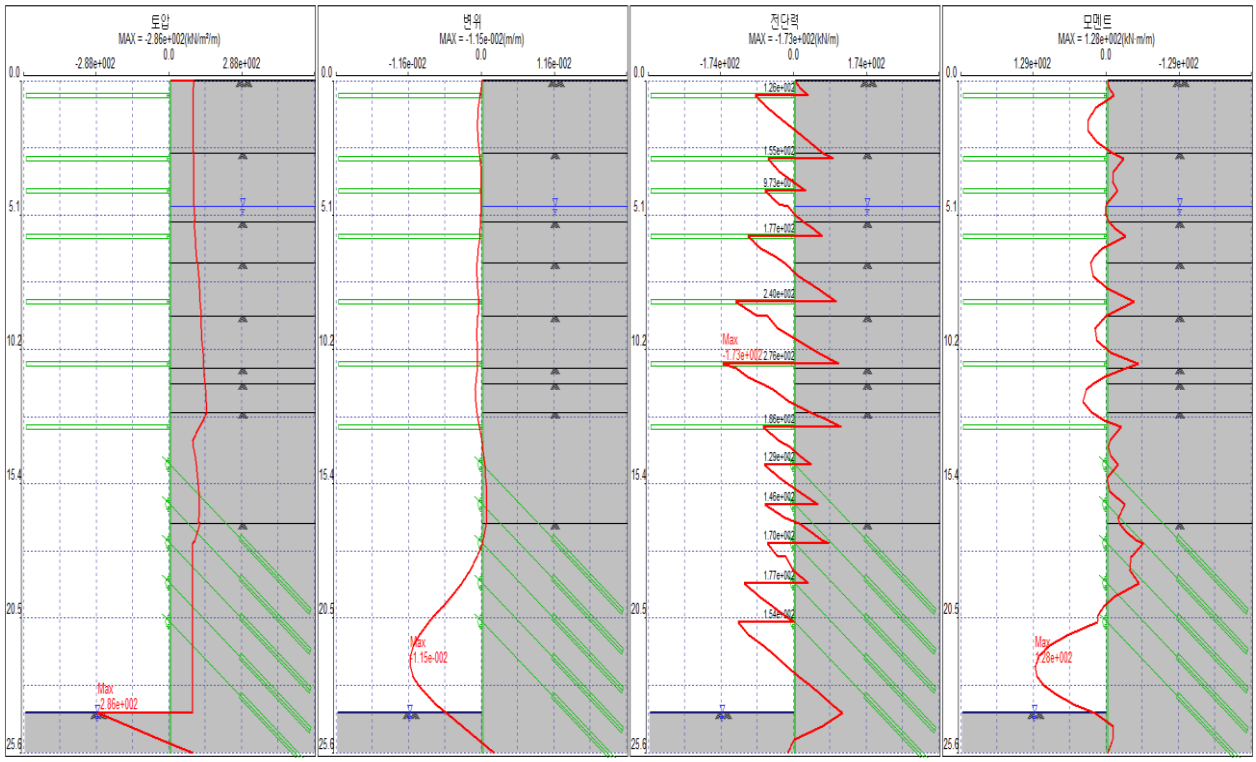
24) 시공 24 단계 [CS24 : 생성 Strut-12]



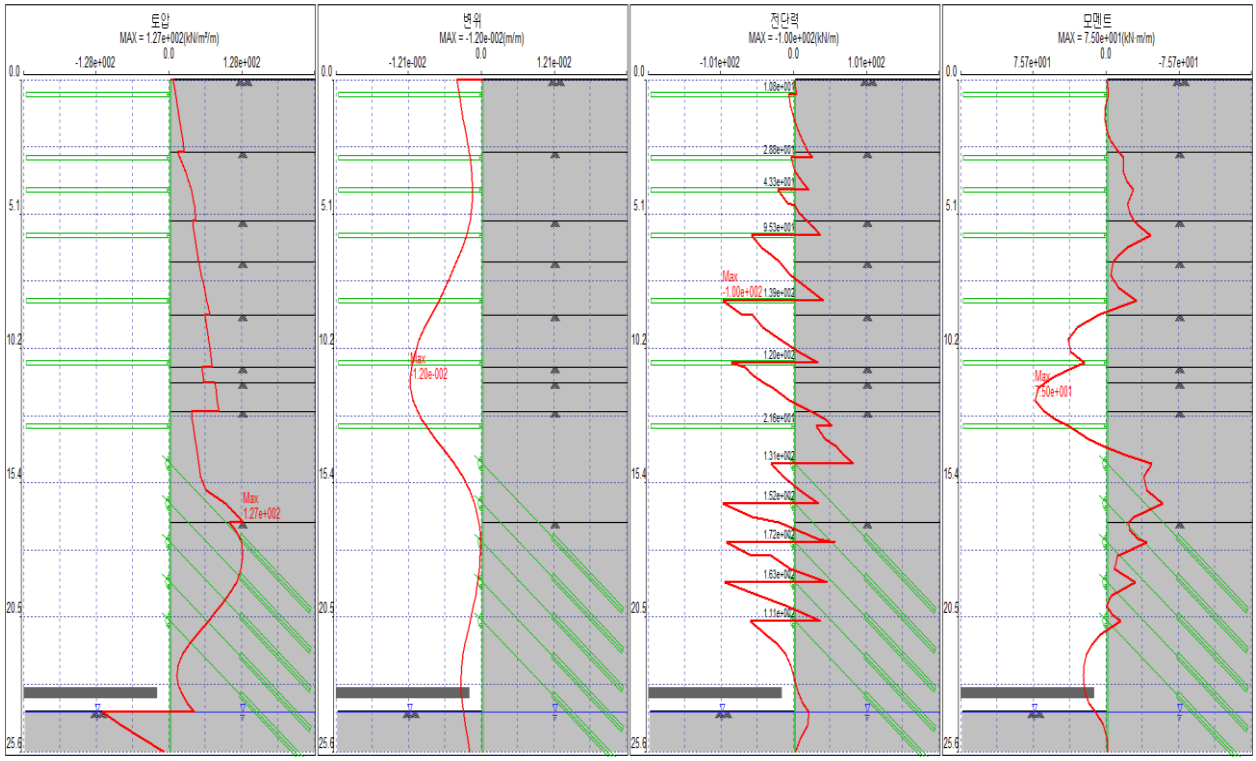
25) 시공 25 단계 [CS25 : 굴착 24.115 m]



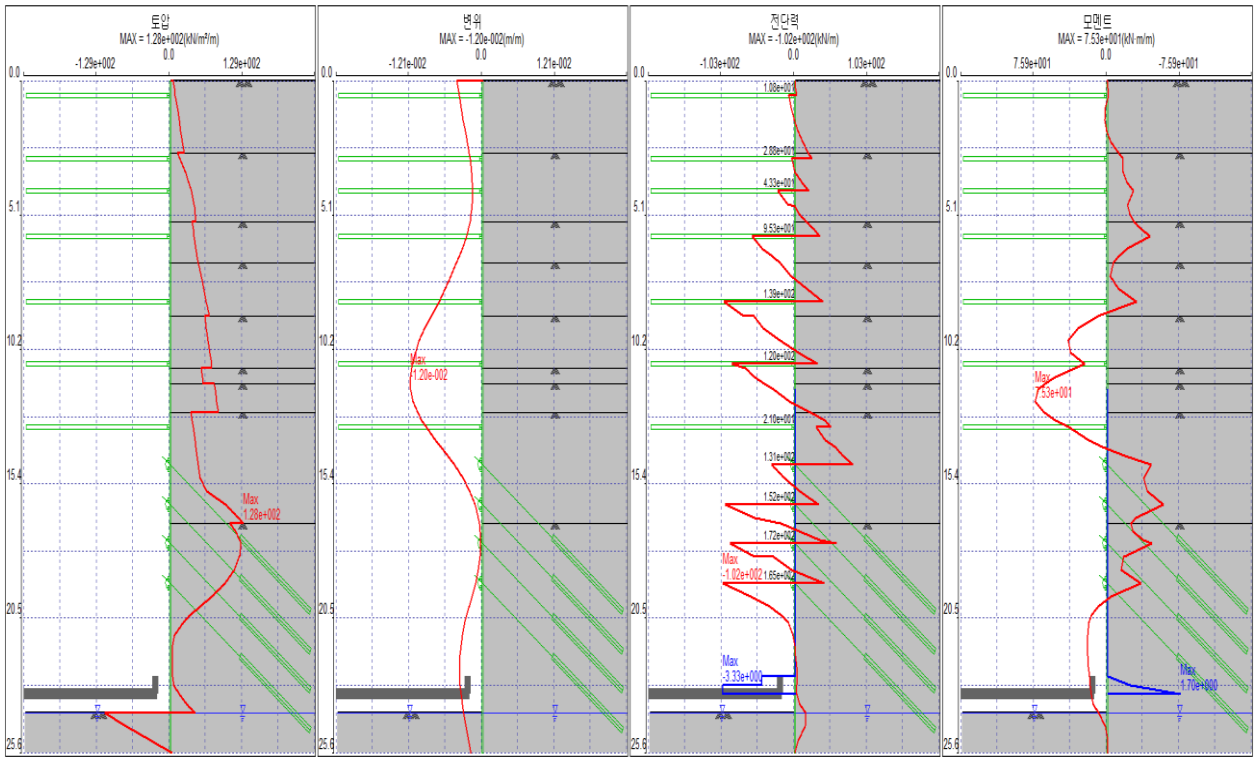
26) 시공 26 단계 [CS26 : Peck]



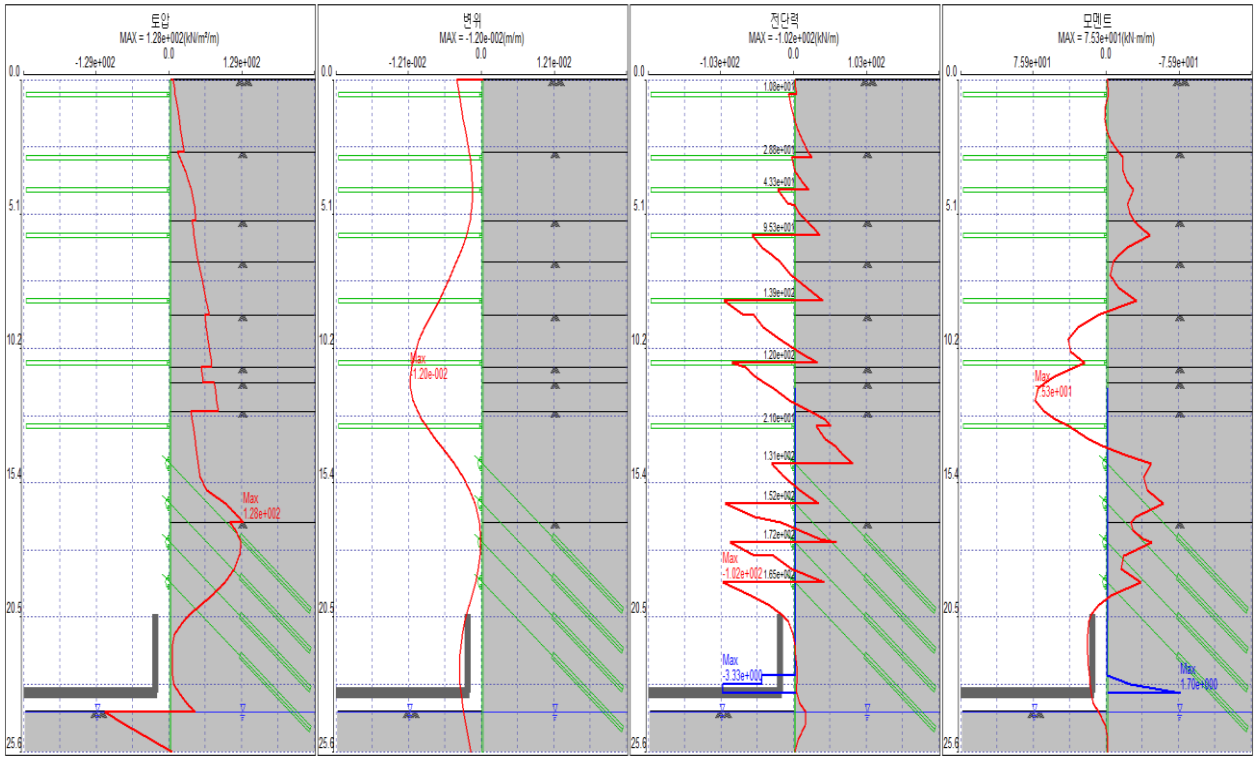
27) 시공 27 단계 [CS27 : 하단슬래브 타설]



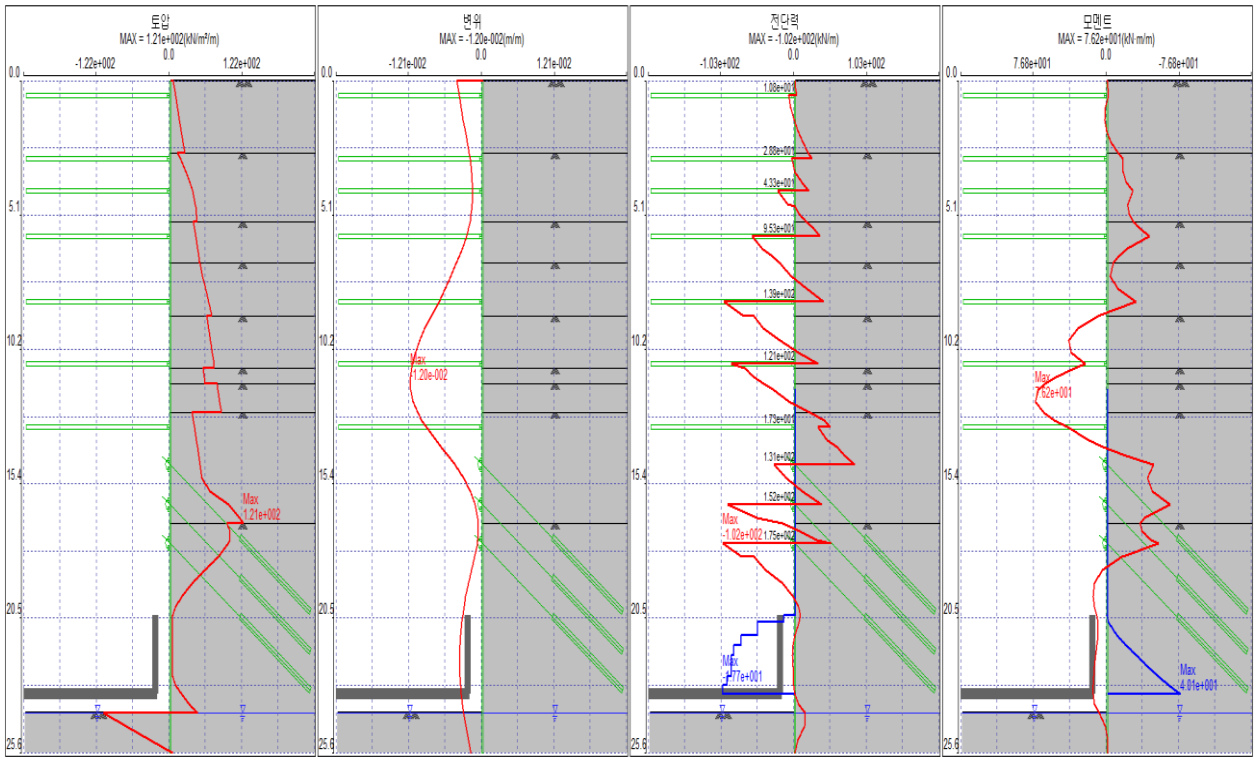
28) 시공 28 단계 [CS28 : 어스앵커5단 해체]



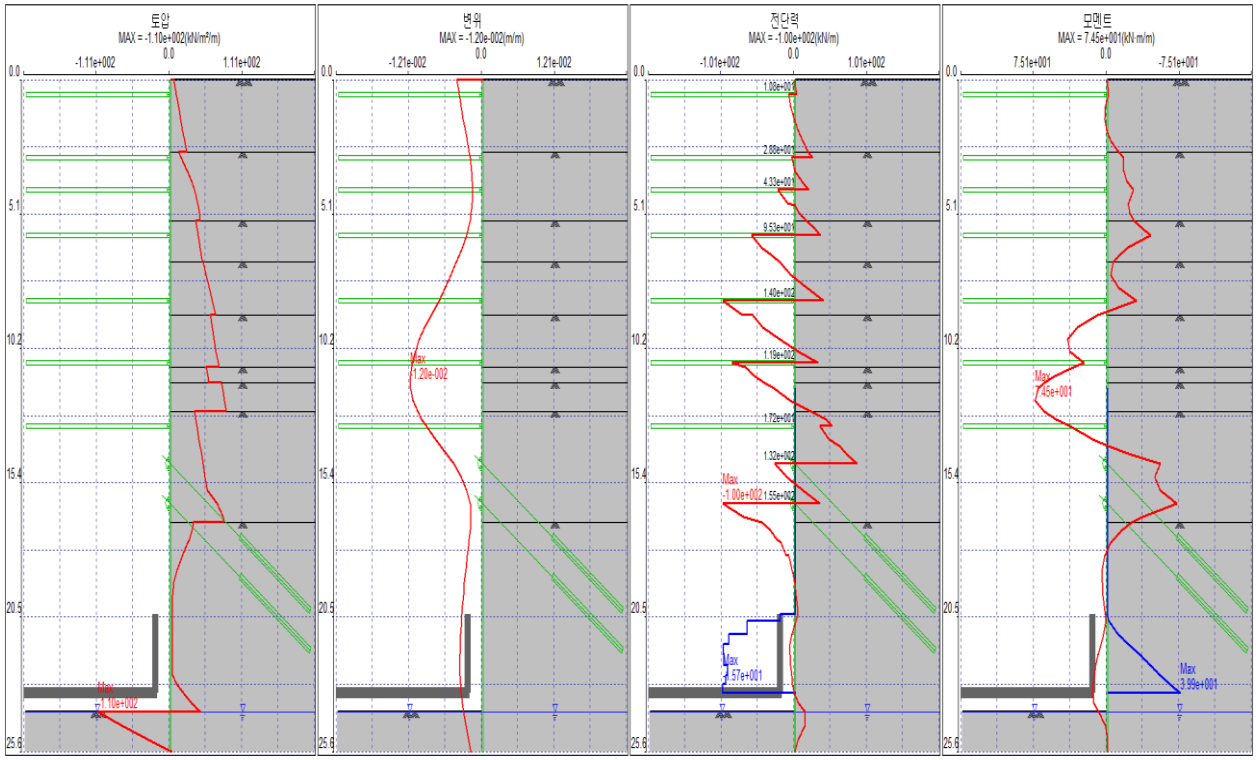
29) 시공 29 단계 [CS29 : 벽체 타설]



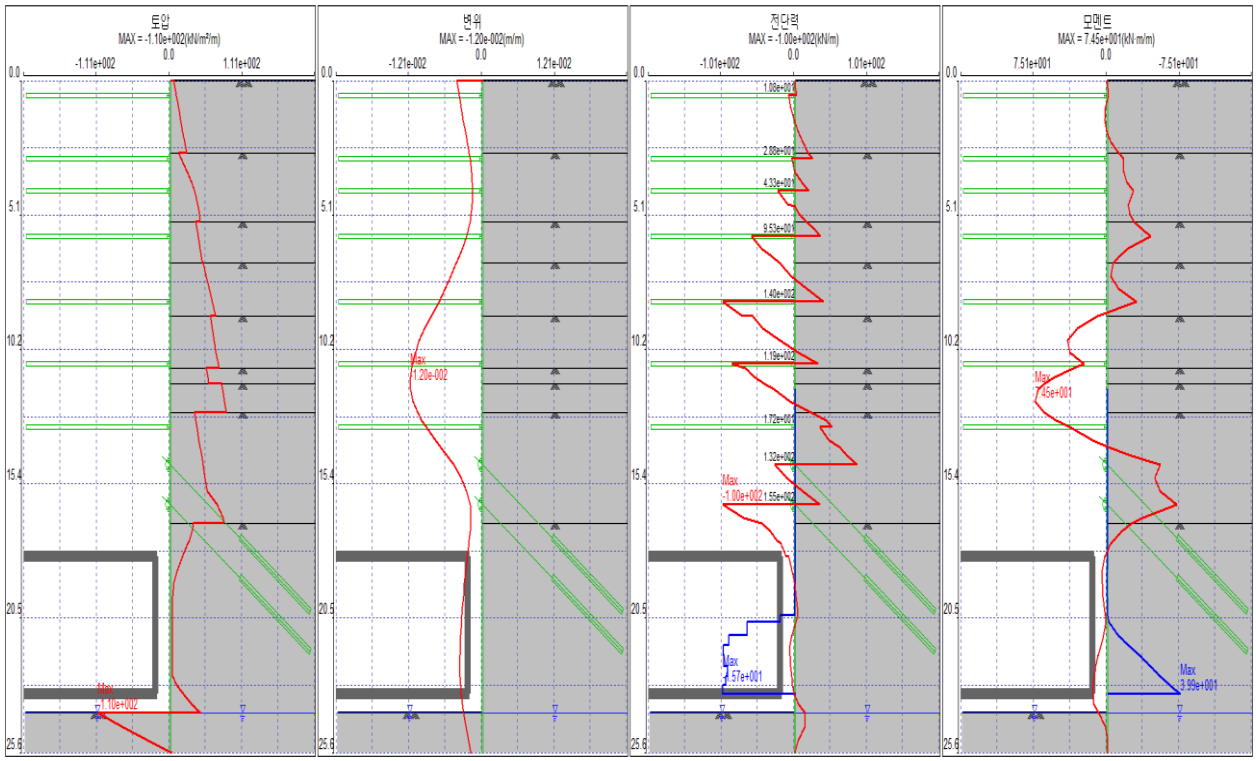
30) 시공 30 단계 [CS30 : 어스앵커 4단 해체]



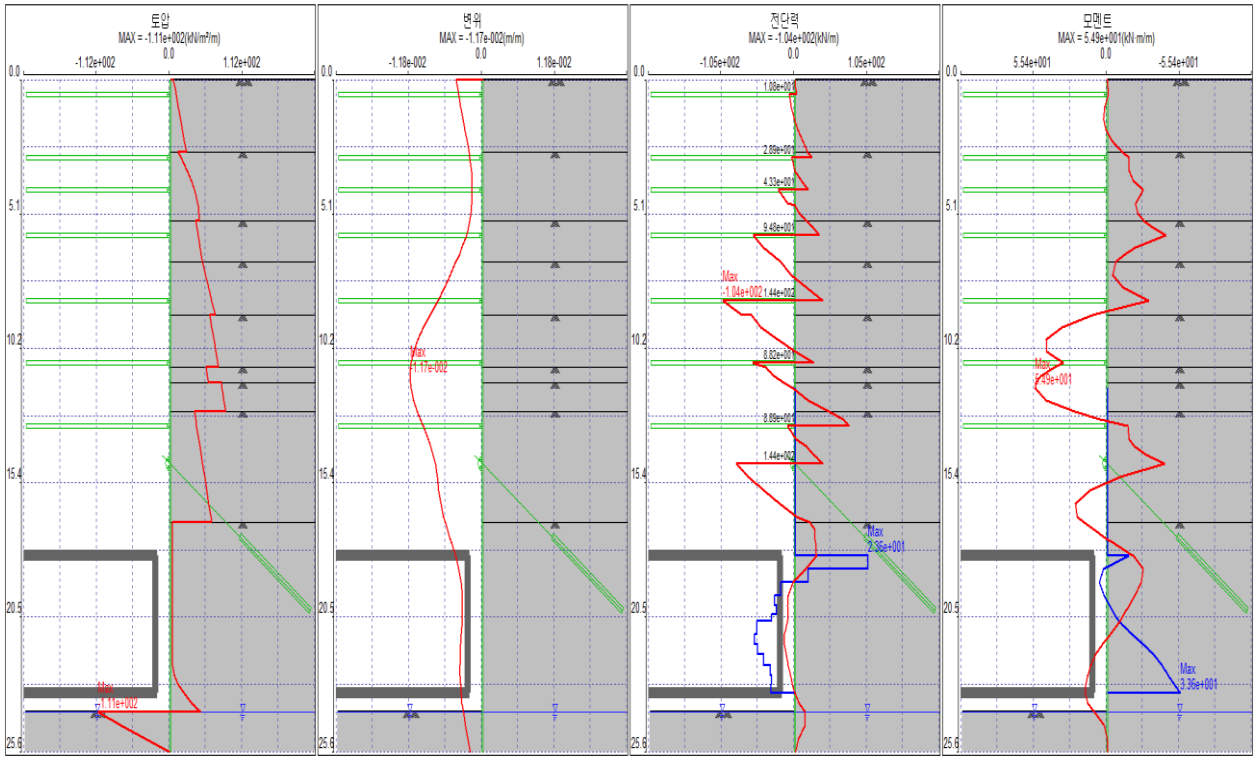
31) 시공 31 단계 [CS31 : 어스앵커 3단 해체]



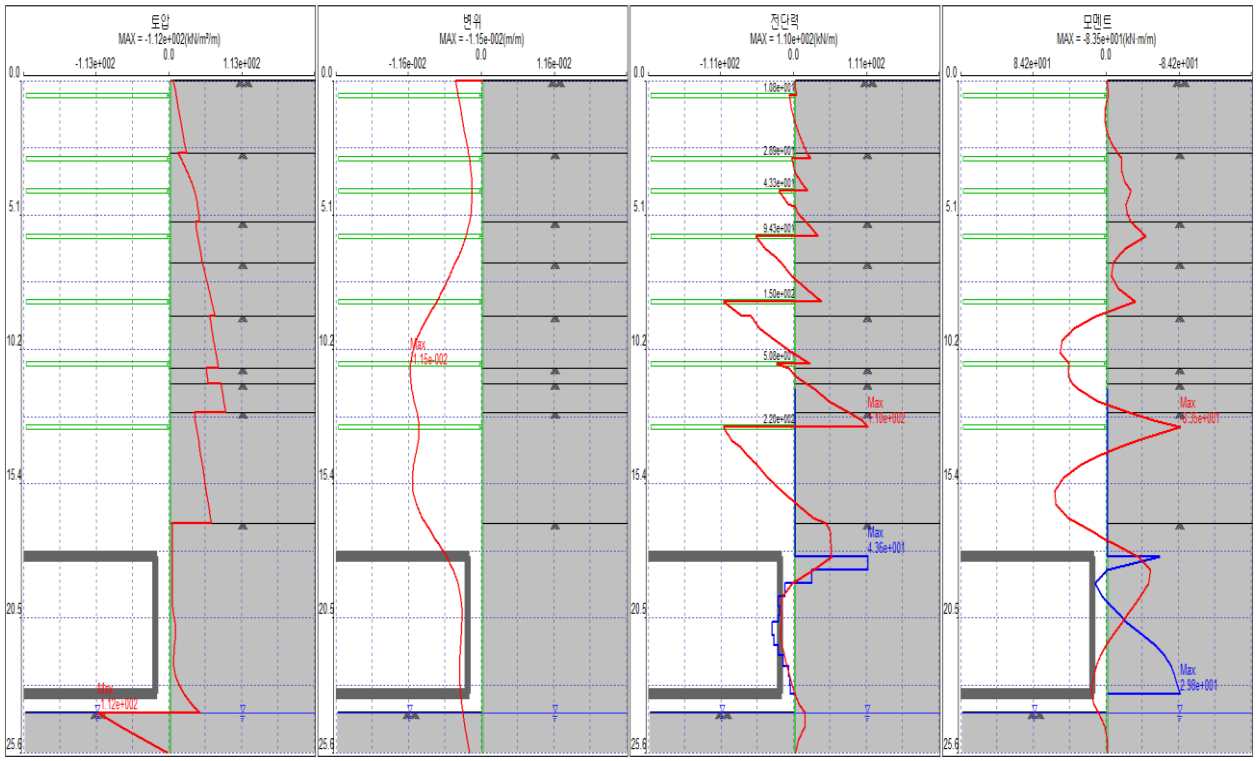
32) 시공 32 단계 [CS32 : 상부슬래브 타설]



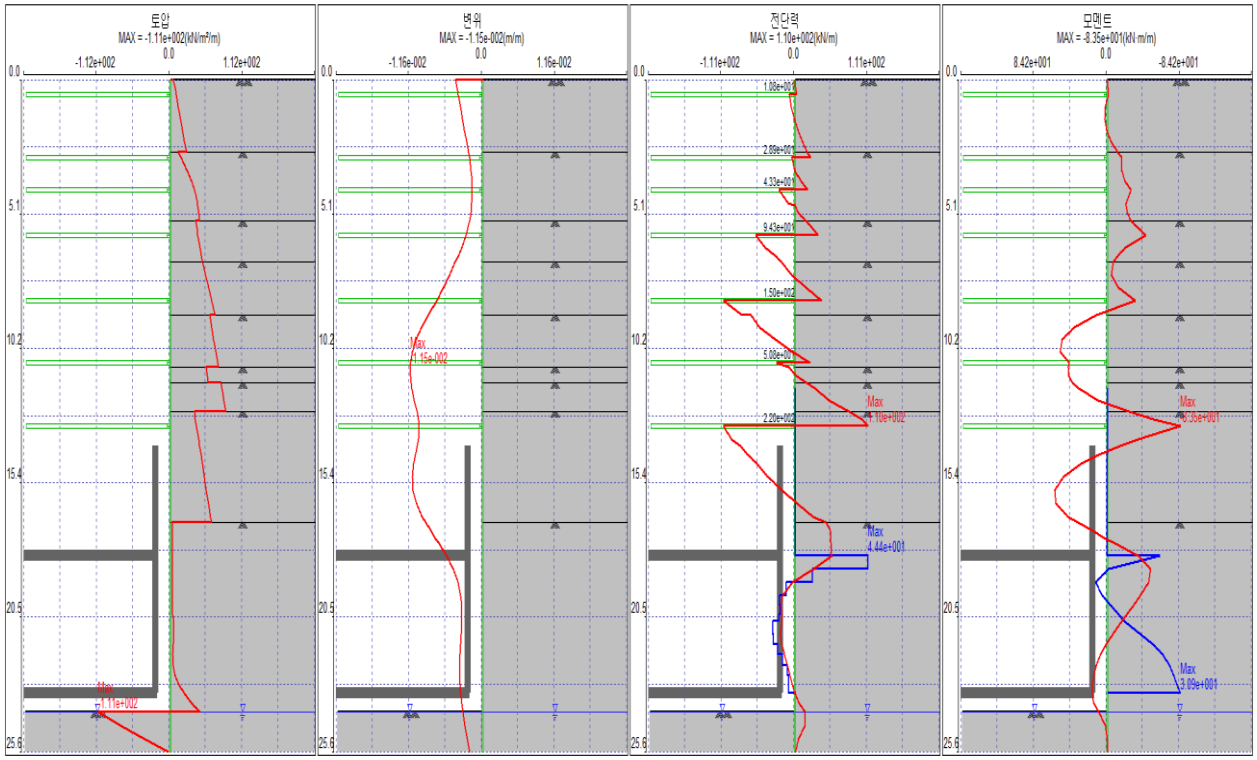
33) 시공 33 단계 [CS33 : 어스앵커 2단 해체]



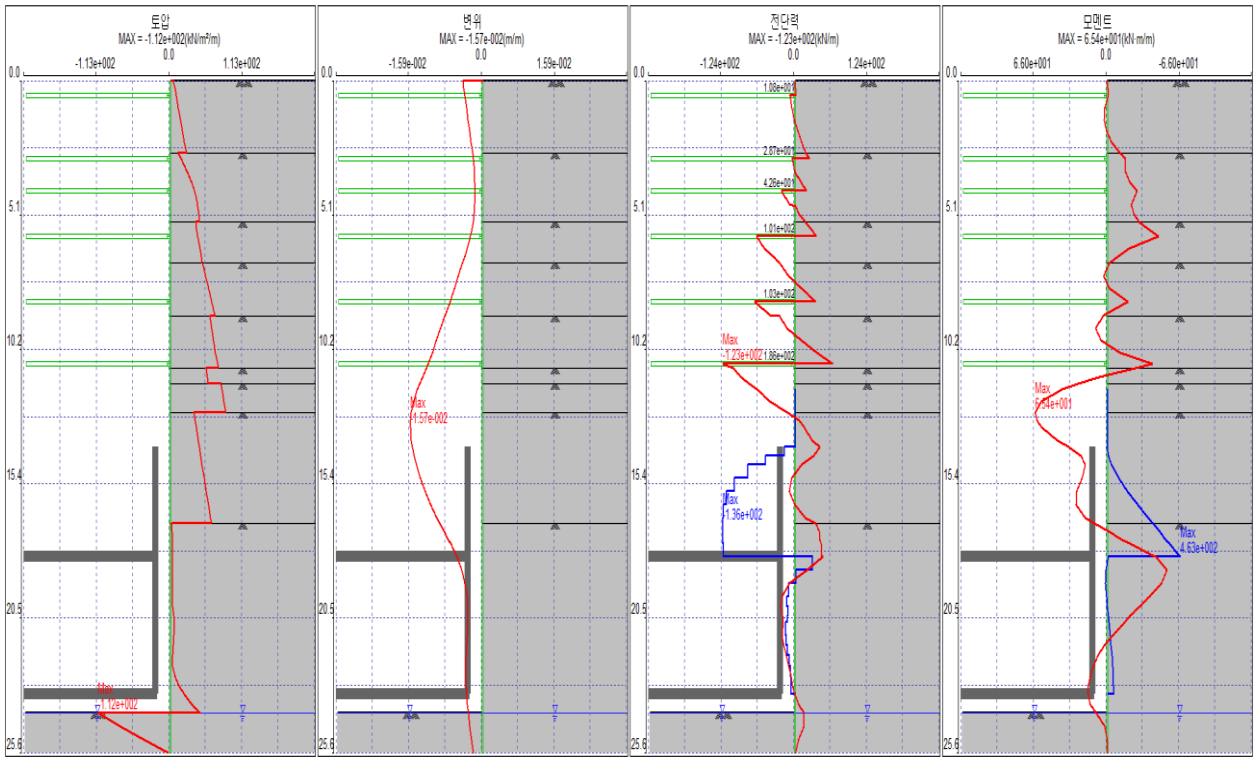
34) 시공 34 단계 [CS34 : 어스앵커 1단 해체]



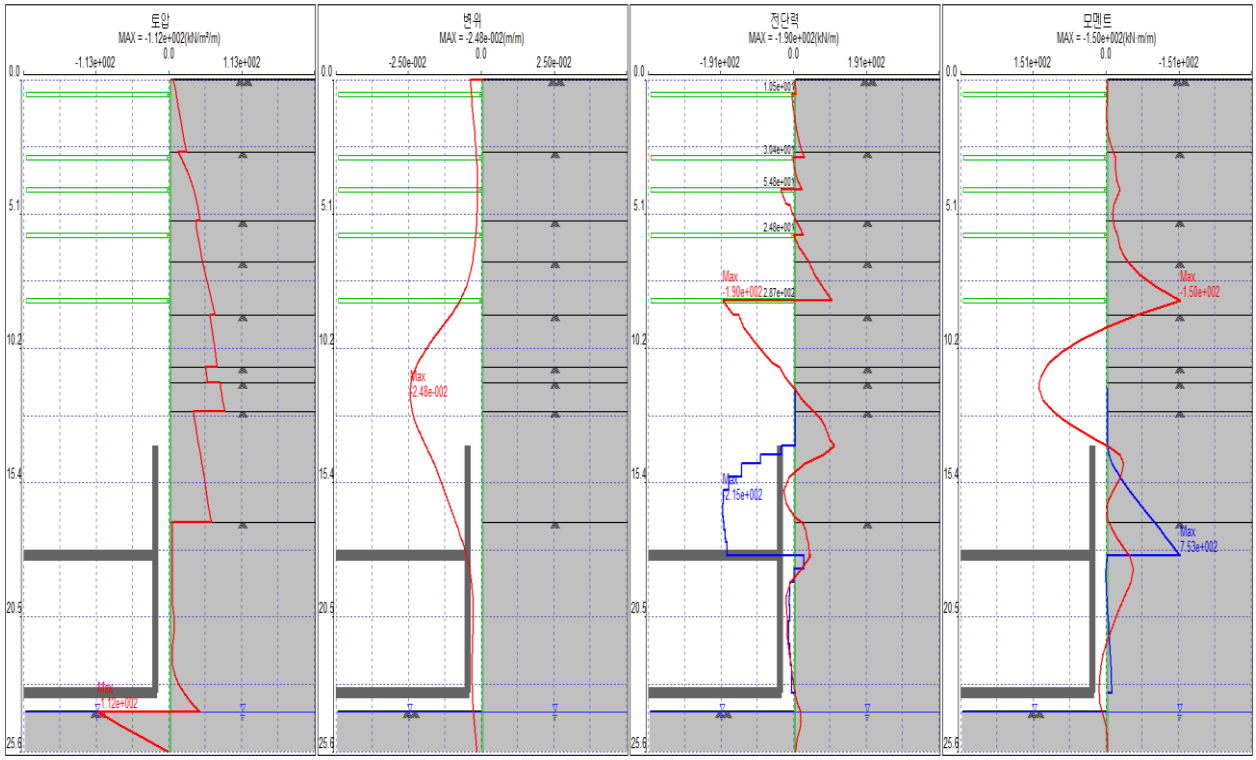
35) 시공 35 단계 [CS35 : 기계실 벽체 타설]



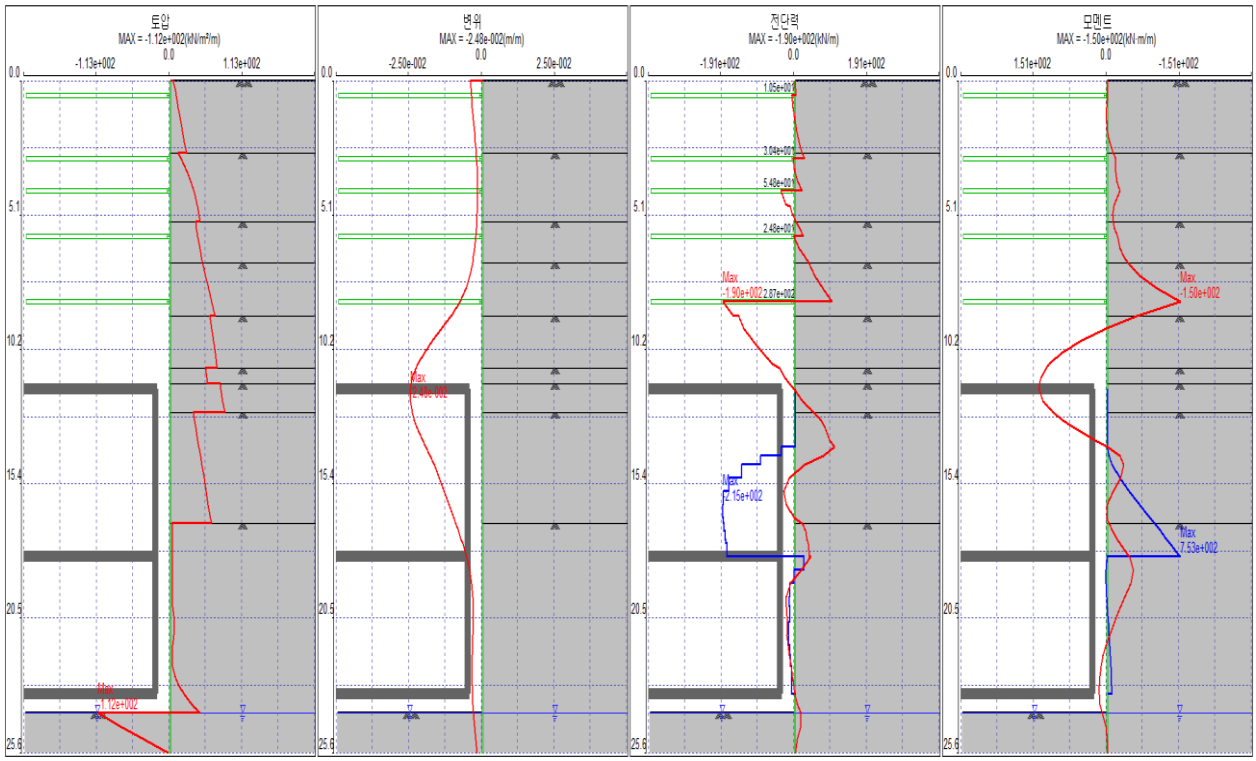
36) 시공 36 단계 [CS36 : 버팀보 6단 해체]



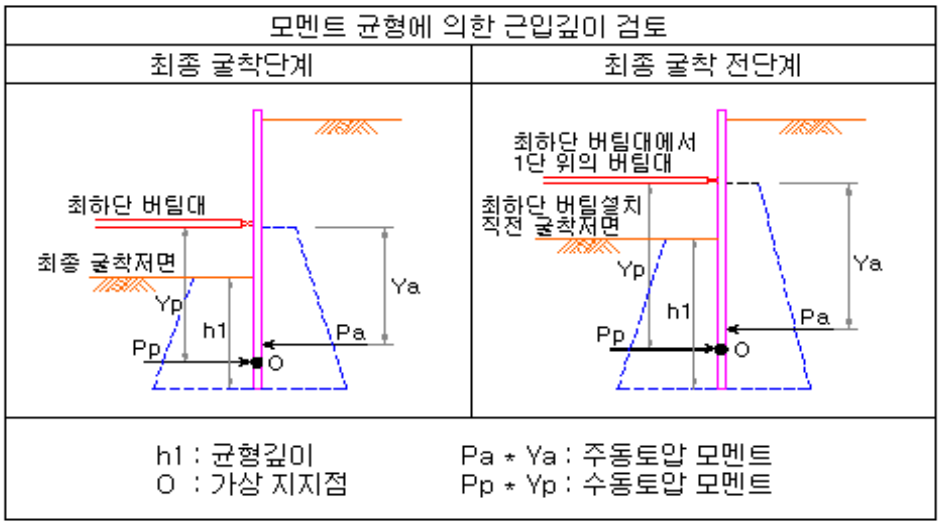
37) 시공 37 단계 [CS37 : 버팀보 5단 해체]



38) 시공 38 단계 [CS38 : 기계실 상단슬래브 타설]



10.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	0.004	1.500	26.530	9208.733	347.104	1.200	OK
최종 굴착 전단계	0.002	4.455	25.819	29520.594	1143.367	1.200	OK

10.3.1 최종 굴착 단계의 경우

1) 토압의 작용폭

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 0.3 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 0.9 m

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -20.66 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 11.661 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.727 m
굴착면 하부토압 (Pa2) = 1.519 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 4.205 m
Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)
Ma = (11.661 x 1.727) + (1.519 x 4.205) = 26.53 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2185.919 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 4.213 m
Mp = (Pp x Yp) = (2185.919 x 4.213) = 9208.733 kN·m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 9208.733 / 26.53 = 347.104
S.F. = 347.104 > 1.2 ... OK

10.3.2. 최종 굴착 전단계의 경우

1) 토압의 작용폭

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 0.3 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 0.9 m

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -19.16 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 6.75 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.000 m
굴착면 하부토압 (Pa2) = 4.511 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 4.227 m
Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)
Ma = (6.75 x 1.000) + (4.511 x 4.227) = 25.819 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

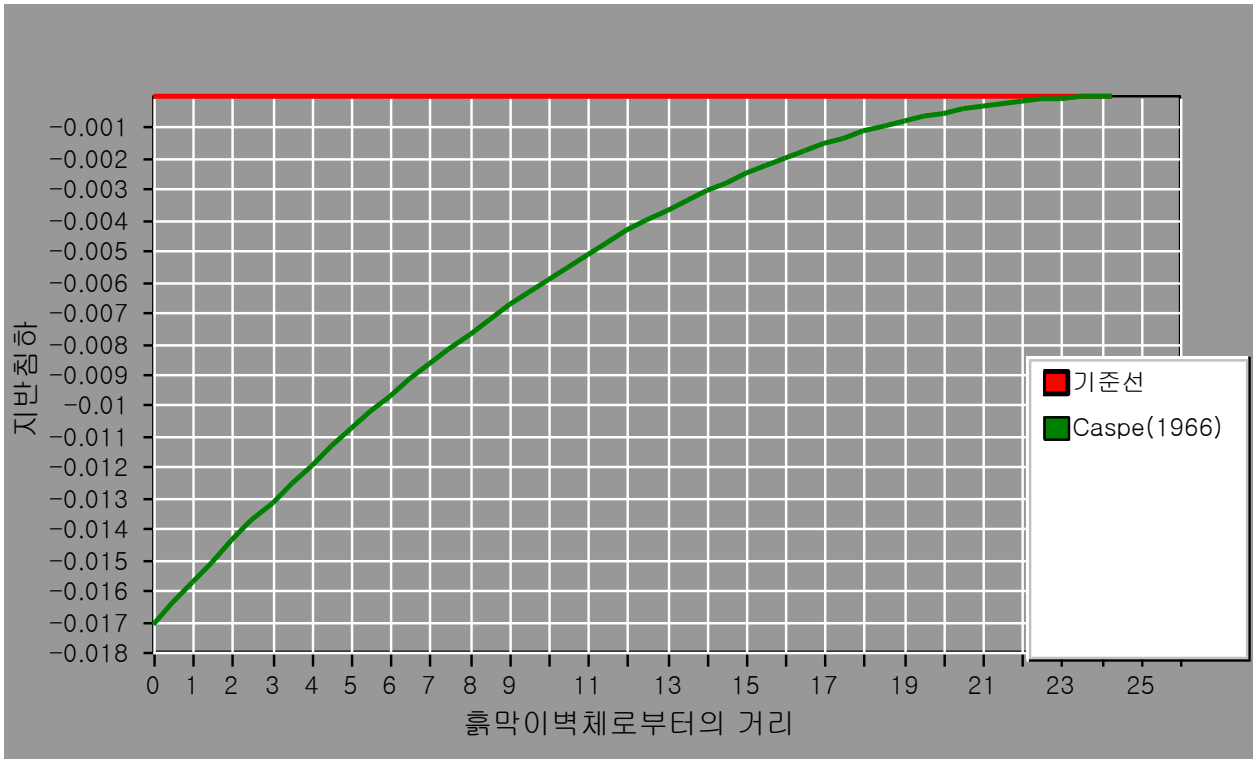
굴착면 하부토압 (Pp) = 6880.093 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 4.291 m
Mp = (Pp x Yp) = (6880.093 x 4.291) = 29520.594 kN·m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 29520.594 / 25.819 = 1143.367
S.F. = 1143.367 > 1.2 ... OK

10.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



10.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.104 m³/m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 20 m, Hw = 24.115 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (φ) = 28.735 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + φ/2)

Hp = 0.5 x 20 x tan(45 + 28.735/2) = 16.887 m

Ht = Hp + Hw = 16.887 + 24.115 = 41.002 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-φ/2)

D = 41.002 x tan(45-28.735/2) = 24.28 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.104 / 24.28 = -0.017 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.017 x ((24.28 - Xi) / 24.28)^2

거리 (벽면기준) (m)	지반 침하량 (mm)	절점간 침하량 (mm)	각변위 (x0.001)
0.00	-17.118	-0.698	-1.395
0.50	-16.420	-0.683	-1.366
1.00	-15.737	-0.669	-1.337
1.50	-15.068	-0.654	-1.308
2.00	-14.414	-0.640	-1.279
2.50	-13.774	-0.625	-1.250
3.00	-13.149	-0.611	-1.221

3.50	−12.538	−0.596	−1.192
4.00	−11.942	−0.582	−1.163
4.50	−11.360	−0.567	−1.134
5.00	−10.793	−0.553	−1.105
5.50	−10.241	−0.538	−1.076
6.00	−9.703	−0.524	−1.047
6.50	−9.179	−0.509	−1.018
7.00	−8.670	−0.494	−0.989
7.50	−8.176	−0.480	−0.960
8.00	−7.696	−0.465	−0.931
8.50	−7.230	−0.451	−0.902
9.00	−6.779	−0.436	−0.873
9.50	−6.343	−0.422	−0.844
10.00	−5.921	−0.407	−0.815
10.50	−5.514	−0.393	−0.786
11.00	−5.121	−0.378	−0.757
11.50	−4.742	−0.364	−0.728
12.00	−4.379	−0.349	−0.699
12.50	−4.029	−0.335	−0.670
13.00	−3.695	−0.320	−0.641
13.50	−3.374	−0.306	−0.612
14.00	−3.069	−0.291	−0.582
14.50	−2.777	−0.277	−0.553
15.00	−2.501	−0.262	−0.524
15.50	−2.238	−0.248	−0.495
16.00	−1.991	−0.233	−0.466
16.50	−1.758	−0.219	−0.437
17.00	−1.539	−0.204	−0.408
17.50	−1.335	−0.190	−0.379
18.00	−1.145	−0.175	−0.350
18.50	−0.970	−0.161	−0.321
19.00	−0.809	−0.146	−0.292
19.50	−0.663	−0.132	−0.263
20.00	−0.532	−0.117	−0.234
20.50	−0.415	−0.102	−0.205
21.00	−0.312	−0.088	−0.176
21.50	−0.224	−0.073	−0.147
22.00	−0.151	−0.059	−0.118
22.50	−0.092	−0.044	−0.089
23.00	−0.048	−0.030	−0.060
23.50	−0.018	−0.015	−0.031
24.00	−0.002	−0.002	−0.008
24.28	0.000	0.000	0.000
Max	−17.118	−0.698	−1.395

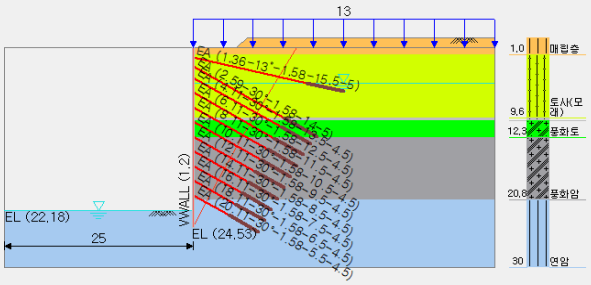
GeoX 구조계산서

막이벽 해체단계 검토

목 차

1.표준단면
2.설계요약
3.설계조건
3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재
3.2 재료의 허용응력
3.3 적용 프로그램
4.지보재 설계
4.1 Earth Anchor 설계 (E/A-1, E/A-2, E/A-3, E/A-4, E/A-5, E/A-6, E/A-7, E/A-8, E/A-9, E/A-10, E/A-11)
5.띠장 설계
5.1 E/A-1 띠장 설계
5.2 E/A-2 띠장 설계
5.3 E/A-3 띠장 설계
5.4 E/A-4 띠장 설계
5.5 E/A-5 띠장 설계
5.6 E/A-6 띠장 설계
5.7 E/A-7 띠장 설계
5.8 E/A-8 띠장 설계
5.9 E/A-9 띠장 설계
5.10 E/A-10 띠장 설계
5.11 E/A-11 띠장 설계
6.측면말뚝 설계
6.1 흙막이벽(우)
7. 흙막이 벽체 설계
7.1 흙막이벽(우) 설계 (0.00m ~ 22.18m)
8.전산 입력 정보
9.해석결과

1.표준단면


13
EA (1.36-13*-1.58-15.5-5)
EA (2.59-30*-1.58-15.5-5)
EA (4.11-30*-1.58-15.5-5)
EA (6.11-30*-1.58-15.5-5)
EA (8.11-30*-1.58-15.5-5)
EA (10.11-30*-1.58-12.5-4.5)
EA (12.11-30*-1.58-11.5-4.5)
EA (14.11-30*-1.58-10.5-4.5)
EA (16.11-30*-1.58-9.5-4.5)
EA (18.11-30*-1.58-8.5-4.5)
EA (20.11-30*-1.58-7.5-4.5)
EA (22.11-30*-1.58-6.5-4.5)
EA (24.11-30*-1.58-5.5-4.5)
VWALL (1.2)
EL (22,18)
25
EL (24,53)
1,0
매립층
9,6
토사(모래)
12,3
풍화토
20,8
풍화암
30
연암

2.설계요약

2.1 지보재

부 재	위 치 (m)	Strand 소요개수산정	자유장 산정	정착장 산정
E/A-1 Strand12.7x4EA	1.36	O.K	O.K	O.K
E/A-2 Strand12.7x4EA	2.59	O.K	O.K	O.K
E/A-3 Strand12.7x4EA	4.11	O.K	O.K	O.K
E/A-4 Strand12.7x4EA	6.11	O.K	O.K	O.K
E/A-5 Strand12.7x4EA	8.11	O.K	O.K	O.K
E/A-6 Strand12.7x4EA	10.11	O.K	O.K	O.K
E/A-7 Strand12.7x4EA	12.11	O.K	O.K	O.K
E/A-8 Strand12.7x4EA	14.11	O.K	O.K	O.K
E/A-9 Strand12.7x4EA	16.11	O.K	O.K	O.K
E/A-10 Strand12.7x4EA	18.11	O.K	O.K	O.K
E/A-11 Strand12.7x4EA	20.11	O.K	O.K	O.K

2.2 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
E/A-1 2H 250x250x9/14	1.36	휨응력	10.370	152.682	O.K	
		전단응력	17.087	90.000	O.K	
E/A-2 2H 250x250x9/14	2.59	휨응력	14.747	152.682	O.K	
		전단응력	24.300	90.000	O.K	
E/A-3 2H 250x250x9/14	4.11	휨응력	18.262	152.682	O.K	
		전단응력	30.093	90.000	O.K	
E/A-4 2H 250x250x9/14	6.11	휨응력	33.924	152.682	O.K	
		전단응력	55.902	90.000	O.K	
E/A-5 2H 250x250x9/14	8.11	휨응력	36.438	152.682	O.K	
		전단응력	60.045	90.000	O.K	
E/A-6 2H 250x250x9/14	10.11	휨응력	39.905	152.682	O.K	
		전단응력	65.758	90.000	O.K	
E/A-7 2H 250x250x9/14	12.11	휨응력	42.870	152.682	O.K	
		전단응력	70.643	90.000	O.K	
E/A-8 2H 250x250x9/14	14.11	휨응력	43.478	152.682	O.K	
		전단응력	71.645	90.000	O.K	
E/A-9 2H 250x250x9/14	16.11	휨응력	35.928	152.682	O.K	
		전단응력	59.203	90.000	O.K	
E/A-10 2H 250x250x9/14	18.11	휨응력	41.068	152.682	O.K	
		전단응력	67.675	90.000	O.K	
E/A-11 2H 250x250x9/14	20.11	휨응력	32.811	152.682	O.K	
		전단응력	54.068	90.000	O.K	

2.3 측면말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우) H 300x305x15/15	-	휨응력	107.153	201.491	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	84.034	213.128	O.K	수평변위	O.K
		전단응력	44.488	123.750	O.K	지지력	O.K

2.4 흙막이벽체설계

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우)	0.00 ~ 22.18	휨응력	150.781	303.750	O.K		
		압축응력	146.562	292.872	O.K		
		전단응력	71.539	174.375	O.K		

2.5 흙막이벽체 수평변위

부 재	시공단계	최대수평변위(mm)	허용수평변위(mm)	비 고
흙막이벽(우)	CS26 : E/A-11 해체	18.510	44.360	O.K

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

H Pile로 구성된 가시설 구조물을 Earth Anchor로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

H Pile

엄지말뚝간격 : 1.20m

다. 지보재

Earth Anchor – Strand12.7x4EA 수평간격 : 1.58 m
Strand12.7x4EA 수평간격 : 1.58 m
Strand12.7x4EA 수평간격 : 1.58 m
Strand12.7x4EA 수평간격 : 1.58 m
Strand12.7x4EA 수평간격 : 1.58 m
Strand12.7x4EA 수평간격 : 1.58 m
Strand12.7x4EA 수평간격 : 1.58 m
Strand12.7x4EA 수평간격 : 1.58 m
Strand12.7x4EA 수평간격 : 1.58 m
Strand12.7x4EA 수평간격 : 1.58 m
Strand12.7x4EA 수평간격 : 1.58 m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
H-PILE (측벽)	H 300x305x15/15(SM490)	1.20m	
띠장	H 250x250x9/14(SS400)	-	

3.2 재료의 허용응력

가. 강재

[강재의 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		SS400,SM400, SMA400	SM490	SM490Y,SM520, SMA490	SM570,SMA570
축방향 인장 (순단면)		210	285	322.5	405
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 18.6$ 210	$0 < \ell/r \le 16$ 285	$0 < \ell/r \le 15.1$ 322.5	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405
		$18.6 < \ell/r \le 92.8$ $210 - 1.23(\ell/r - 18.6)$	$16 < \ell/r \le 80.1$ $285 - 1.935(\ell/r - 16)$	$15.1 < \ell/r \le 75.5$ $322.5 - 2.33(\ell/r - 15.1)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.285(\ell/r - 13.4)$
		$92.8 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$75.5 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,400+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	210	285	322.5	405
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.6$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.8$ 322.5	$\ell/b \le 3.4$ 405
		$4.6 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.735(\ell/b - 4.6)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.865(\ell/b - 4.0)$	$3.8 < \ell/b \le 27$ $322.5 - 7.035(\ell/b - 3.8)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$
전단응력 (총단면)		120	165	188	233
지압응력		315	428	488	608
용접 강도	공 장	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%
	현 장	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%

종 류		HSB500	HSB600	HSB800	비고
축방향 인장 (순단면)		345	405	570	230x1.5=345 270x1.5=405 380x1.5=570
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 14.6$ 345	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405	$0 < \ell/r \le 18.0$ 570	
		$14.6 < \ell/r \le 73.0$ $345 - 2.58(\ell/r - 14.6)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.29(\ell/r - 13.4)$	$18.0 < \ell/r \le 54.2$ $570 - 6.27(\ell/r - 18)$	
		$73 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,100+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$	$54.2 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{2,300+(\ell/r)^2}$	
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	345	405	570	
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 3.6$ 345	$\ell/b \le 3.4$ 405	$\ell/b \le 5.4$ 570	
		$3.6 < \ell/b \le 27$ $345 - 7.79(\ell/b - 3.6)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$	$5.4 < \ell/b \le 19$ $570 - 18.9(\ell/b - 5.4)$	
전단응력 (총단면)		203	233	330	135x1.5=203 155x1.5=233 220x1.5=330

종 류	축방향 인장 (순단면)	축방향 압축 (총단면)	휨압축응력	지압응력
비 고	140x1.5=210 190x1.5=285 215x1.5=322.5 270x1.5=405	ℓ(mm) : 유효좌굴장 r(mm): 단면회전 반지름	ℓ : 플랜지의 고정점간거리 b : 압축플랜지의 폭	강판과 강판
판두께	40mm이하	40mm이하	40mm이하 $A_w/A_c \leq 2$	40mm이하

나. 강널말뚝

[강널말뚝 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		강널말뚝 (SY30)
휨응력	인장응력	270
	압축응력	270
전단응력		150

다. 볼트

[볼트 허용응력] (MPa)

볼 트 종 류	응력의 종류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	4T 기준
	지 압	315	
고장력 볼트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	
고장력 볼트	전 단	190	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.7.0

나. 탄소성법

다. Rankine 토압

4.지보재 설계

4.1 Earth Anchor 설계 (E/A-1, E/A-2, E/A-3, E/A-4, E/A-5, E/A-6, E/A-7, E/A-8, E/A-9, E/A-10, E/A-11)

가. 설계제원

(1) 사용앵커 : P.C strand ϕ12.7mm 4-wire (SWPC7B) : 4 ea

A_p (mm^2)	394.84	f_{py} (N/mm^2)	1570.0
D_s (mm)	12.70	f_{pu} (N/mm^2)	1860.0
천공경, D (mm)	100.0	E_p (N/mm^2)	200000

(2) ANCHOR의 허용인장력

구 분		사용기간	인장재 극한하중 (f_{pu})에 대하여	인장재 항복하중 (f_{py})에 대하여	적용
일 시 앵 커		2년 미만	0.65 f_{pu}	0.80 f_{py}	×
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	0.60 f_{pu}	0.75 f_{py}	O
	지진시	2년 이상	0.75 f_{pu}	0.90 f_{py}	×

(3) 허용인장강도 : P_a = Min. (0.60 x f_{pu} x A_p , 0.75 x f_{py} x A_p)

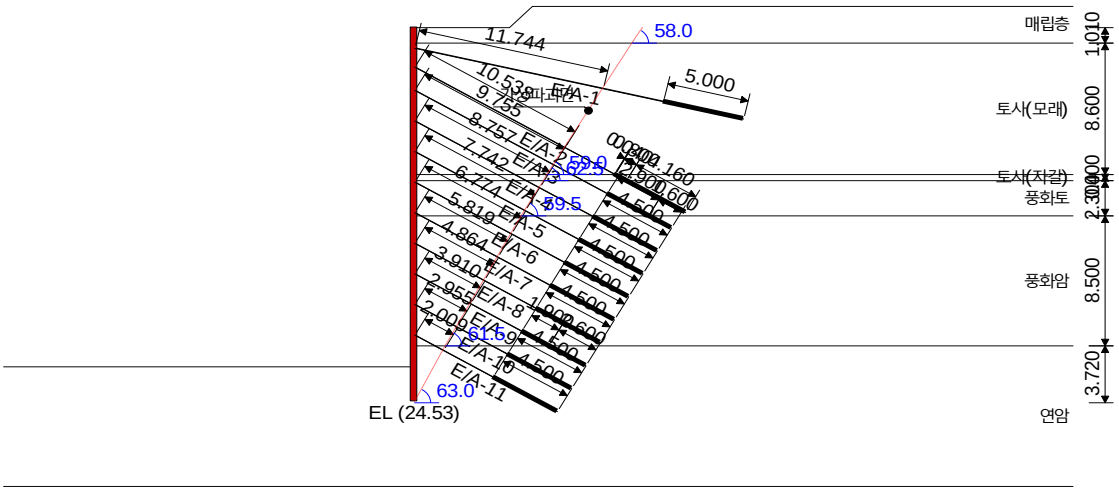
= Min. (0.60 x 1860.0 x 394.84 ,

0.75 x 1570.0 x 394.84)

= Min. (440641.4 , 464924.1) N

= 440.641 kN

나. EARTH ANCHOR 자유장 산정



▶ 적용자유장(L_f) 산정

구분	설치위치 (GL.-m)	필요 자유장 L_{freq} (m)	안전거리 L_u (m)	적용 자유장 L_f (m)	판 정
E/A-1	1.360	11.744	3.327	15.500	O.K
E/A-2	2.590	10.538	3.327	14.000	O.K
E/A-3	4.110	9.755	3.327	13.500	O.K
E/A-4	6.110	8.757	3.327	12.500	O.K
E/A-5	8.110	7.742	3.327	11.500	O.K
E/A-6	10.110	6.774	3.327	10.500	O.K
E/A-7	12.110	5.819	3.327	9.500	O.K
E/A-8	14.110	4.864	3.327	8.500	O.K
E/A-9	16.110	3.910	3.327	7.500	O.K
E/A-10	18.110	2.955	3.327	6.500	O.K
E/A-11	20.110	2.009	3.327	5.500	O.K

다. 강선의 초기 긴장력 산정

(1) 소요설계축력 ($T_{req} = R_{max}$ x Anchor 수평간격)

구 분	설치위치 (GL.-m)	최대축력 R_{max} (kN/m,ea)	Anchor 수평간격(m)	설치각 (°)	소요설계축력 T_{req} (kN/ea)
E/A-1	1.360	31.834	1.580	13	50.298
E/A-2	2.590	65.005	1.580	30	102.708
E/A-3	4.110	86.338	1.580	30	136.415
E/A-4	6.110	182.205	1.580	30	287.884
E/A-5	8.110	196.766	1.580	30	310.890
E/A-6	10.110	217.035	1.580	30	342.915
E/A-7	12.110	233.971	1.580	30	369.674
E/A-8	14.110	236.062	1.580	30	372.978
E/A-9	16.110	187.366	1.580	30	296.039
E/A-10	18.110	216.425	1.580	30	341.952
E/A-11	20.110	161.878	1.580	30	255.767

(2) 긴장력의 감소량 산정

① 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량

$$\Delta Pp = \Delta fps \times A_p \times N = E_p \times \Delta L \times A_p \times N / L$$

여기서, ΔPp = 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfps = P.C 강선의 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

L = 자유장 + 0.5 m

ΔL = 정착장치의 P.C 강선의 활동량 (mm)

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	Ep (N/mm^2)	Δ L (mm)	A_p (mm^2)	N (ea)	L (m)	Δ P_p (N)
1.360	200000	3.0	98.71	4	16.0	14806.500
2.590	200000	3.0	98.71	4	14.5	16338.207
4.110	200000	3.0	98.71	4	14.0	16921.714
6.110	200000	3.0	98.71	4	13.0	18223.385
8.110	200000	3.0	98.71	4	12.0	19742.000
10.110	200000	3.0	98.71	4	11.0	21536.727
12.110	200000	3.0	98.71	4	10.0	23690.400
14.110	200000	3.0	98.71	4	9.0	26322.667
16.110	200000	3.0	98.71	4	8.0	29613.000
18.110	200000	3.0	98.71	4	7.0	33843.429
20.110	200000	3.0	98.71	4	6.0	39484.000

② RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량

Δ Ppr = Δ fpr x A_p x N = r x fpt x A_p x N

여기서, Δ Ppr = RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δ fpr = P.C 강선의 RELAXATION에 의한 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

fpt = 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (N/mm^2)

= 0.80 x f_{py}

= 0.80 x 1570.0

= 1256.0 N/mm^2

r = P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (%)

설치위치 (GL.-m)	r (%)	f_{pt} (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	Δ P_{pr} (N)
1.360	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
2.590	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
4.110	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
6.110	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
8.110	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
10.110	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
12.110	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
14.110	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
16.110	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
18.110	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
20.110	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952

③ 손실을 감안한 초기긴장력(JACKING FORCE)

JFreq = Treq + Δ Pp + Δ Ppr

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	Δ P_p (kN)	Δ P_{pr} (kN)	JF_{req} (kN)
1.360	50.298	14.807	24.796	89.900
2.590	102.708	16.338	24.796	143.842
4.110	136.415	16.922	24.796	178.132
6.110	287.884	18.223	24.796	330.903
8.110	310.890	19.742	24.796	355.427
10.110	342.915	21.537	24.796	389.248
12.110	369.674	23.690	24.796	418.160
14.110	372.978	26.323	24.796	424.097
16.110	296.039	29.613	24.796	350.448
18.110	341.952	33.843	24.796	400.591
20.110	255.767	39.484	24.796	320.047

④ strand 소요갯수 산정

$n_{req} = JF_{req} / P_a$

설치위치 (GL.-m)	손실을 감안한 초기 긴장력(JF_{req},kN/ea)	허용인장강도 P_a (kN)	N (ea)	N_{req} (ea)	비 고
1.360	89.900	110.160	4	0.816	O.K
2.590	143.842	110.160	4	1.306	O.K
4.110	178.132	110.160	4	1.617	O.K
6.110	330.903	110.160	4	3.004	O.K
8.110	355.427	110.160	4	3.226	O.K
10.110	389.248	110.160	4	3.533	O.K
12.110	418.160	110.160	4	3.796	O.K
14.110	424.097	110.160	4	3.850	O.K
16.110	350.448	110.160	4	3.181	O.K
18.110	400.591	110.160	4	3.636	O.K
20.110	320.047	110.160	4	2.905	O.K

라. EARTH ANCHOR 정착장 산정

▶ 앵커 내력의 안전률 (Fs)

구 분		사용기간	극한 인발력(fug)에 대한 안전률
일 시 앵 커		2년 미만	1.5
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	2.5
	지진시	2년 이상	1.5 ~ 2.0

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τ_a)

지 반 종 류	장기허용부착응력 (kN/m^2)	단기허용부착응력 (kN/m^2)
토 사	400	700
암 반	700	1000

▶ 마찰저항장(L_{a1})과 부착저항장(L_{a2}) 중 큰 값 적용하며, 진행파괴성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정식

$$La1 = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$$

▶ 부착저항장(L_{a2}) 산정식

$$La2 = \frac{T}{\pi \times N \times D_s \times \tau_a}$$

여기서, T = 설계축력 (kN)
Fs = 안전률
D = 앵커체 지름 (mm)
τ_u = 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (kN/m^2)
N = strand 사용갯수 (ea)
D_s = strand 지름 (mm)
τ_a = 인장재의 허용부착응력 (kN/m^2)

▶ 마찰저항장(L_{a1})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_{a1} (m)
1.360	50.298	2.5	100.0	84.0	4.765
2.590	102.708	2.5	100.0	168.0	4.865
4.110	136.415	2.5	100.0	264.0	4.112
6.110	287.884	2.5	100.0	700.0	3.273
8.110	310.890	2.5	100.0	700.0	3.534
10.110	342.915	2.5	100.0	700.0	3.898
12.110	369.674	2.5	100.0	700.0	4.203
14.110	372.978	2.5	100.0	700.0	4.240
16.110	296.039	2.5	100.0	700.0	3.365
18.110	341.952	2.5	100.0	1050.0	2.592
20.110	255.767	2.5	100.0	1050.0	1.938

▶ 부착저항장(L_{a2})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	N (ea)	D_s (mm)	τ_a (kN/m^2)	L_{a2} (m)
1.360	50.298	4.0	12.70	400.0	0.788
2.590	102.708	4.0	12.70	400.0	1.609
4.110	136.415	4.0	12.70	400.0	2.137
6.110	287.884	4.0	12.70	700.0	2.577
8.110	310.890	4.0	12.70	700.0	2.783
10.110	342.915	4.0	12.70	700.0	3.070
12.110	369.674	4.0	12.70	700.0	3.309
14.110	372.978	4.0	12.70	700.0	3.339
16.110	296.039	4.0	12.70	700.0	2.650
18.110	341.952	4.0	12.70	700.0	3.061
20.110	255.767	4.0	12.70	700.0	2.289

▶ 적용정착장(L_a) 산정

설치위치 (GL.-m)	마찰저항장(L_{a1})	부착저항장(L_{a2})	적용정착장(L_a)	판 정
1.360	4.765	0.788	5.0	O.K
2.590	4.865	1.609	5.0	O.K
4.110	4.112	2.137	4.5	O.K
6.110	3.273	2.577	4.5	O.K
8.110	3.534	2.783	4.5	O.K
10.110	3.898	3.070	4.5	O.K
12.110	4.203	3.309	4.5	O.K
14.110	4.240	3.339	4.5	O.K
16.110	3.365	2.650	4.5	O.K
18.110	2.592	3.061	4.5	O.K
20.110	1.938	2.289	4.5	O.K

▶ 총 소요장 산정 (L)

설치위치 (GL.-m)	적용자유장 L_f (m)	여유장 L_e (m)	적용정착장 L_a (m)	총 소요장 L (m)
1.360	15.500	1.500	5.000	22.000
2.590	14.000	1.500	5.000	20.500
4.110	13.500	1.500	4.500	19.500
6.110	12.500	1.500	4.500	18.500
8.110	11.500	1.500	4.500	17.500
10.110	10.500	1.500	4.500	16.500
12.110	9.500	1.500	4.500	15.500
14.110	8.500	1.500	4.500	14.500
16.110	7.500	1.500	4.500	13.500
18.110	6.500	1.500	4.500	12.500
20.110	5.500	1.500	4.500	11.500

마. ELONGATION 산정

$Lel = JF_{req} \times L / E_p \times A_p \times N$

여기서, Lel = 신장량 (mm)

JFreq = JACKING FORCE (kN)

L = 자유장 + 0.5 m

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	JF_{req} (kN)	L (m)	E_p (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	L_{el} (mm)
1.360	89.900	16.0	200000	98.71	4	18.215
2.590	143.842	14.5	200000	98.71	4	26.412
4.110	178.132	14.0	200000	98.71	4	31.581
6.110	330.903	13.0	200000	98.71	4	54.475
8.110	355.427	12.0	200000	98.71	4	54.011
10.110	389.248	11.0	200000	98.71	4	54.221
12.110	418.160	10.0	200000	98.71	4	52.953
14.110	424.097	9.0	200000	98.71	4	48.334
16.110	350.448	8.0	200000	98.71	4	35.503
18.110	400.591	7.0	200000	98.71	4	35.510
20.110	320.047	6.0	200000	98.71	4	24.317

바. EARTH ANCHOR 제원표

설치위치 (GL.-m)	수평간격 (m)	설치각 (°)	적용자유장 (m)	여유장 (m)	적용정착장 (m)	JF_{req} (kN)
1.360	1.58	13.0	15.500	1.500	5.000	89.900
2.590	1.58	30.0	14.000	1.500	5.000	143.842
4.110	1.58	30.0	13.500	1.500	4.500	178.132
6.110	1.58	30.0	12.500	1.500	4.500	330.903
8.110	1.58	30.0	11.500	1.500	4.500	355.427
10.110	1.58	30.0	10.500	1.500	4.500	389.248
12.110	1.58	30.0	9.500	1.500	4.500	418.160
14.110	1.58	30.0	8.500	1.500	4.500	424.097
16.110	1.58	30.0	7.500	1.500	4.500	350.448
18.110	1.58	30.0	6.500	1.500	4.500	400.591
20.110	1.58	30.0	5.500	1.500	4.500	320.047

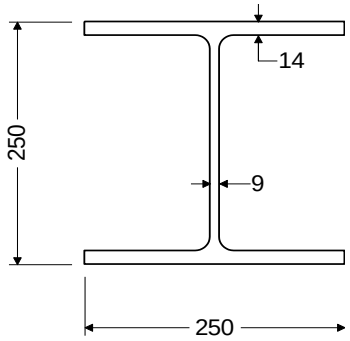
5.띠장 설계

5.1 E/A-1 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

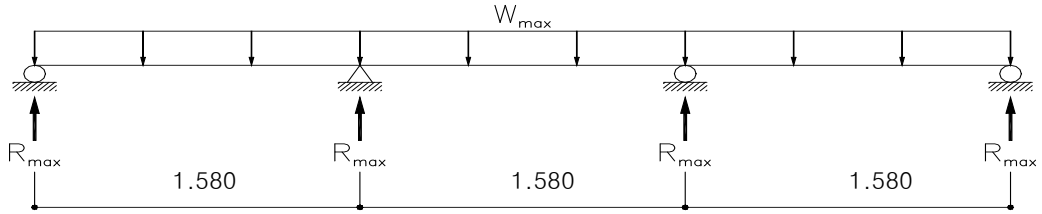
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



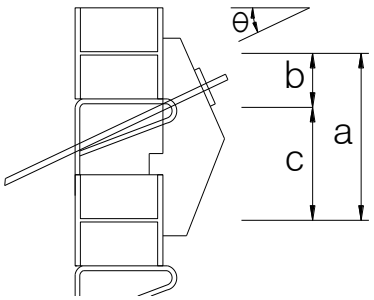
(2) 띠장 계산지간 : 1.580 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 13.0 도



Jf_{used} = 89.900 kN ---> 지보재설계의 JFreq

R_{max} = Jf_{used} × cosθ × (c / a)

P = 89.900 × cos 13 ° × (0.393 / 0.550)
= 62.591 kN

R_{max} = 11 × W_{max} × L / 10

∴ W_{max} = 10 × R_{max} / (11 × L)
= 10 × 62.591 / (11 × 1.580)
= 36.013 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 10
= 36.013 × 1.580 ^{2} / 10
= 8.990 kN·m

S_{max} = 6 × W_{max} × L / 10
= 6 × 36.013 × 1.580 / 10
= 34.141 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 8.990 x 1000000 / 867000.0 = 10.370 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 34.141 x 1000 / 1998 = 17.087 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (10.370 + 10.370) / 10.370

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1580 / 250

= 6.320 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.320 − 4.6))

= 152.682 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.682 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.682 MPa > f_b = 10.370 MPa ---> O.K

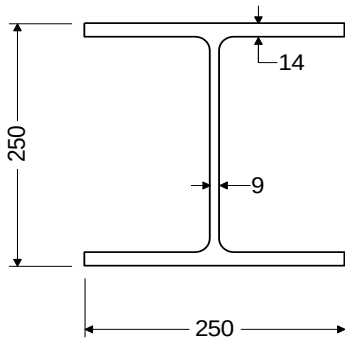
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 17.087 MPa ---> O.K

5.2 E/A-2 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

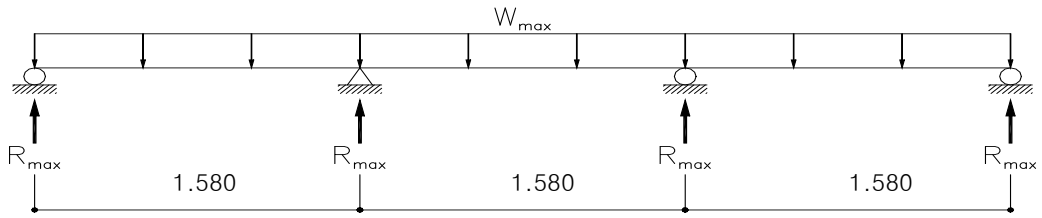
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



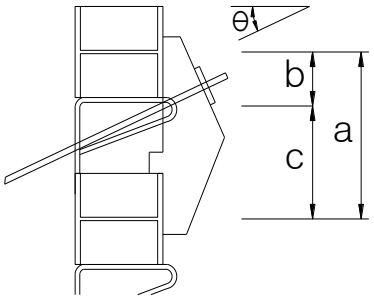
(2) 띠장 계산지간 : 1.580 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 143.842 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 143.842 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 89.011$ kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
$= 10 \times 89.011 / (11 \times 1.580)$
$= 51.215$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
$= 51.215 \times 1.580^2 / 10$
$= 12.785$ kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
$= 6 \times 51.215 \times 1.580 / 10$
$= 48.552$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 12.785 x 1000000 / 867000.0 = 14.747 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 48.552 x 1000 / 1998 = 24.300 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (14.747 + 14.747) / 14.747

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1580 / 250

= 6.320 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.320 − 4.6))

= 152.682 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.682 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.682 MPa > f_b = 14.747 MPa ---> O.K

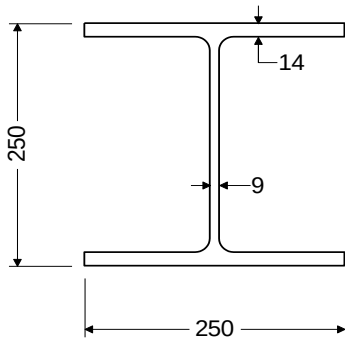
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 24.300 MPa ---> O.K

5.3 E/A-3 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

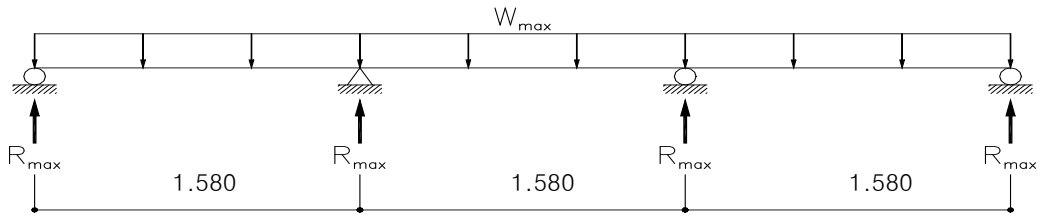
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



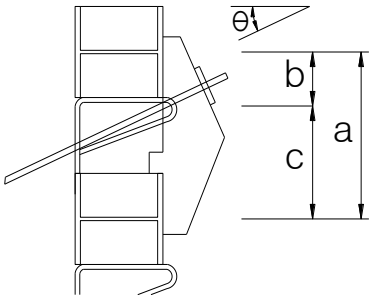
(2) 띠장 계산지간 : 1.580 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 178.132 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

P = 178.132 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 110.231 kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
= 10 × 110.231 / (11 × 1.580)
= 63.424 kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
= 63.424 × 1.580 ^{2} / 10
= 15.833 kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
= 6 × 63.424 × 1.580 / 10
= 60.126 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 15.833 x 1000000 / 867000.0 = 18.262 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 60.126 x 1000 / 1998 = 30.093 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (18.262 + 18.262) / 18.262

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1580 / 250

= 6.320 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.320 − 4.6))

= 152.682 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.682 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.682 MPa > f_b = 18.262 MPa ---> O.K

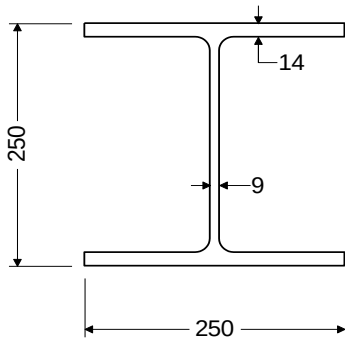
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 30.093 MPa ---> O.K

5.4 E/A-4 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

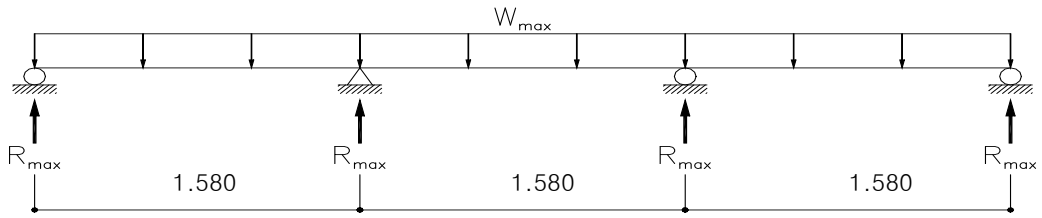
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



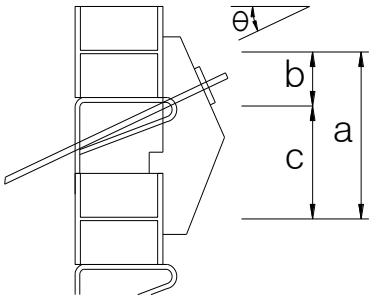
(2) 띠장 계산지간 : 1.580 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 330.903 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

P = 330.903 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 204.768 kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
= 10 × 204.768 / (11 × 1.580)
= 117.818 kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
= 117.818 × 1.580 ^{2} / 10
= 29.412 kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
= 6 × 117.818 × 1.580 / 10
= 111.692 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 29.412 x 1000000 / 867000.0 = 33.924 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 111.692 x 1000 / 1998 = 55.902 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (33.924 + 33.924) / 33.924

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1580 / 250

= 6.320 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.320 − 4.6))

= 152.682 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.682 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.682 MPa > f_b = 33.924 MPa ---> O.K

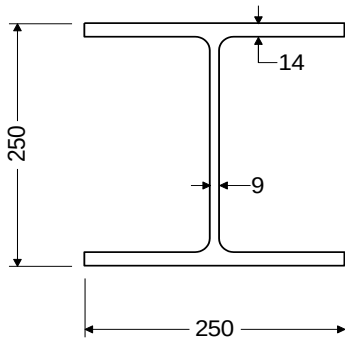
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 55.902 MPa ---> O.K

5.5 E/A-5 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

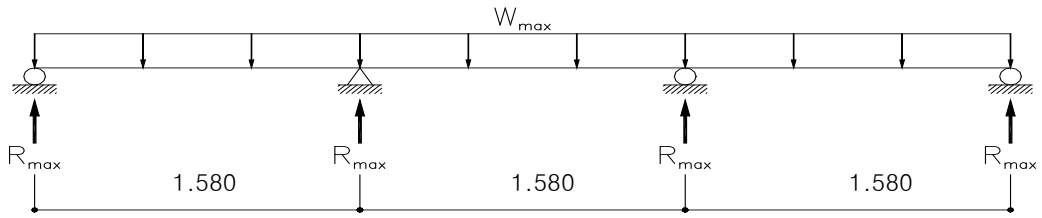
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



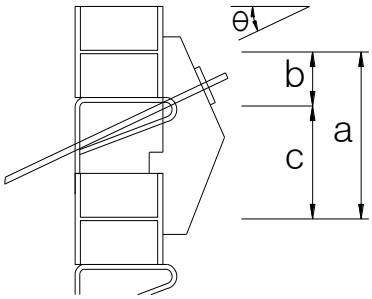
(2) 띠장 계산지간 : 1.580 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 355.427 kN ---> 지보재설계의 JFreq

R_{max} = Jf_{used} × cosθ × (c / a)

P = 355.427 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 219.944 kN

R_{max} = 11 × W_{max} × L / 10

∴ W_{max} = 10 × R_{max} / (11 × L)
= 10 × 219.944 / (11 × 1.580)
= 126.550 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 10
= 126.550 × 1.580 ^{2} / 10
= 31.592 kN·m

S_{max} = 6 × W_{max} × L / 10
= 6 × 126.550 × 1.580 / 10
= 119.969 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 31.592 x 1000000 / 867000.0 = 36.438 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 119.969 x 1000 / 1998 = 60.045 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (36.438 + 36.438) / 36.438

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1580 / 250

= 6.320 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.320 − 4.6))

= 152.682 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.682 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.682 MPa > f_b = 36.438 MPa ---> O.K

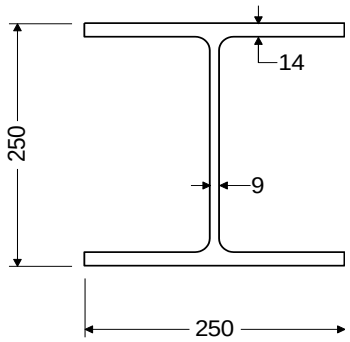
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 60.045 MPa ---> O.K

5.6 E/A-6 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

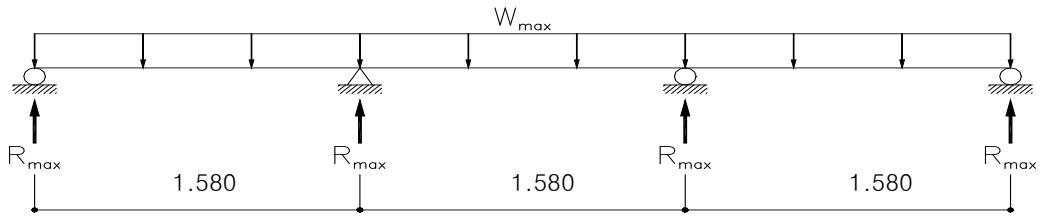
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



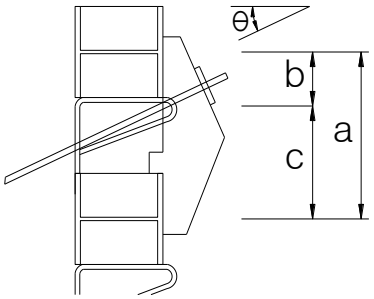
(2) 띠장 계산지간 : 1.580 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 389.248 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 389.248 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 240.872$ kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
$= 10 \times 240.872 / (11 \times 1.580)$
$= 138.592$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
$= 138.592 \times 1.580^2 / 10$
$= 34.598$ kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
$= 6 \times 138.592 \times 1.580 / 10$
$= 131.385$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.598 x 1000000 / 867000.0 = 39.905 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 131.385 x 1000 / 1998 = 65.758 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (39.905 + 39.905) / 39.905

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1580 / 250

= 6.320 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.320 − 4.6))

= 152.682 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.682 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.682 MPa > f_b = 39.905 MPa ---> O.K

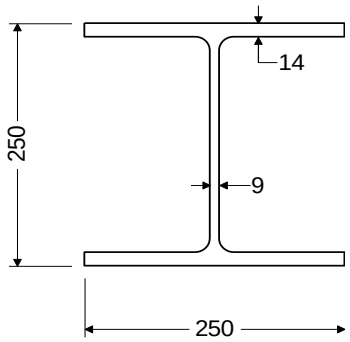
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 65.758 MPa ---> O.K

5.7 E/A-7 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

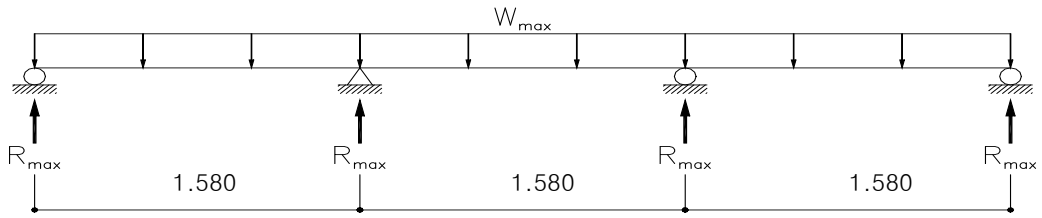
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



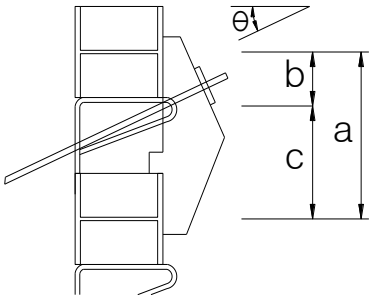
(2) 띠장 계산지간 : 1.580 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 418.160 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

P = 418.160 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 258.764 kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
= 10 × 258.764 / (11 × 1.580)
= 148.886 kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
= 148.886 × 1.580 ^{2} / 10
= 37.168 kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
= 6 × 148.886 × 1.580 / 10
= 141.144 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 37.168 x 1000000 / 867000.0 = 42.870 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 141.144 x 1000 / 1998 = 70.643 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (42.870 + 42.870) / 42.870

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1580 / 250

= 6.320 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.320 − 4.6))

= 152.682 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.682 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.682 MPa > f_b = 42.870 MPa ---> O.K

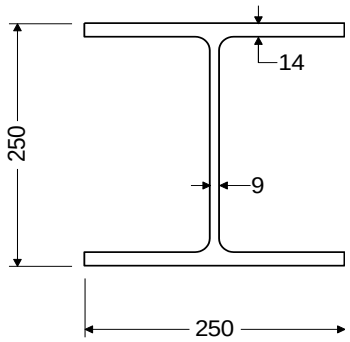
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 70.643 MPa ---> O.K

5.8 E/A-8 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

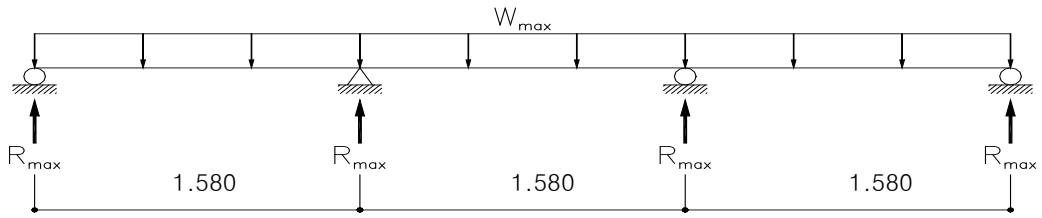
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



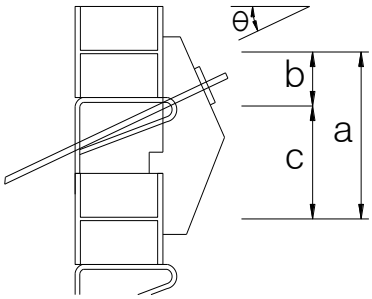
(2) 띠장 계산지간 : 1.580 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 424.097 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

P = 424.097 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 262.437 kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
= 10 × 262.437 / (11 × 1.580)
= 151.000 kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
= 151.000 × 1.580 ^{2} / 10
= 37.696 kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
= 6 × 151.000 × 1.580 / 10
= 143.148 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 37.696 x 1000000 / 867000.0 = 43.478 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 143.148 x 1000 / 1998 = 71.645 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (43.478 + 43.478) / 43.478

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1580 / 250

= 6.320 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.320 − 4.6))

= 152.682 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.682 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.682 MPa > f_b = 43.478 MPa ---> O.K

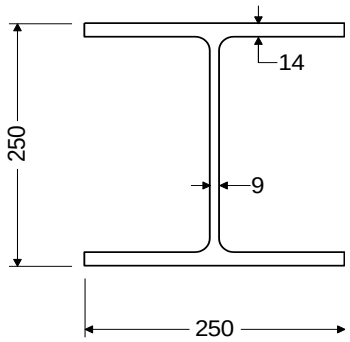
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 71.645 MPa ---> O.K

5.9 E/A-9 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

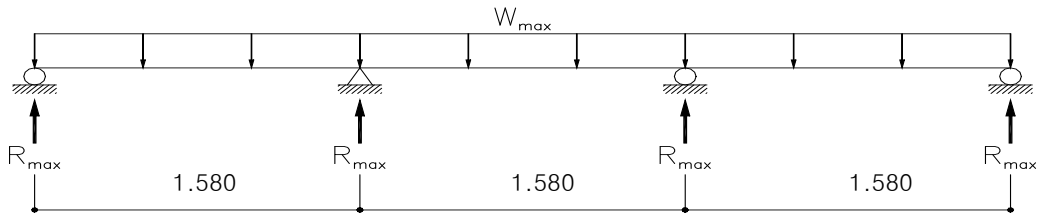
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



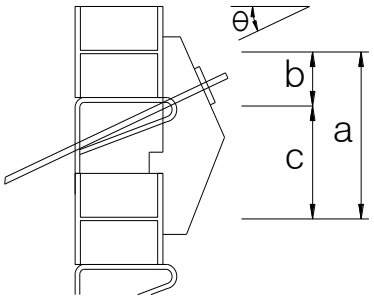
(2) 띠장 계산지간 : 1.580 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 350.448 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 350.448 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 216.862$ kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
$= 10 \times 216.862 / (11 \times 1.580)$
$= 124.777$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
$= 124.777 \times 1.580^2 / 10$
$= 31.149$ kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
$= 6 \times 124.777 \times 1.580 / 10$
$= 118.288$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 31.149 x 1000000 / 867000.0 = 35.928 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 118.288 x 1000 / 1998 = 59.203 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (35.928 + 35.928) / 35.928

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1580 / 250

= 6.320 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.320 − 4.6))

= 152.682 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.682 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.682 MPa > f_b = 35.928 MPa ---> O.K

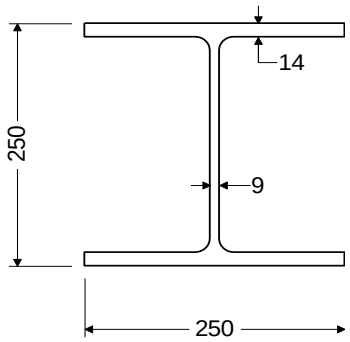
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 59.203 MPa ---> O.K

5.10 E/A-10 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

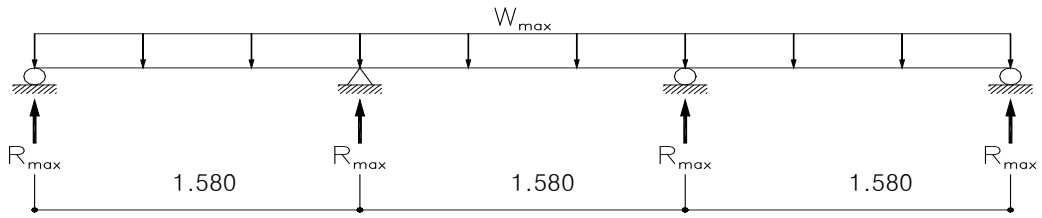
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



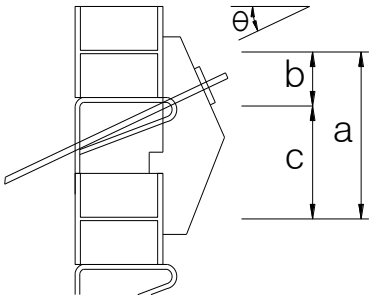
(2) 띠장 계산지간 : 1.580 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 400.591 kN ---> 지보재설계의 JFreq

R_{max} = Jf_{used} × cosθ × (c / a)

P = 400.591 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 247.892 kN

R_{max} = 11 × W_{max} × L / 10

∴ W_{max} = 10 × R_{max} / (11 × L)
= 10 × 247.892 / (11 × 1.580)
= 142.630 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 10
= 142.630 × 1.580 ^{2} / 10
= 35.606 kN·m

S_{max} = 6 × W_{max} × L / 10
= 6 × 142.630 × 1.580 / 10
= 135.214 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 35.606 x 1000000 / 867000.0 = 41.068 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 135.214 x 1000 / 1998 = 67.675 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (41.068 + 41.068) / 41.068

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1580 / 250

= 6.320 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.320 − 4.6))

= 152.682 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.682 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.682 MPa > f_b = 41.068 MPa ---> O.K

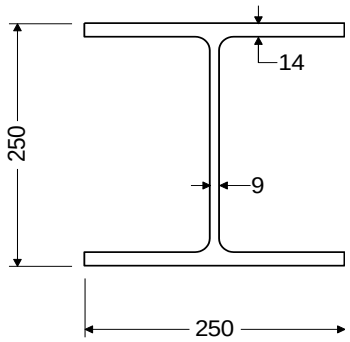
▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 67.675 MPa ---> O.K

5.11 E/A-11 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

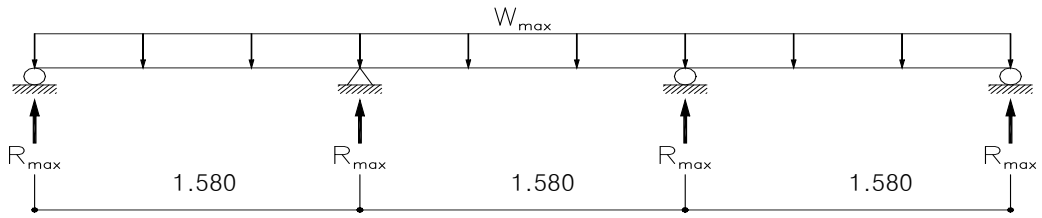
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



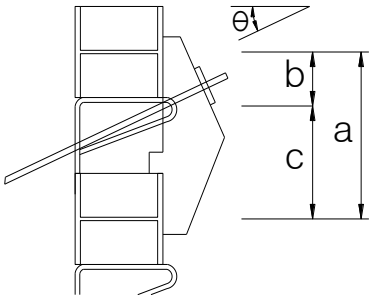
(2) 띠장 계산지간 : 1.580 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 320.047 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

P = 320.047 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 198.050 kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
= 10 × 198.050 / (11 × 1.580)
= 113.953 kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
= 113.953 × 1.580 ^{2} / 10
= 28.447 kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
= 6 × 113.953 × 1.580 / 10
= 108.027 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 28.447 x 1000000 / 867000.0 = 32.811 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 108.027 x 1000 / 1998 = 54.068 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 140

= 157.500 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (32.811 + 32.811) / 32.811

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1580 / 250

= 6.320 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.320 − 4.6))

= 152.682 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 152.682 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 80

= 90.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 152.682 MPa > f_b = 32.811 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 90.000 MPa > τ = 54.068 MPa ---> O.K

6.측면말뚝 설계

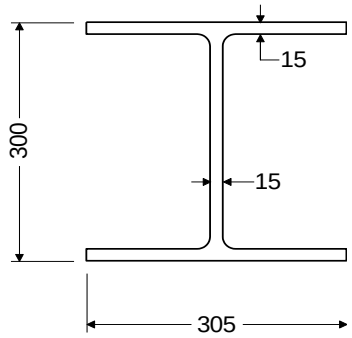
6.1 흙막이벽(우)

가. 설계제원

(1) 측면말뚝의 설치간격 : 1.200 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SM490)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
A_w (mm^2)	4050
R_x (mm)	126



나. 단면력 산정

가. 주형보 반력 = 0.000 kN

나. 주형 지지보의 자중 = 0.000 kN

다. 측면말뚝 자중 = 26.574 kN

라. 버팀보 자중 = 0.000 kN

마. 띠장 자중 = 9.557 kN

바. 지보재 수직분력 = 872.204 × 1.200 = 1046.644 kN

사. 지장물 자중 = 50.000 kN

$\sum P_s$ = 1132.775 kN

최대모멘트, M_{max} = 128.583 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS28 : E/A-10 해체)

최대전단력, S_{max} = 150.148 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS26 : E/A-11 해체)

▶ Pmax = 1132.775 kN

▶ Mmax = 128.583 × 1.200 = 154.300 kN·m

▶ Smax = 150.148 × 1.200 = 180.177 kN

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 154.300 x 1000000 / 1440000.0 = 107.153 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1132.775 x 1000 / 13480 = 84.034 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 180.177 x 1000 / 4050 = 44.488 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(34i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.25 x 0.9 x 190

= 213.750 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 1.962

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (191.186 − −23.119) / 191.186

= 1.121

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.25 x 0.9 x 190.000

= 213.750 MPa

L / R = 2070 / 126

16.429 ---> 16 < Lx/Rx ≤ 80.1 이므로

f_{cag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 1.29 x (16.429 − 16))

= 213.128 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 213.128 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2070 / 305

= 6.787 ---> 4 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.25 x 0.9 x (190 − 3.91 x (6.787 − 4))

= 201.491 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 201.491 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.9 x 1200000 / (16.429)^2

= 5001.890 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.25 x 0.9 x 110

= 123.750 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 213.128 MPa > f_c = 84.034 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 201.491 MPa > f_b = 107.153 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 123.750 MPa > τ = 44.488 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{84.034}{213.128} + \frac{107.153}{201.491 \times (1 - (84.034 / 5001.890))}$

= 0.935 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 84.034 + \frac{107.153}{1 - (84.034 / 5001.890)}$$

$$= 193.017 < f_{cal} = 213.750 \quad ---> \quad O.K$$

∴ 안전율 = Max.(0.935 , 0.903)

= 0.935 < 1.0 ---> O.K

바. 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 = 18.5 mm ---> 흙막이벽(우) (CS26 : E/A-11 해체)

▶ 허용수평변위 = 최종 굴착깊이의 0.2 %

= 22.180 x 1000 x 0.002 = 44.360 mm

∴ 최대 수평변위 < 허용 수평변위 ---> O.K

사. 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 1132.78 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 140 \cdot q_u^{(1/2)} \cdot A_t^{(2/5)} \cdot A_i^{(1/3)}$

여기서, q_u(암석의 일축압축강도) = 1019.716 $tonf/m^2$

A_t(말뚝선단부 순단면적) = 0.01350 m^2

A_i(말뚝선단부 선단 심부면적) = 0.07800 m^2

$= 140 \times 1019.716^{1/2} \times 0.01350^{2/5} \times 0.07800^{1/3}$

= 341.350 tonf

= 3347.50 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 3347.50 / 2.0

= 1673.748 kN

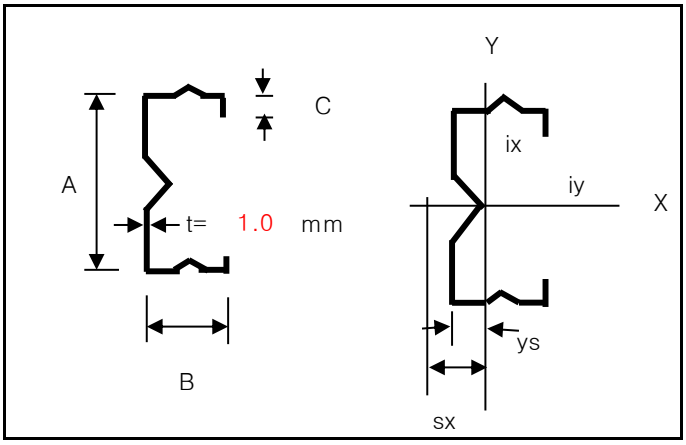
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

7. 흙막이 벽체 설계

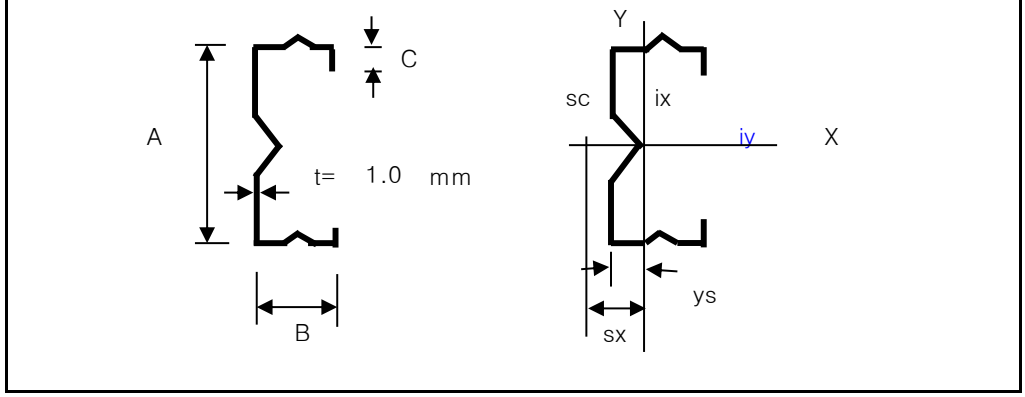
7.1 흙막이벽(우) 설계 (0.00m ~ 22.18m)

가. 설계제원

폭 (B, mm)	200.0
두께 (t, mm)	1.0
H-Pile 수평간격(mm)	1200.0
H-Pile 폭(mm)	305.0
강재 재질	SGC570
강재의 허용 휨압축응력(MPa)	292.9
강재의 허용 전단응력(MPa)	174.4



종 류	단면계수 Zyi(mm^3)		WEB 단면적 Aw(mm^2)
	인장측	압축측	
200×100×50×1.0t	22580	23230	196.00



나. 설계지간

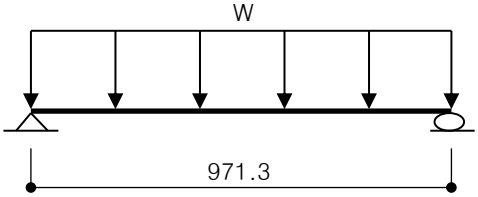
설계지간 (L) = 1200.0 - 3 x 305.0 / 4 = 971.3 mm

다. 단면력 산정

p_{max} = 0.1444 MPa ---> (CS24 : PECK:최대토압)

W_{max} = 토류판에 작용하는 등분포하중(토압) x 토류판 높이(H)

= 144.4 kN/m^2 x 0.2000 m = 28.9 kN/m



M_{max} = W_{max} x L^2 / 8 = 28.9 x 0.97^2 / 8 = 3.4 kN·m

S_{max} = W_{max} x L / 2 = 28.9 x 0.97 / 2 = 14.0 kN

라. 강재토류판에 작용하는 응력 산정

휨응력 (f_{b1}) = M_{max} / Z_{yi} = 3404631 / 22,580 = 150.78 MPa (인장연)

휨응력 (f_{b2}) = M_{max} / Z_{yi} = 3404631 / 23,230 = 146.56 MPa (압축연)

전단응력(τ) = S_{max} / A_w = 14022 / 196 = 71.54 MPa

마. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	×
사용자 정의	1.25	O

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 허용 휨 압축응력

f_{ba1} = 1.25 × 0.90 × 270 = 303.750 MPa

f_{ba2} = 보정계수 × 저감계수 × { fa − 6.64 (ℓ / b − 3.4) }

= 1.25 × 0.90 × { 270 − 6.6 × (971 / 200 − 3.4) }

= 292.872 MPa

여기서, ℓ = 971 mm [설계지간]

b = 200 mm [압축플랜지폭]

ℓ/b = 4.856 이므로,

∴ f_{ba} = 292.872 MPa

▶ 허용 휨 인장응력

f_{ba} = 303.750 MPa

▶ 허용 전단 응력

τ_a = 1.25 × 0.90 × 155 = 174.375 MPa

바. 응력검토

- 휨 인장응력 f_b = 150.78 MPa < f_{ba} = 303.75 MPa ····· O.K
- 휨 압축응력 f_b = 146.56 MPa < f_{ba} = 292.87 MPa ····· O.K
- 전단응력 τ = 71.54 MPa < τ_a = 174.38 MPa ····· O.K

8. 탄소성 입력 데이터

8.1 해석종류 : 탄소성보법

8.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

8.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 40 m, 굴착폭 = 25 m, 최대굴착깊이 = 22.18 m, 전모델높이 = 30 m

8.4 지층조건

번호	이름	깊이 (m)	γt (kN/m³)	γsat (kN/m³)	C (kN/m²)	ϕ ([deg])	N값	지반탄성계수 (kN/m²)	수평지반 반력계수 (kN/m³)
1	매립층	1.01	18.00	19.00	0.00	26.00	3	-	12000.00
2	토사(모래)	9.61	18.00	19.00	0.00	28.00	3	-	20000.00
3	토사(자갈)	10.01	20.00	21.00	0.00	35.00	5	-	32000.00
4	풍화토	12.31	20.00	21.00	21.00	29.00	18	-	31000.00
5	풍화암	20.81	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	30.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00

8.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	H-Pile	H 300x305x15/15	SM490	24.53	1.2

8.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	설치각도 [(deg)]	자유장 (강축길이) (m)	초기작용력 (kN)
1	E/A-1	Strand12.7x4EA	SWPC7B	1.36	1.58	13	15.5	25
2	E/A-2	Strand12.7x4EA	SWPC7B	2.59	1.58	30	14	85
3	E/A-3	Strand12.7x4EA	SWPC7B	4.11	1.58	30	13.5	100
4	E/A-4	Strand12.7x4EA	SWPC7B	6.11	1.58	30	12.5	250
5	E/A-5	Strand12.7x4EA	SWPC7B	8.11	1.58	30	11.5	250
6	E/A-6	Strand12.7x4EA	SWPC7B	10.11	1.58	30	10.5	250
7	E/A-7	Strand12.7x4EA	SWPC7B	12.11	1.58	30	9.5	250
8	E/A-8	Strand12.7x4EA	SWPC7B	14.11	1.58	30	8.5	250
9	E/A-9	Strand12.7x4EA	SWPC7B	16.11	1.58	30	7.5	200
10	E/A-10	Strand12.7x4EA	SWPC7B	18.11	1.58	30	6.5	200
11	E/A-11	Strand12.7x4EA	SWPC7B	20.11	1.58	30	5.5	200

8.7 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	과재하중	배면(우측)	상시하중

8.8 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 7 kN/m³, 초기 지하수위 = 4.8 m, 수위차 = 18.77 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	1.56	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	E/A-1		-	-	-	-	X	X
3	3.09	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	E/A-2		-	-	-	-	X	X
5	4.61	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	E/A-3		-	-	-	-	X	X
7	6.61	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	E/A-4		-	-	-	-	X	X
9	8.61	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	E/A-5		-	-	-	-	X	X
11	10.61	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	E/A-6		-	-	-	-	X	X
13	12.61	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	E/A-7		-	-	-	-	X	X
15	14.61	-	-	-	-	-	-	O	X
16	-	E/A-8		-	-	-	-	X	X
17	16.61	-	-	-	-	-	-	X	X
18	-	E/A-9		-	-	-	-	X	X
19	18.61	-	-	-	-	-	-	X	X
20	-	E/A-10		-	-	-	-	X	X
21	20.61	-	-	-	-	-	-	X	X
22	-	E/A-11		-	-	-	-	X	X
23	22.18	-	-	-	-	-	-	X	X
24	22.18	-	-	-	-	-	경험토압	X	X
25	21.66	-	-	-	-	-	-	O	X
26	-		E/A-11	-	-	-	-	O	X
27	19.40	-	-	-	-	-	-	O	X
28	-		E/A-10	-	-	-	-	O	X
29	17.70	-	-	-	-	-	-	O	X
30	-		E/A-9	-	-	-	-	O	X
31	16.04	-	-	-	-	-	-	O	X
32	-		E/A-8	-	-	-	-	O	X
33	13.74	-	-	-	-	-	-	O	X
34	-		E/A-7	-	-	-	-	O	X
35	10.85	-	-	-	-	-	-	O	X
36	-		E/A-6	-	-	-	-	O	X
37	9.38	-	-	-	-	-	-	O	X

9. 해석 결과
9.1 전산 해석결과 집계

9.1.1 흙막이벽체 부재력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.

시공단계	굴착 깊이	전단력 (kN)				모멘트 (kN·m)			
		Max	깊이	Min	깊이	Max	깊이	Min	깊이
	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)
CS1 : 굴착 1.56 m	1.56	15.52	1.9	-7.28	5.2	1.46	9.0	-22.94	3.1
CS2 : 생성 E/A-1	1.56	10.49	1.4	-4.92	1.4	1.20	8.1	-7.31	2.2
CS3 : 굴착 3.09 m	3.09	14.60	3.4	-21.19	1.4	4.85	2.6	-14.02	5.2
CS4 : 생성 E/A-2	3.09	17.69	2.6	-28.92	2.6	3.21	6.6	-19.08	2.6
CS5 : 굴착 4.61 m	4.61	17.12	5.2	-44.92	2.6	24.49	4.1	-9.81	2.6
CS6 : 생성 E/A-3	4.61	17.39	4.1	-37.42	4.1	5.66	7.1	-18.56	2.6
CS7 : 굴착 6.61 m	6.61	40.82	7.6	-75.49	4.1	72.04	5.8	-27.06	10.1
CS8 : 생성 E/A-4	6.61	64.68	6.1	-72.35	6.1	10.21	8.6	-35.88	6.1
CS9 : 굴착 8.61 m	8.61	56.41	9.4	-123.19	6.1	89.23	8.1	-31.15	11.7
CS10 : 생성 E/A-5	8.61	56.03	6.1	-82.77	8.1	11.52	7.1	-27.80	6.1
CS11 : 굴착 10.61 m	10.61	75.10	10.9	-140.90	8.1	94.81	9.6	-55.51	6.1
CS12 : 생성 E/A-6	10.61	83.64	10.1	-97.53	8.1	25.06	9.0	-32.12	6.1
CS13 : 굴착 12.61 m	12.61	85.25	13.0	-122.61	8.1	97.91	11.7	-61.82	6.1
CS14 : 생성 E/A-7	12.61	76.60	12.1	-108.43	8.1	34.10	9.4	-42.78	6.1
CS15 : 굴착 14.61 m	14.61	98.49	15.1	-139.85	12.1	108.00	13.4	-59.25	6.1
CS16 : 생성 E/A-8	14.61	87.26	14.1	-111.94	8.1	47.79	11.3	-50.94	6.1
CS17 : 굴착 16.61 m	16.61	72.12	10.1	-121.95	12.1	78.36	15.1	-54.55	6.1
CS18 : 생성 E/A-9	16.61	94.75	16.1	-111.82	12.1	57.58	13.0	-53.54	6.1
CS19 : 굴착 18.61 m	18.61	75.78	16.1	-112.98	12.1	43.88	13.4	-52.79	6.1
CS20 : 생성 E/A-10	18.61	85.95	16.1	-113.68	12.1	55.58	13.4	-53.64	6.1
CS21 : 굴착 20.61 m	20.61	84.99	16.1	-111.09	12.1	46.43	13.0	-52.83	6.1
CS22 : 생성 E/A-11	20.61	84.45	16.1	-113.21	12.1	52.63	13.4	-53.43	6.1
CS23 : 굴착 22.18 m	22.18	85.06	16.1	-112.83	12.1	51.93	13.4	-53.35	6.1
CS24 : PECK	22.18	102.99	16.1	-131.74	12.1	58.58	13.0	-46.58	18.1
CS25 : 기초 타설/되메움	21.66	80.97	20.1	-90.67	8.1	46.07	19.0	-37.40	14.1
CS26 : E/A-11 해체	21.66	98.99	21.7	-150.15	18.1	128.43	19.8	-56.26	14.1
CS27 : 집수정벽체1/되메움	19.40	66.03	10.1	-90.64	8.1	43.46	17.3	-33.33	14.1
CS28 : E/A-10 해체	19.40	115.86	19.5	-128.09	16.1	128.58	18.1	-69.14	21.2
CS29 : 집수정벽체2/되메움	17.70	65.73	10.1	-90.63	8.1	44.58	17.0	-30.83	6.1
CS30 : E/A-9 해체	17.70	88.58	18.1	-133.87	14.1	114.05	16.1	-61.45	12.1
CS31 : 기초 타설/되메움	16.04	65.73	10.1	-90.55	8.1	37.51	15.6	-30.81	6.1
CS32 : E/A-8 해체	16.04	90.81	16.1	-125.66	12.1	102.34	14.6	-60.52	10.1
CS33 : 벽체1타설/되메움	13.74	65.26	10.1	-90.32	8.1	17.48	13.4	-30.90	6.1
CS34 : E/A-7 해체	13.74	67.28	6.1	-108.84	10.1	86.01	12.1	-51.65	8.1
CS35 : 벽체2타설/되메움	10.85	68.08	10.1	-91.02	8.1	16.39	9.0	-30.47	6.1
CS36 : E/A-6 해체	10.85	64.85	6.1	-120.05	8.1	64.06	9.6	-52.06	6.1
CS37 : 상부타설/되메움	9.38	59.26	6.1	-93.07	8.1	20.00	9.4	-33.44	6.1
TOTAL		115.86	19.5	-150.15	18.1	128.58	18.1	-69.14	21.2

9.1.2 지보재 반력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

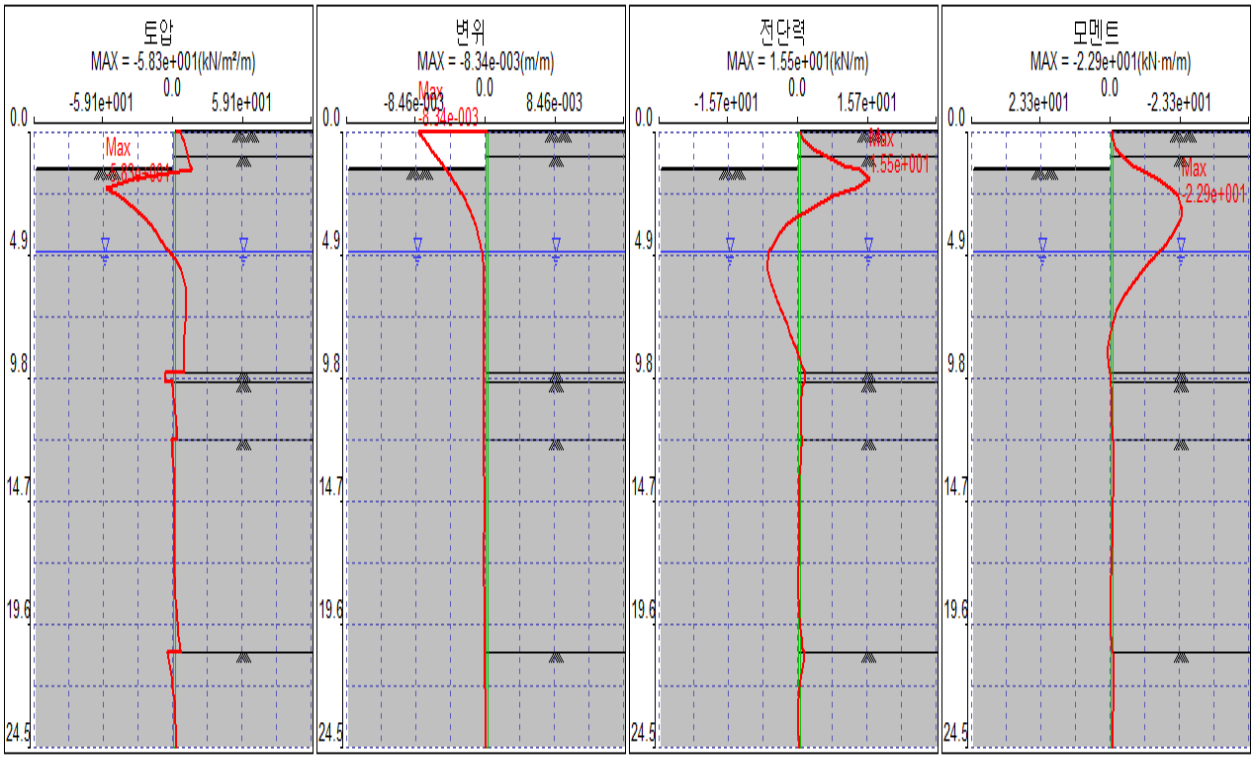
시공단계	굴착 깊이	E/A-1	E/A-2	E/A-3	E/A-4	E/A-5
		1.36 (m)	2.59 (m)	4.11 (m)	6.11 (m)	8.11 (m)
CS1 : 굴착 1.56 m	1.56	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 E/A-1	1.56	15.82	-	-	-	-
CS3 : 굴착 3.09 m	3.09	31.83	-	-	-	-
CS4 : 생성 E/A-2	3.09	13.61	53.82	-	-	-
CS5 : 굴착 4.61 m	4.61	20.79	63.52	-	-	-
CS6 : 생성 E/A-3	4.61	13.97	53.87	63.29	-	-
CS7 : 굴착 6.61 m	6.61	16.16	65.00	86.34	-	-
CS8 : 생성 E/A-4	6.61	15.05	54.49	63.00	158.23	-
CS9 : 굴착 8.61 m	8.61	11.48	54.71	70.40	182.21	-
CS10 : 생성 E/A-5	8.61	14.65	54.37	63.33	159.21	158.23
CS11 : 굴착 10.61 m	10.61	12.76	53.06	63.58	168.35	186.18
CS12 : 생성 E/A-6	10.61	14.52	54.17	63.08	159.51	160.35
CS13 : 굴착 12.61 m	12.61	13.86	53.39	62.46	163.41	179.76
CS14 : 생성 E/A-7	12.61	14.36	53.90	62.75	160.48	166.27
CS15 : 굴착 14.61 m	14.61	14.27	53.62	62.30	161.47	175.25
CS16 : 생성 E/A-8	14.61	14.26	53.73	62.55	161.20	171.09
CS17 : 굴착 16.61 m	16.61	14.43	53.77	62.38	160.70	171.84
CS18 : 생성 E/A-9	16.61	14.31	53.72	62.45	161.09	172.05
CS19 : 굴착 18.61 m	18.61	14.42	53.79	62.44	160.66	170.99
CS20 : 생성 E/A-10	18.61	14.35	53.74	62.44	160.96	171.85
CS21 : 굴착 20.61 m	20.61	14.39	53.77	62.45	160.77	171.18
CS22 : 생성 E/A-11	20.61	14.37	53.75	62.44	160.88	171.63
CS23 : 굴착 22.18 m	22.18	14.37	53.75	62.44	160.88	171.59
CS24 : PECK	22.18	21.60	62.46	77.48	181.49	196.77
CS25 : 기초 타설/되메움	21.66	14.94	54.38	62.92	158.20	157.45
CS26 : E/A-11 해체	21.66	14.94	54.38	62.92	158.21	157.43
CS27 : 집수정벽체1/되메움	19.40	14.94	54.38	62.92	158.20	157.46
CS28 : E/A-10 해체	19.40	14.94	54.39	62.94	158.20	157.20
CS29 : 집수정벽체2/되메움	17.70	14.94	54.38	62.92	158.20	157.47
CS30 : E/A-9 해체	17.70	14.96	54.42	62.96	158.11	156.77
CS31 : 기초 타설/되메움	16.04	14.94	54.38	62.92	158.20	157.47
CS32 : E/A-8 해체	16.04	15.13	54.50	62.89	157.63	156.71
CS33 : 벽체1타설/되메움	13.74	14.95	54.39	62.91	158.18	157.49
CS34 : E/A-7 해체	13.74	15.23	54.37	62.47	157.57	161.90
CS35 : 벽체2타설/되메움	10.85	14.93	54.38	62.93	158.24	157.37
CS36 : E/A-6 해체	10.85	14.68	53.93	62.33	159.65	168.46
CS37 : 상부타설/되메움	9.38	14.98	54.36	62.82	158.14	158.50
TOTAL		31.83	65.00	86.34	182.21	196.77

시공단계	굴착 깊이	E/A-6	E/A-7	E/A-8	E/A-9	E/A-10
		10.11 (m)	12.11 (m)	14.11 (m)	16.11 (m)	18.11 (m)
CS1 : 굴착 1.56 m	1.56	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 E/A-1	1.56	-	-	-	-	-
CS3 : 굴착 3.09 m	3.09	-	-	-	-	-
CS4 : 생성 E/A-2	3.09	-	-	-	-	-
CS5 : 굴착 4.61 m	4.61	-	-	-	-	-
CS6 : 생성 E/A-3	4.61	-	-	-	-	-
CS7 : 굴착 6.61 m	6.61	-	-	-	-	-
CS8 : 생성 E/A-4	6.61	-	-	-	-	-
CS9 : 굴착 8.61 m	8.61	-	-	-	-	-
CS10 : 생성 E/A-5	8.61	-	-	-	-	-
CS11 : 굴착 10.61 m	10.61	-	-	-	-	-
CS12 : 생성 E/A-6	10.61	158.26	-	-	-	-
CS13 : 굴착 12.61 m	12.61	200.51	-	-	-	-
CS14 : 생성 E/A-7	12.61	169.91	158.22	-	-	-
CS15 : 굴착 14.61 m	14.61	198.30	214.51	-	-	-
CS16 : 생성 E/A-8	14.61	183.16	180.81	158.23	-	-
CS17 : 굴착 16.61 m	16.61	191.06	206.47	209.65	-	-
CS18 : 생성 E/A-9	16.61	188.26	194.66	181.89	126.61	-
CS19 : 굴착 18.61 m	18.61	187.95	199.59	200.69	167.18	-
CS20 : 생성 E/A-10	18.61	188.68	197.34	189.24	138.74	126.63
CS21 : 굴착 20.61 m	20.61	187.52	196.79	192.93	154.17	161.22
CS22 : 생성 E/A-11	20.61	188.41	197.56	191.30	144.78	136.92
CS23 : 굴착 22.18 m	22.18	188.27	197.30	191.05	145.20	139.70
CS24 : PECK	22.18	217.04	233.97	236.06	187.37	167.42
CS25 : 기초 타설/되메움	21.66	156.03	149.08	146.29	134.10	162.41
CS26 : E/A-11 해체	21.66	155.78	148.82	149.86	153.46	216.43
CS27 : 집수정벽체1/되메움	19.40	156.07	149.15	145.67	130.24	151.57
CS28 : E/A-10 해체	19.40	155.33	150.90	161.42	175.00	-
CS29 : 집수정벽체2/되메움	17.70	156.13	149.13	144.47	125.14	-
CS30 : E/A-9 해체	17.70	155.53	157.27	176.99	-	-
CS31 : 기초 타설/되메움	16.04	156.16	149.20	143.27	-	-
CS32 : E/A-8 해체	16.04	162.00	178.39	-	-	-
CS33 : 벽체1타설/되메움	13.74	156.42	149.63	-	-	-
CS34 : E/A-7 해체	13.74	177.97	-	-	-	-
CS35 : 벽체2타설/되메움	10.85	155.36	-	-	-	-
CS36 : E/A-6 해체	10.85	-	-	-	-	-
CS37 : 상부타설/되메움	9.38	-	-	-	-	-
TOTAL		217.04	233.97	236.06	187.37	216.43

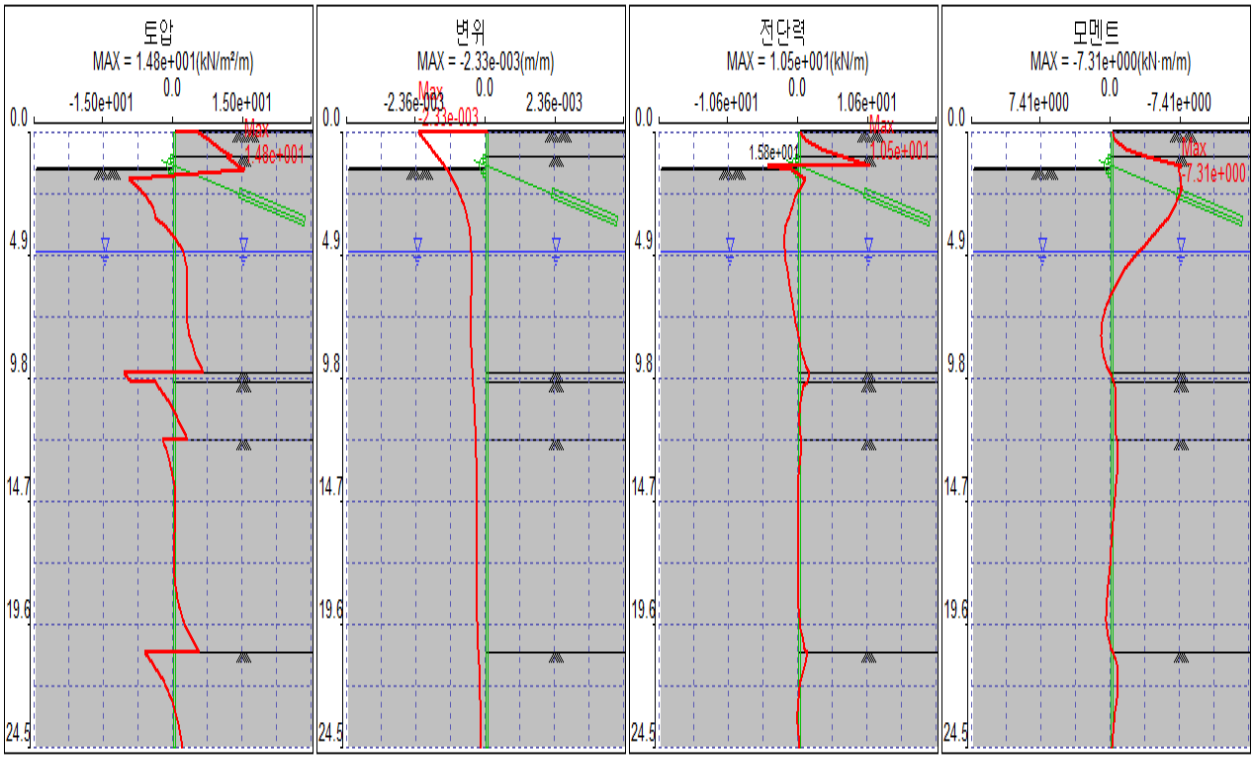
시공단계	굴착 깊이	E/A-11				
		20.11 (m)				
CS1 : 굴착 1.56 m	1.56	-				
CS2 : 생성 E/A-1	1.56	-				
CS3 : 굴착 3.09 m	3.09	-				
CS4 : 생성 E/A-2	3.09	-				
CS5 : 굴착 4.61 m	4.61	-				
CS6 : 생성 E/A-3	4.61	-				
CS7 : 굴착 6.61 m	6.61	-				
CS8 : 생성 E/A-4	6.61	-				
CS9 : 굴착 8.61 m	8.61	-				
CS10 : 생성 E/A-5	8.61	-				
CS11 : 굴착 10.61 m	10.61	-				
CS12 : 생성 E/A-6	10.61	-				
CS13 : 굴착 12.61 m	12.61	-				
CS14 : 생성 E/A-7	12.61	-				
CS15 : 굴착 14.61 m	14.61	-				
CS16 : 생성 E/A-8	14.61	-				
CS17 : 굴착 16.61 m	16.61	-				
CS18 : 생성 E/A-9	16.61	-				
CS19 : 굴착 18.61 m	18.61	-				
CS20 : 생성 E/A-10	18.61	-				
CS21 : 굴착 20.61 m	20.61	-				
CS22 : 생성 E/A-11	20.61	126.58				
CS23 : 굴착 22.18 m	22.18	134.12				
CS24 : PECK	22.18	157.41				
CS25 : 기초 타설/되메움	21.66	161.88				
CS26 : E/A-11 해체	21.66	-				
CS27 : 집수정벽체1/되메움	19.40	-				
CS28 : E/A-10 해체	19.40	-				
CS29 : 집수정벽체2/되메움	17.70	-				
CS30 : E/A-9 해체	17.70	-				
CS31 : 기초 타설/되메움	16.04	-				
CS32 : E/A-8 해체	16.04	-				
CS33 : 벽체1타설/되메움	13.74	-				
CS34 : E/A-7 해체	13.74	-				
CS35 : 벽체2타설/되메움	10.85	-				
CS36 : E/A-6 해체	10.85	-				
CS37 : 상부타설/되메움	9.38	-				
TOTAL		161.88				

9.2 시공단계별 단면력도

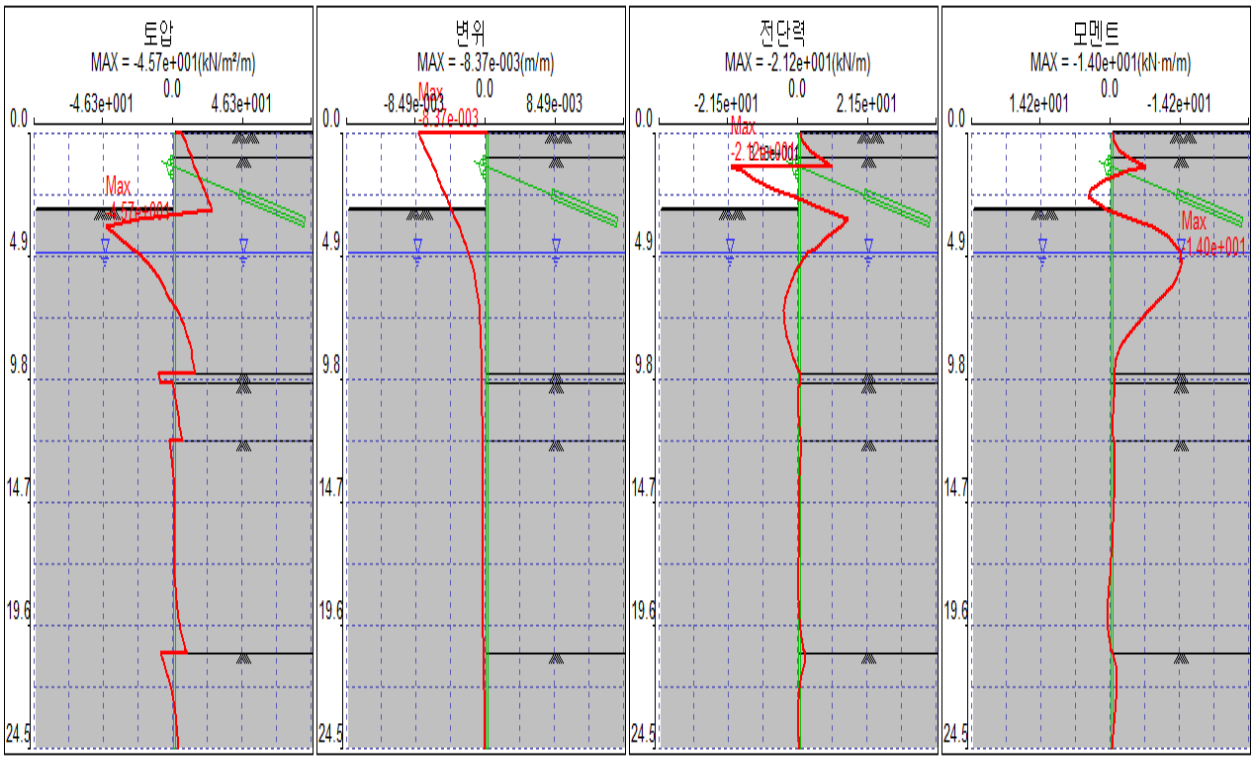
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 1.56 m]



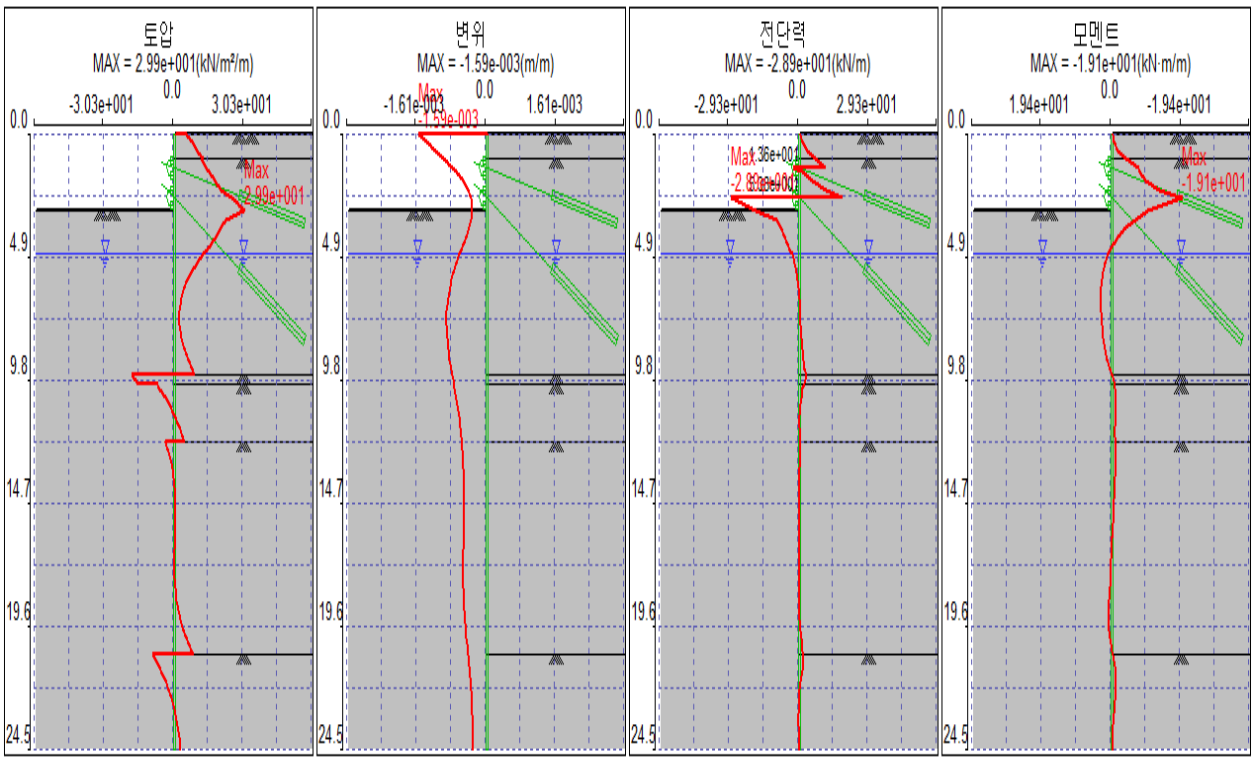
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 E/A-1]



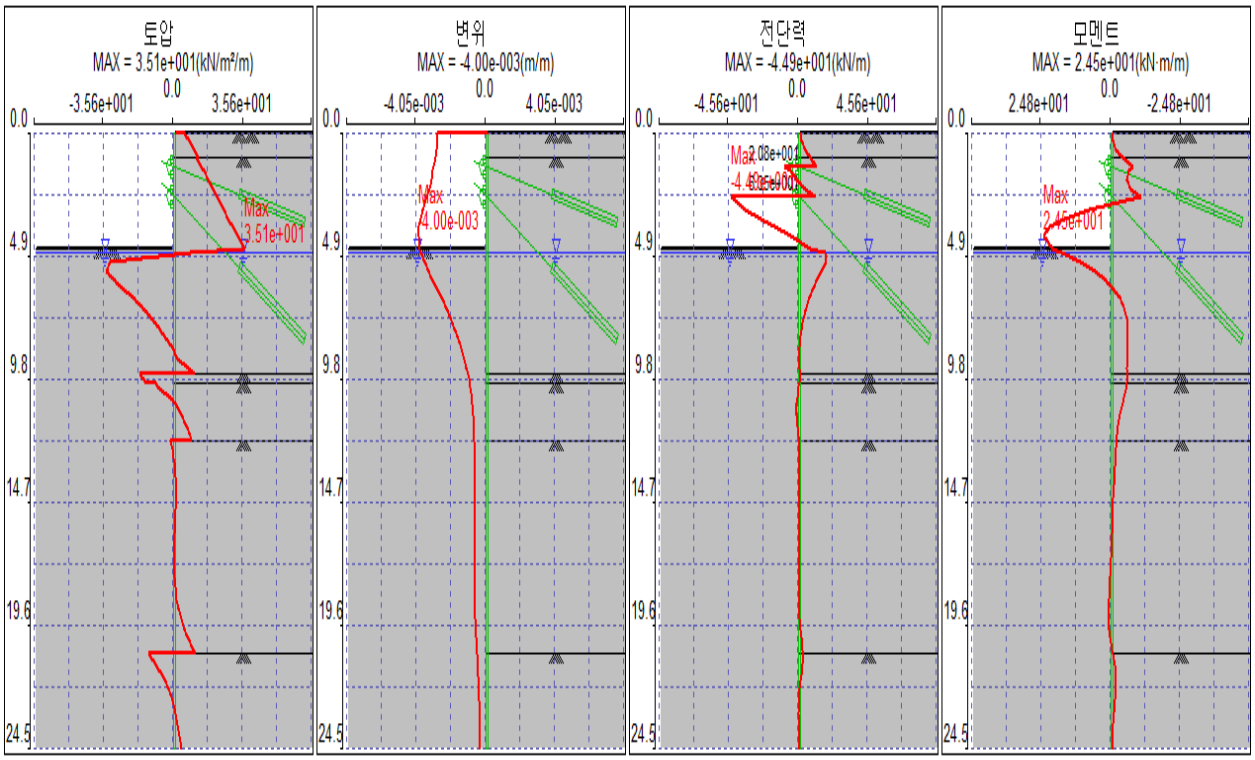
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 3.09 m]



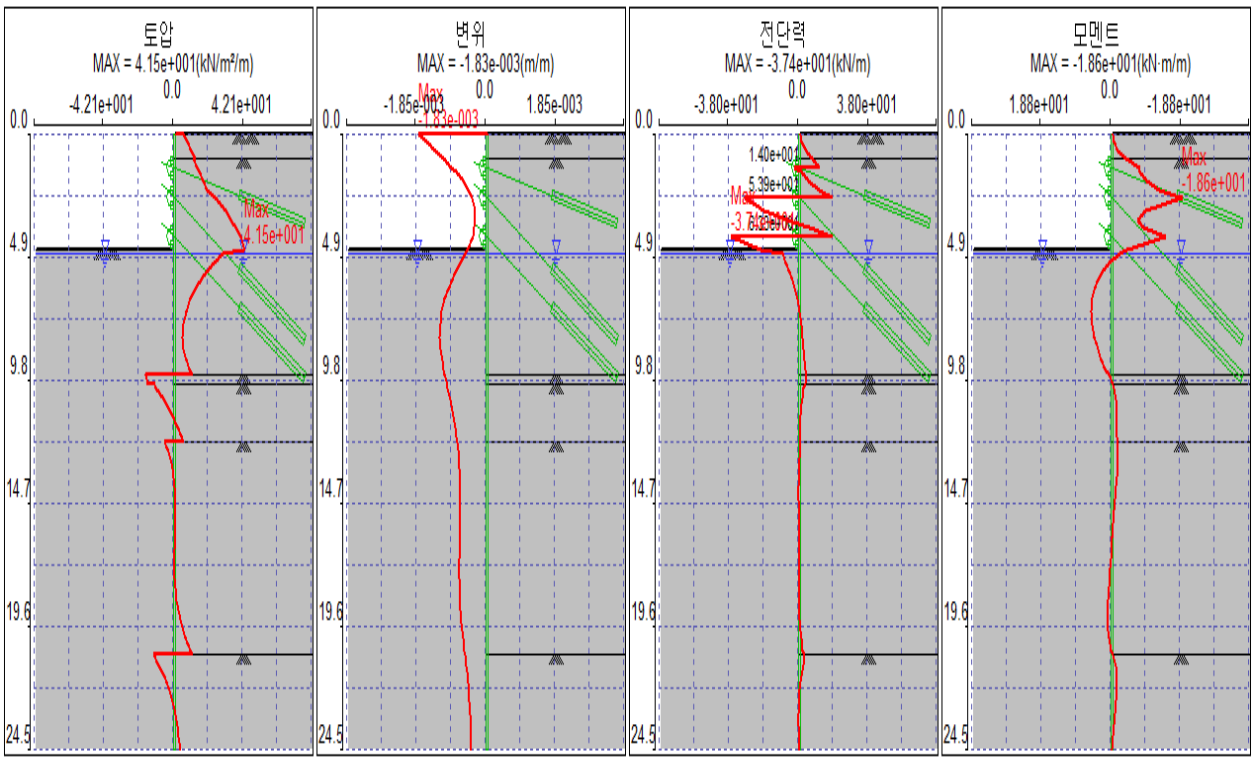
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 E/A-2]



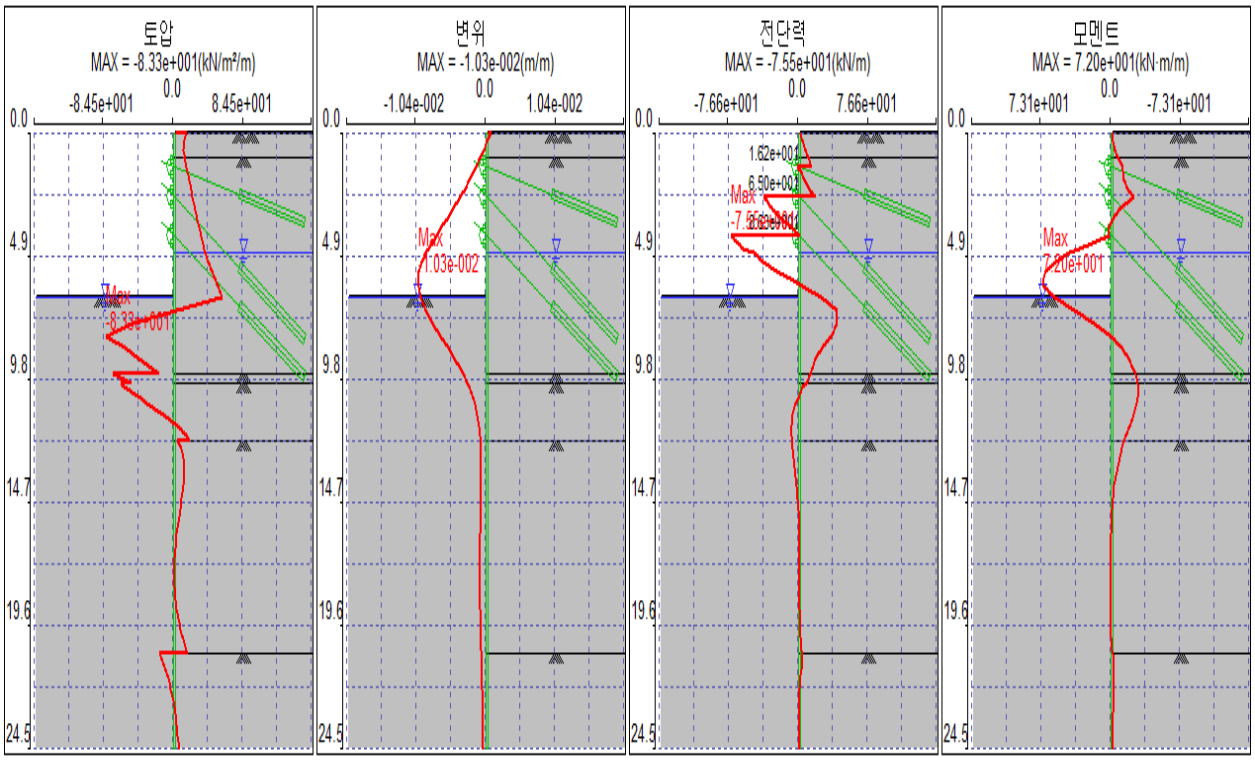
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 4.61 m]



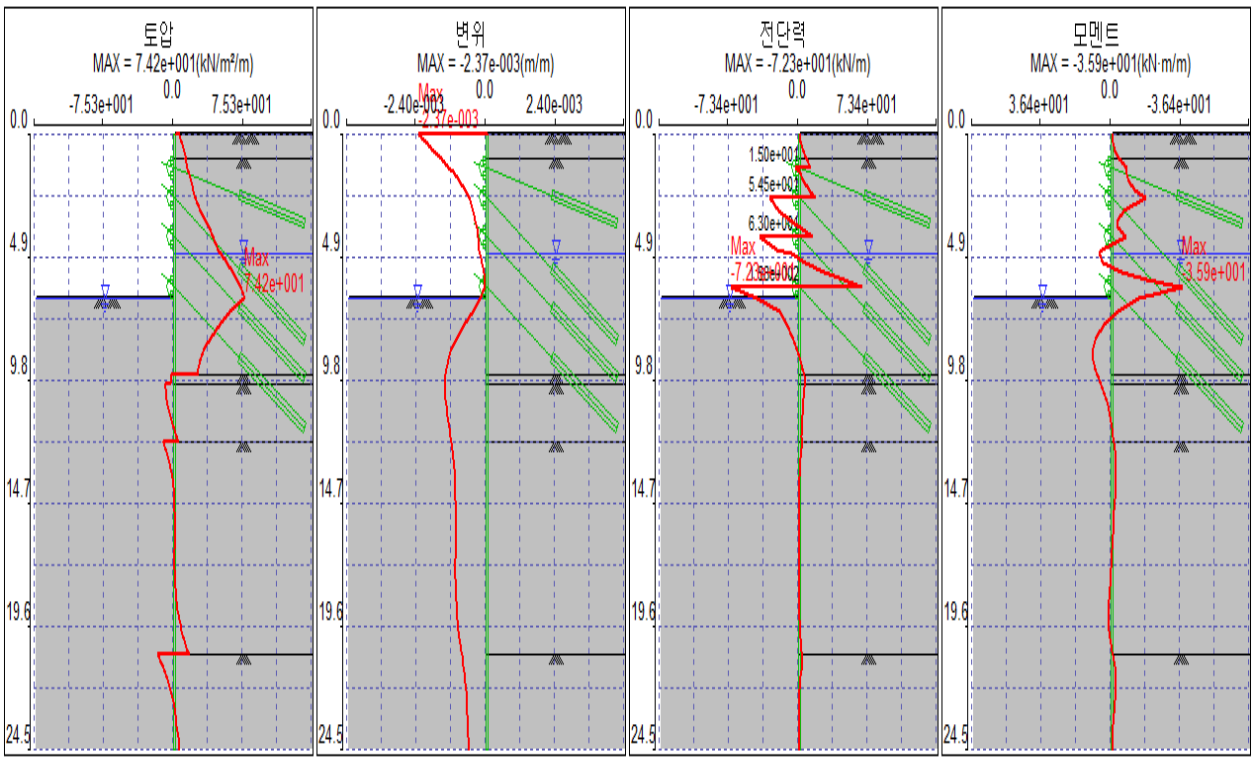
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 E/A-3]



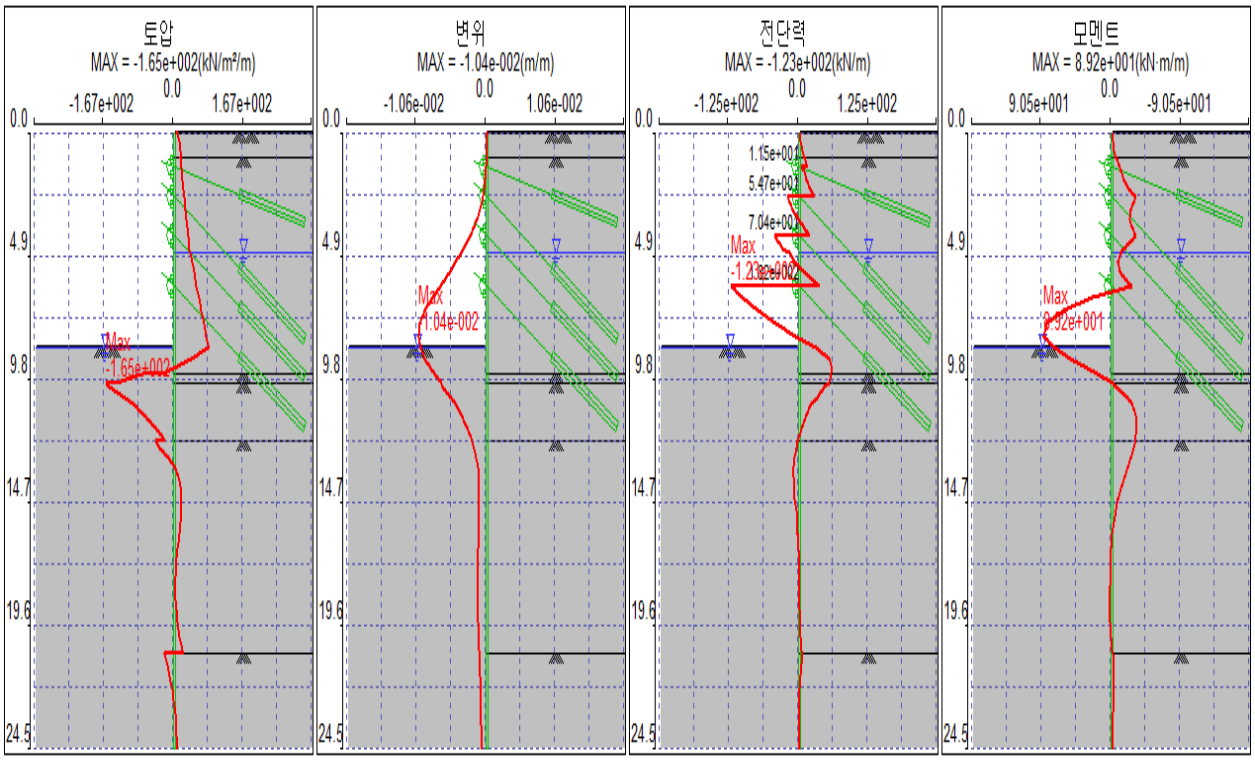
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 6.61 m]



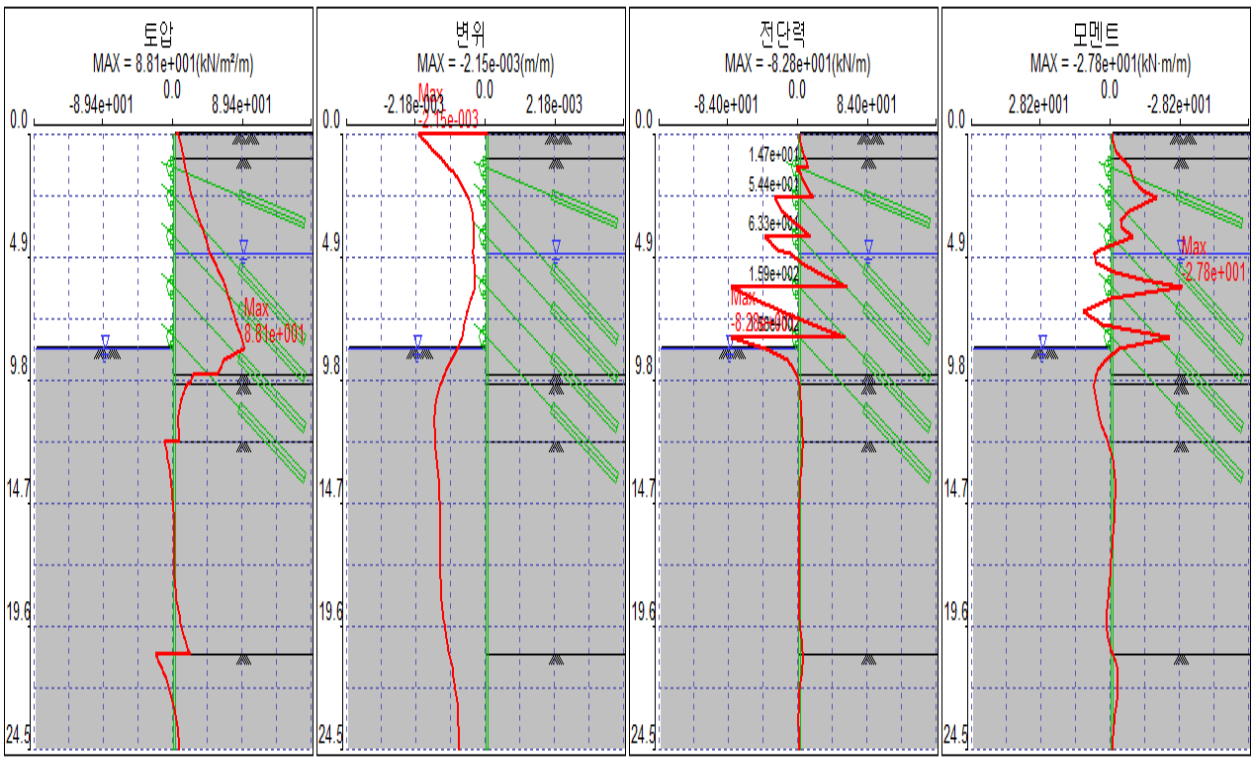
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 E/A-4]



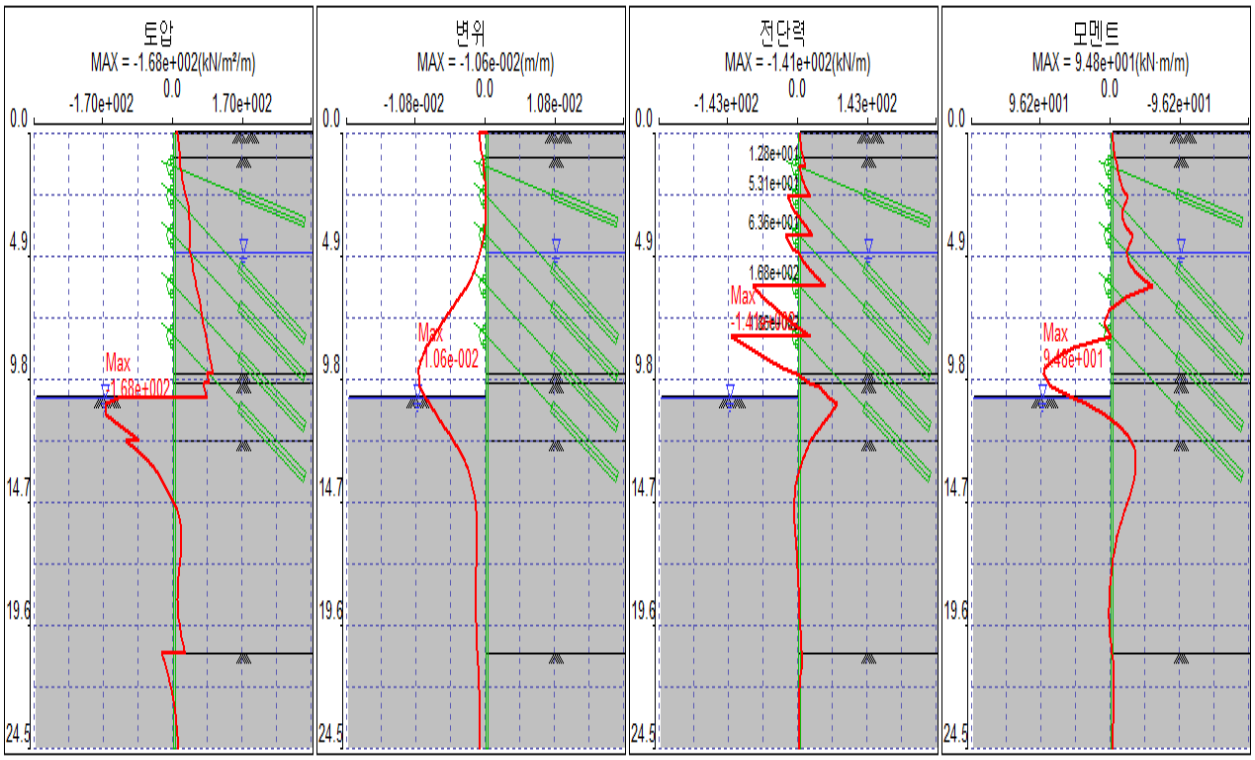
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 8.61 m]



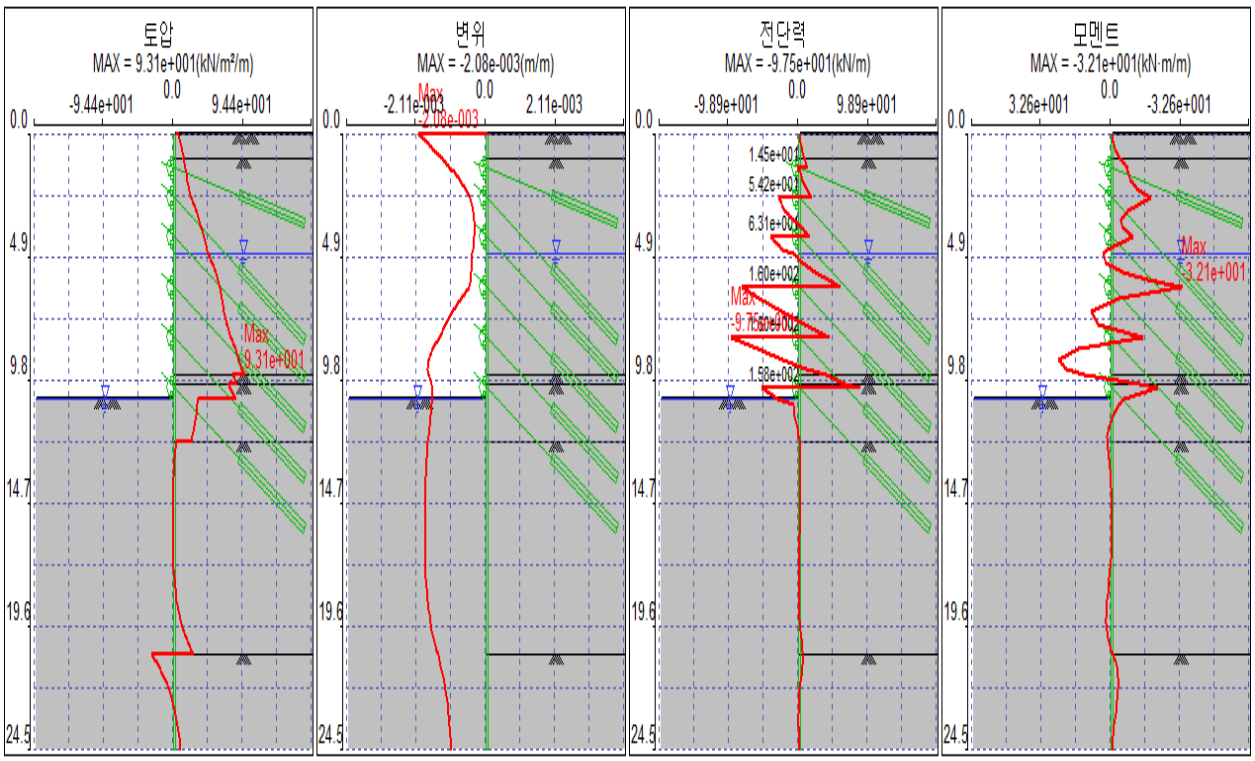
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 E/A-5]



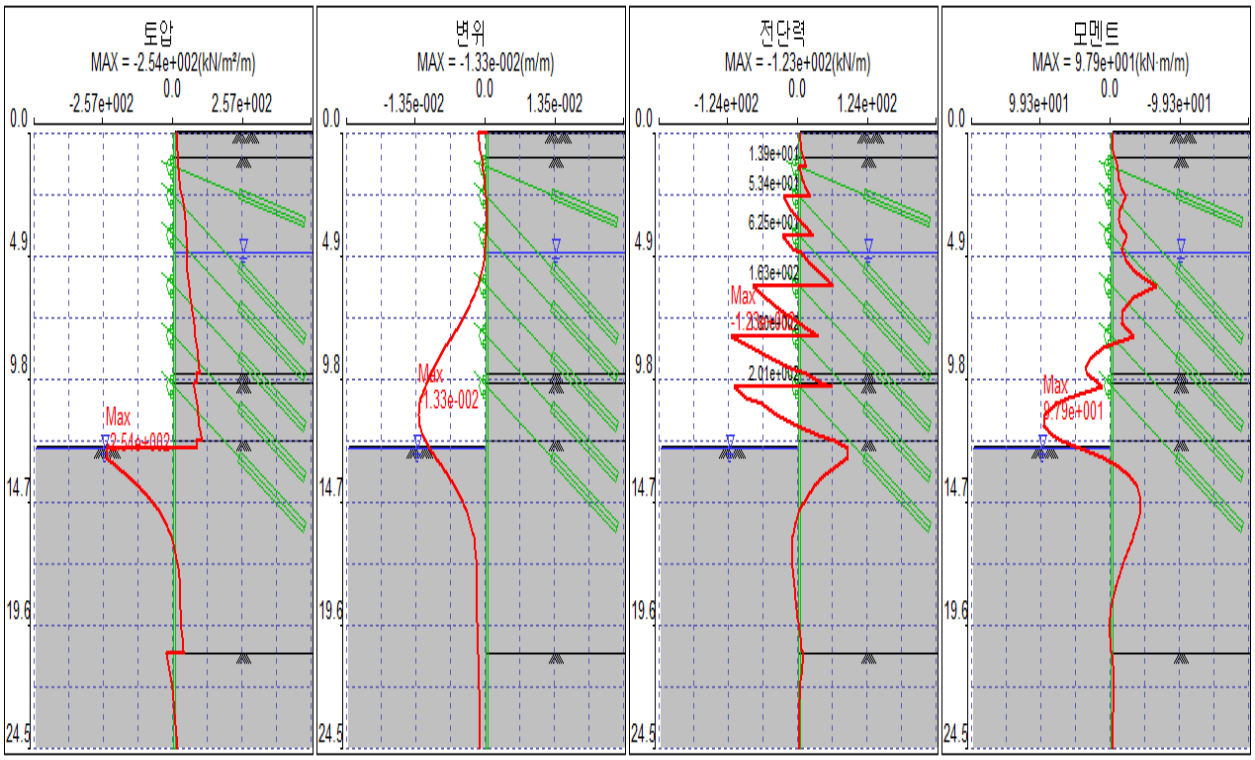
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 10.61 m]



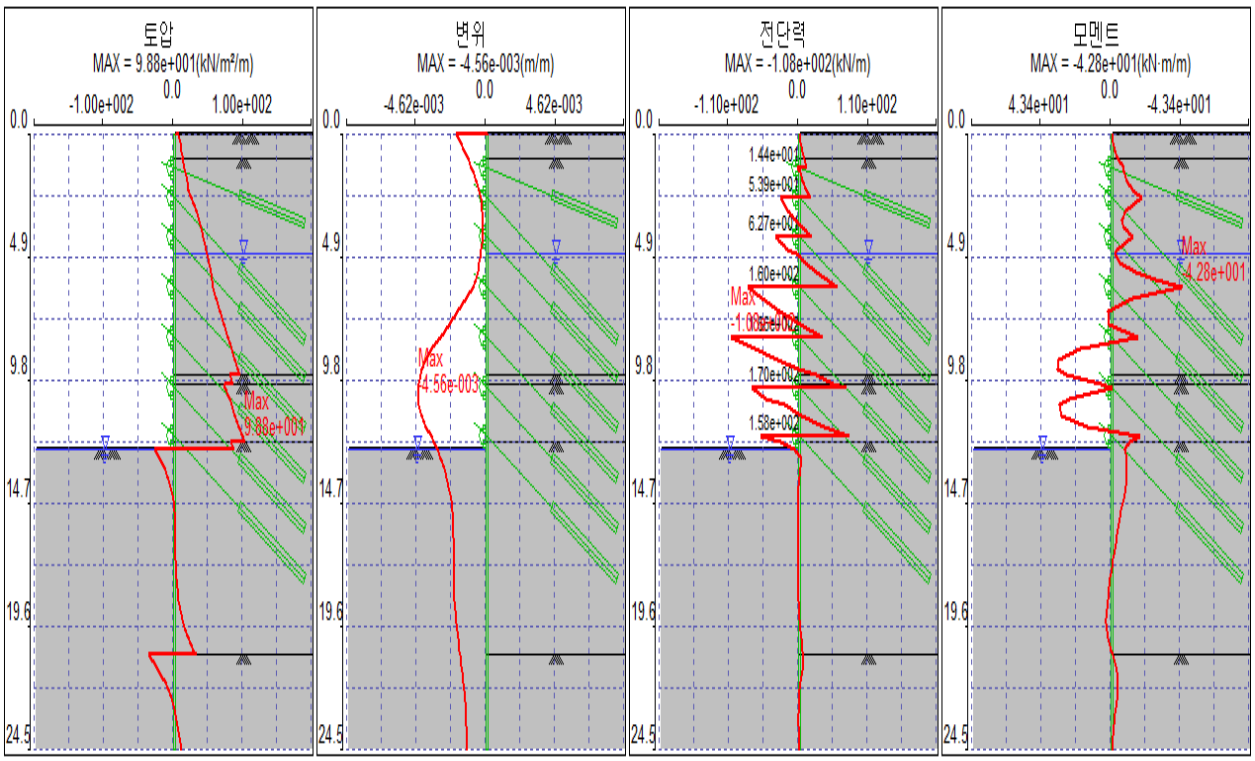
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 E/A-6]



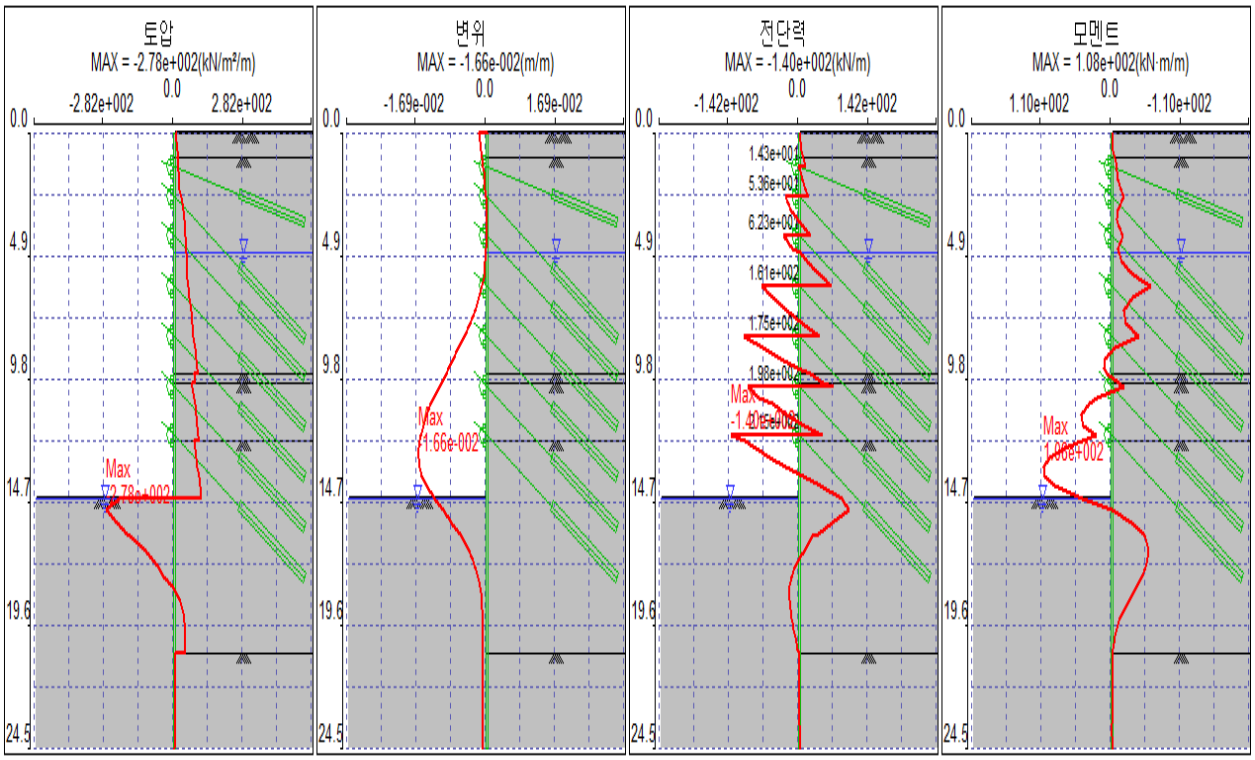
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 12.61 m]



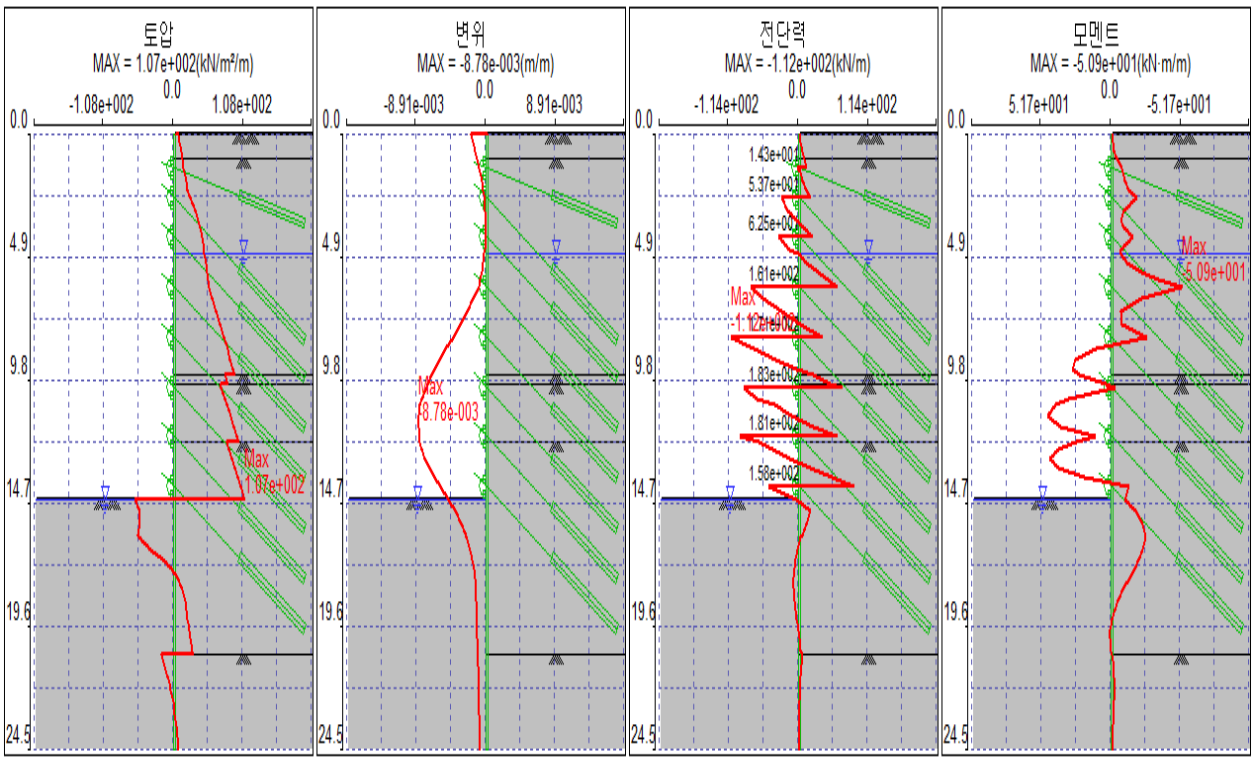
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 E/A-7]



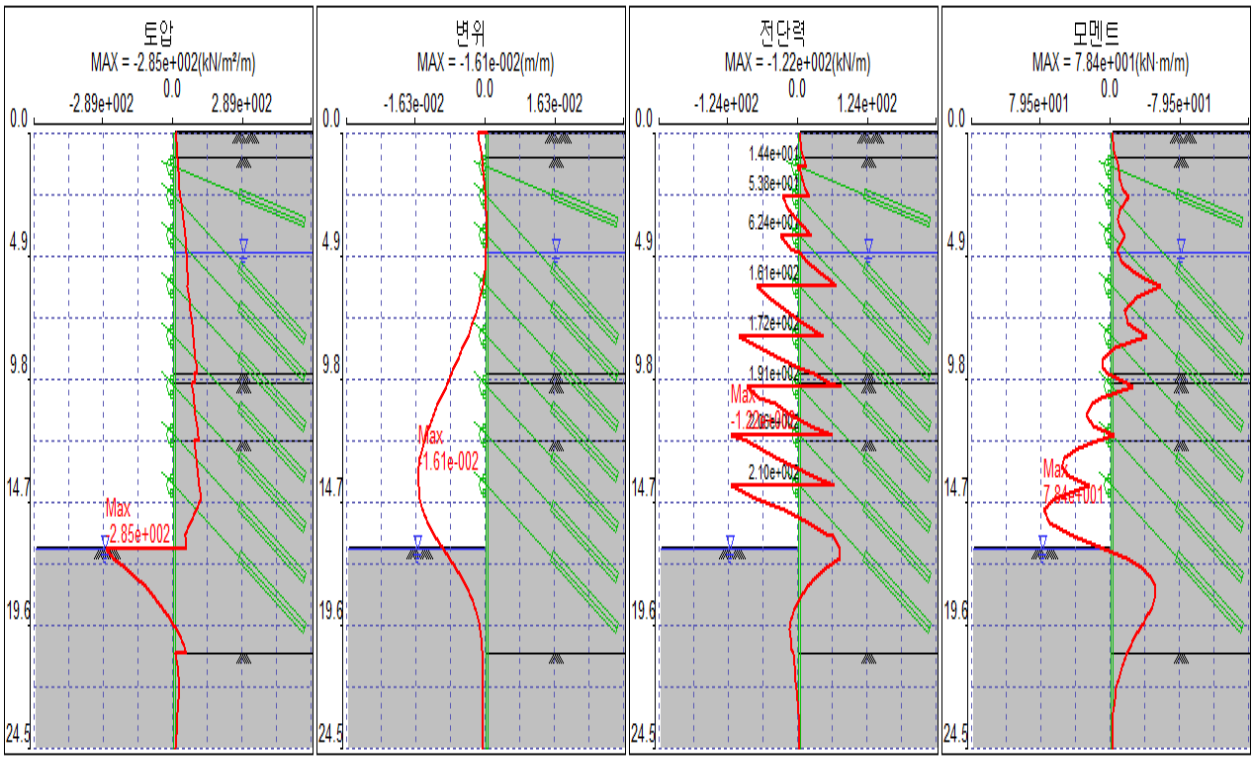
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 14.61 m]



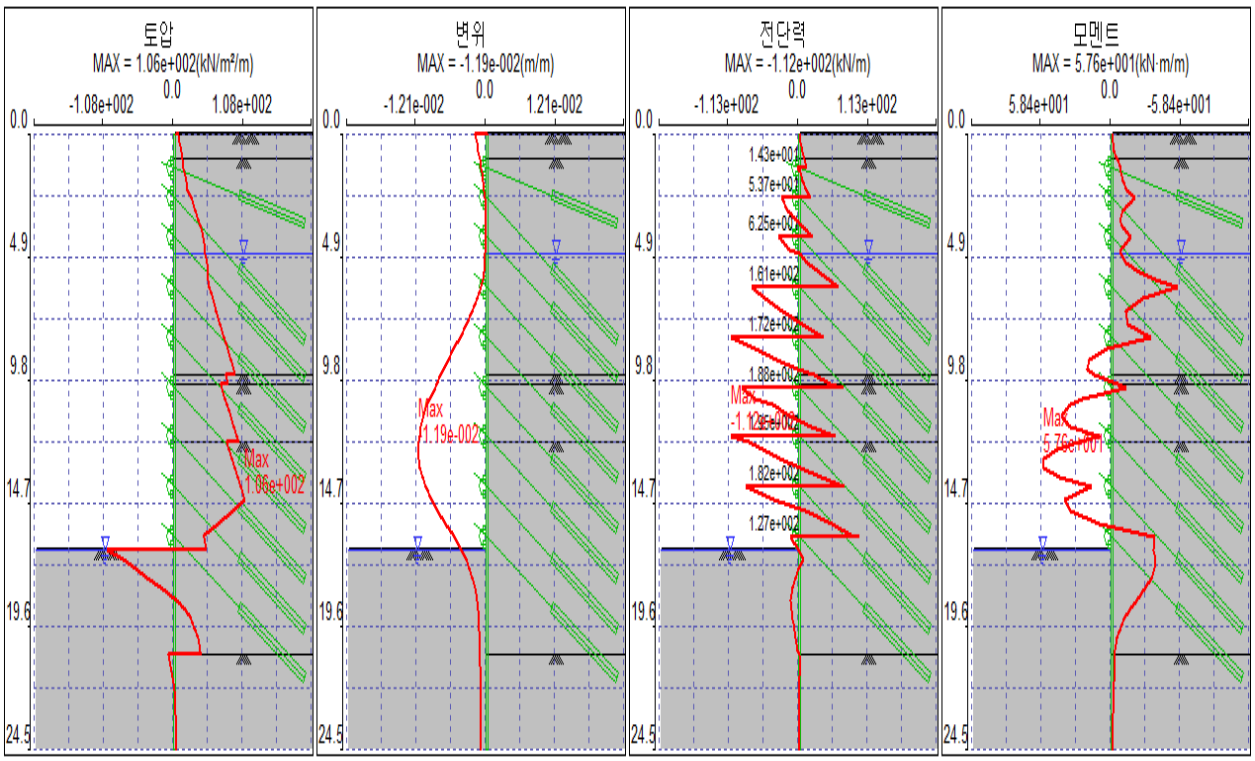
16) 시공 16 단계 [CS16 : 생성 E/A-8]



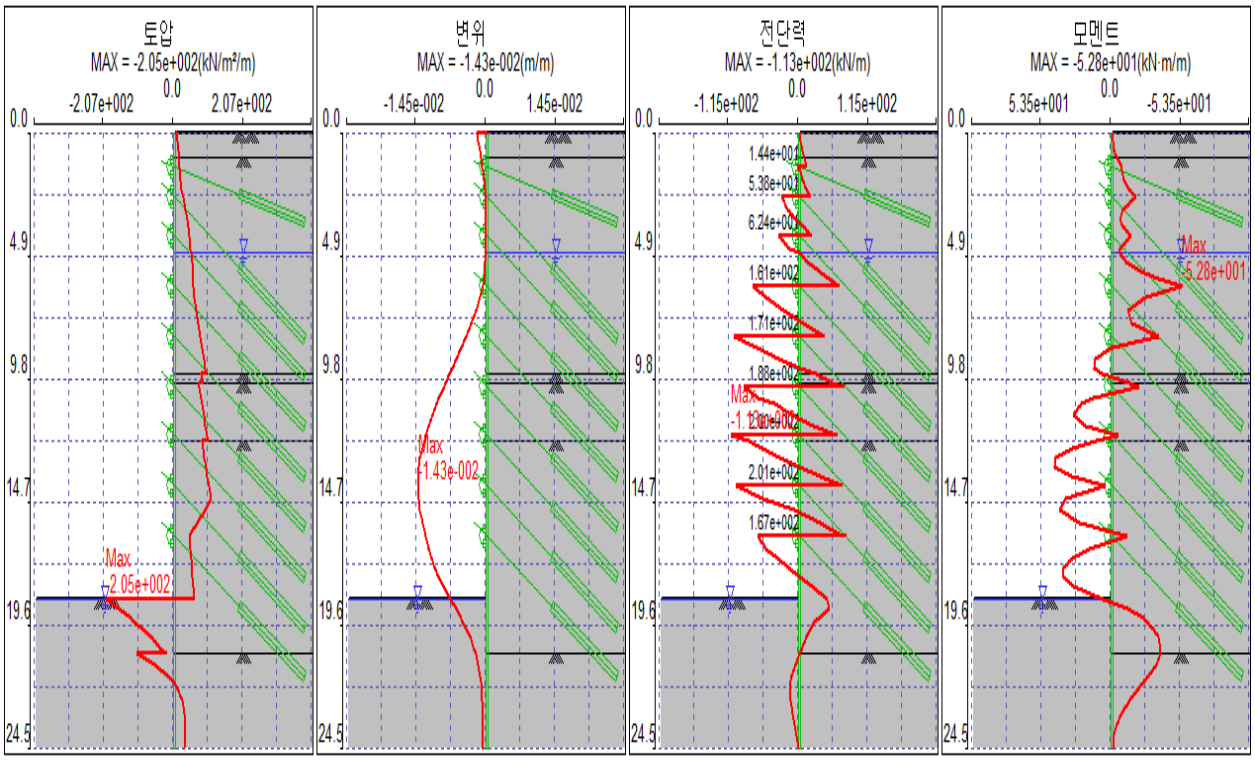
17) 시공 17 단계 [CS17 : 굴착 16.61 m]



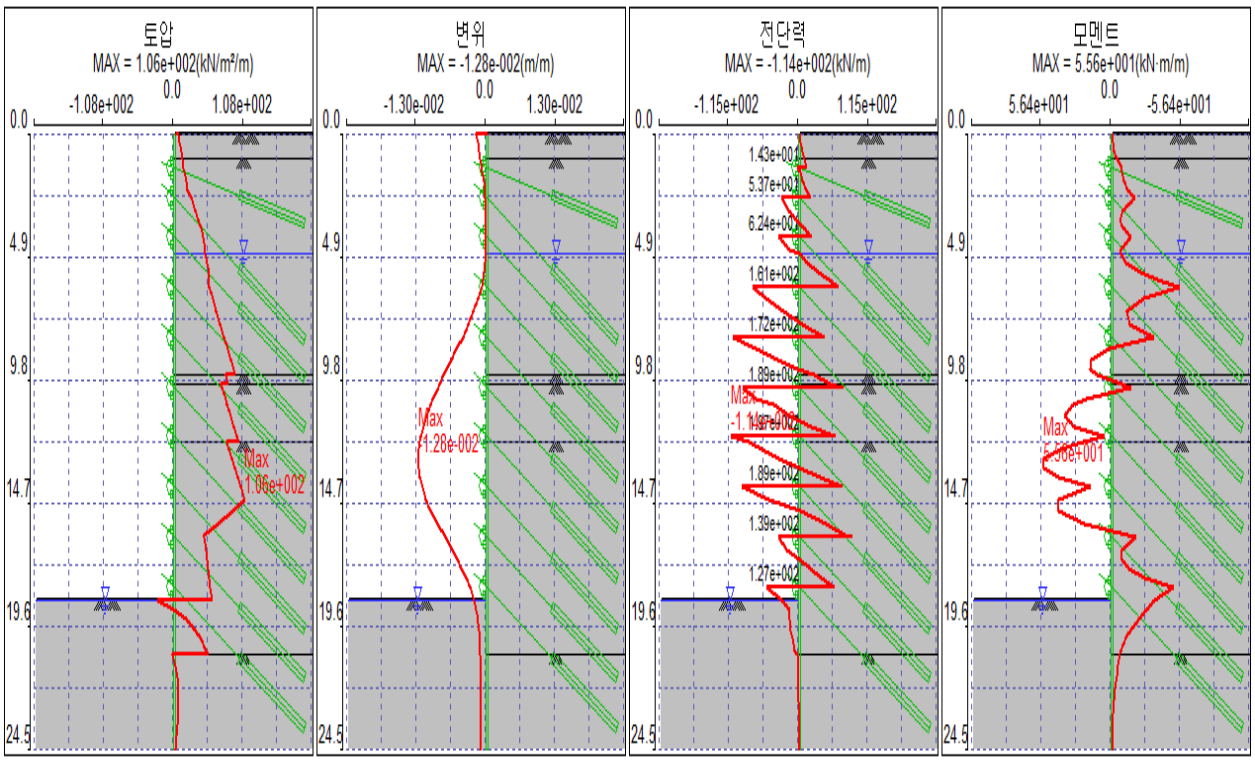
18) 시공 18 단계 [CS18 : 생성 E/A-9]



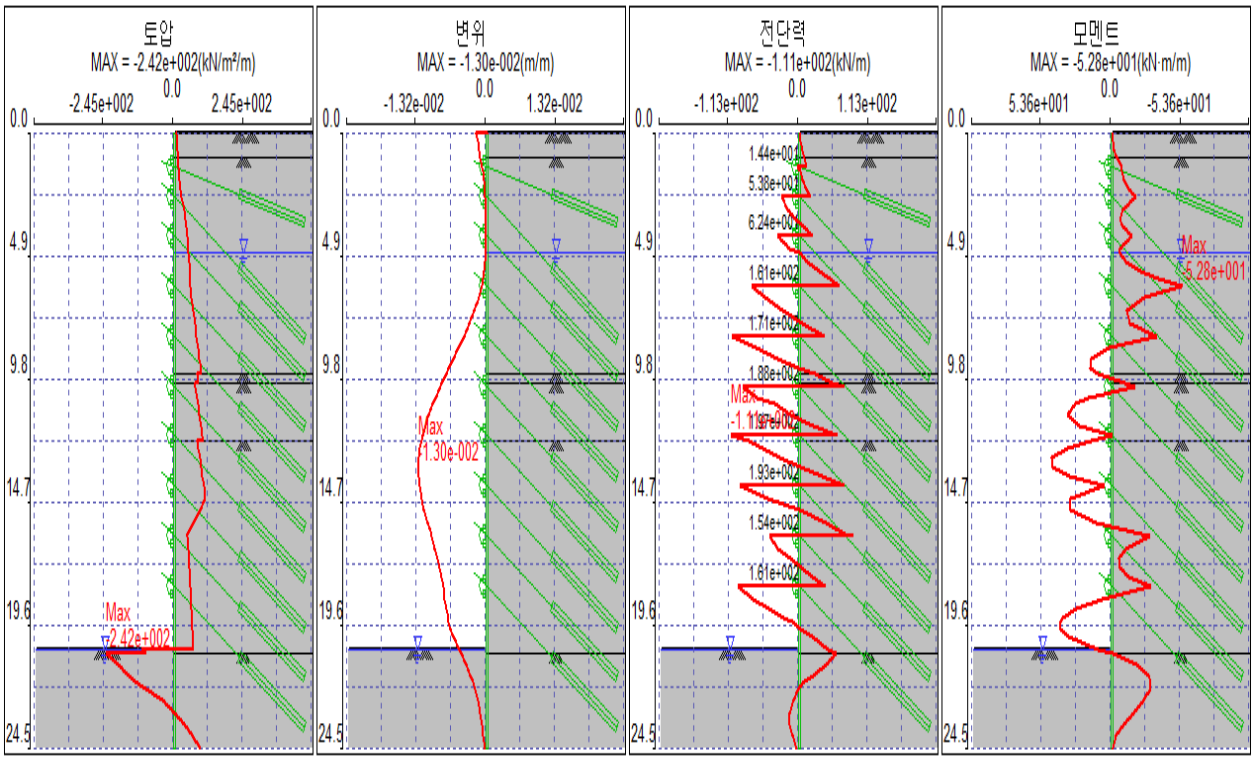
19) 시공 19 단계 [CS19 : 굴착 18.61 m]



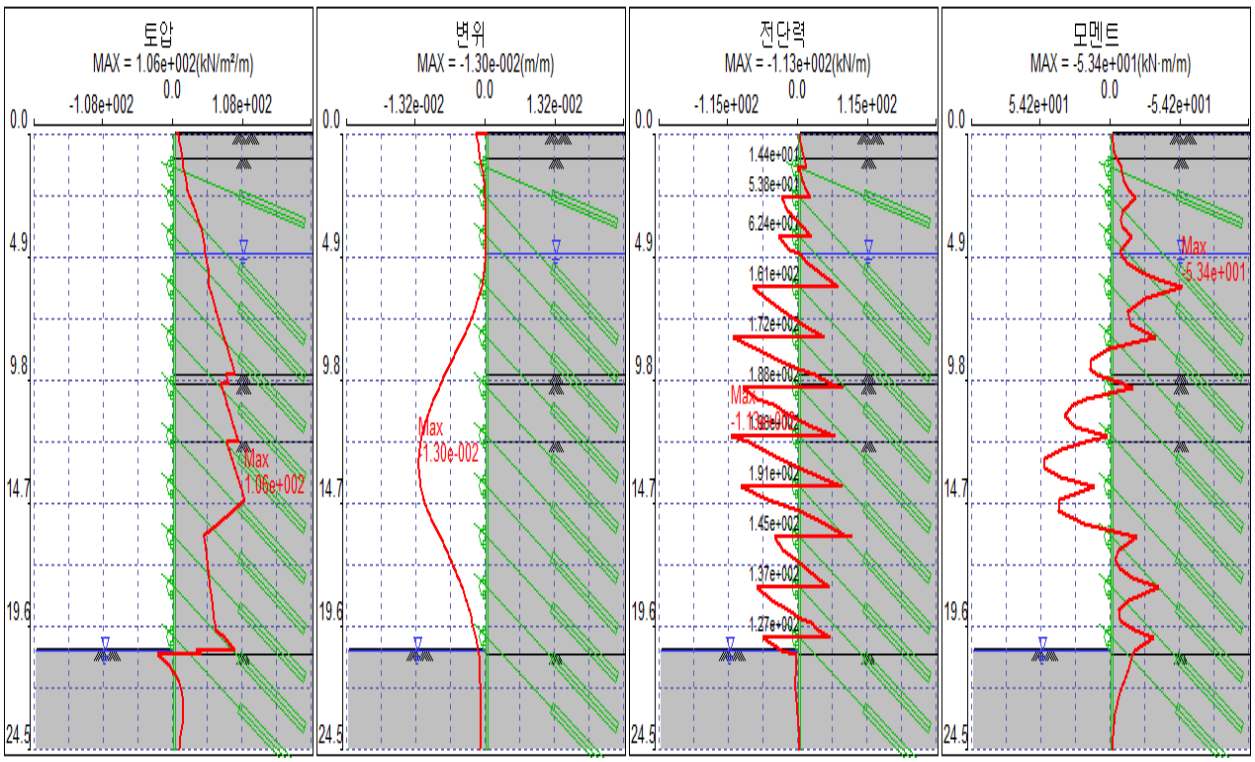
20) 시공 20 단계 [CS20 : 생성 E/A-10]



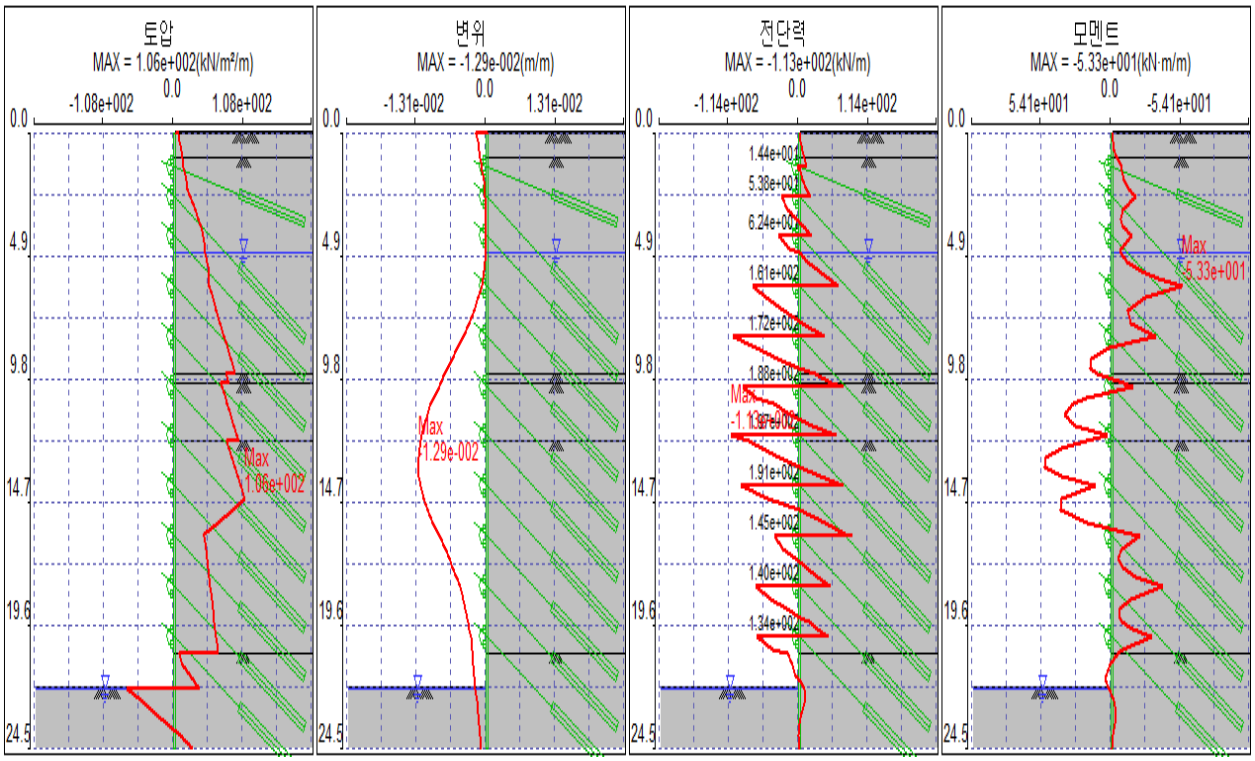
21) 시공 21 단계 [CS21 : 굴착 20.61 m]



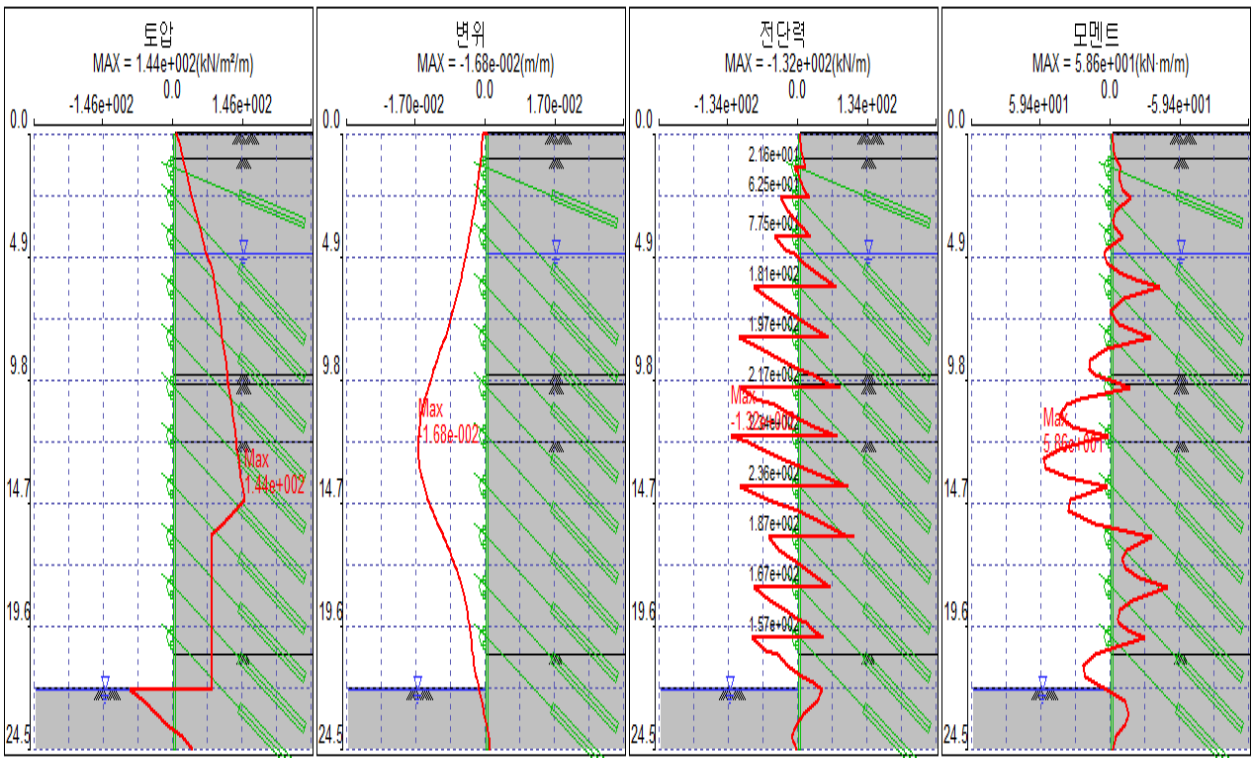
22) 시공 22 단계 [CS22 : 생성 E/A-11]



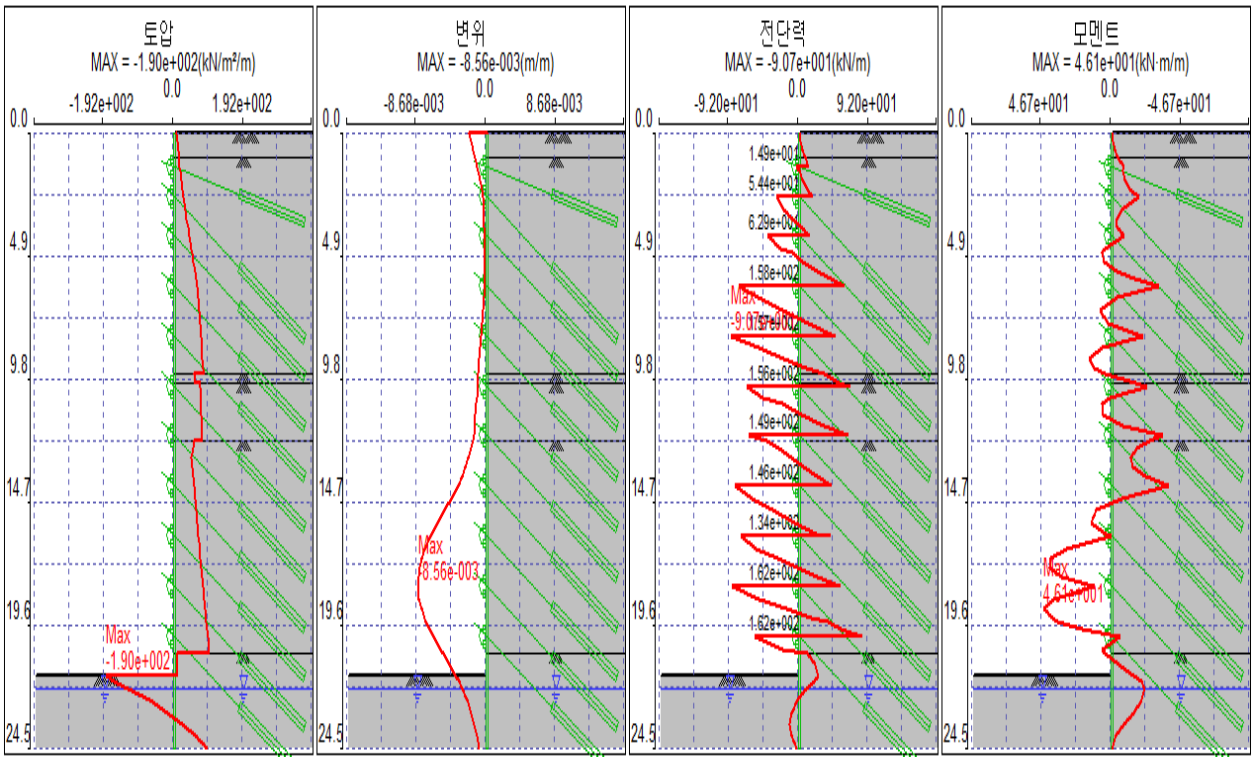
23) 시공 23 단계 [CS23 : 굴착 22.18 m]



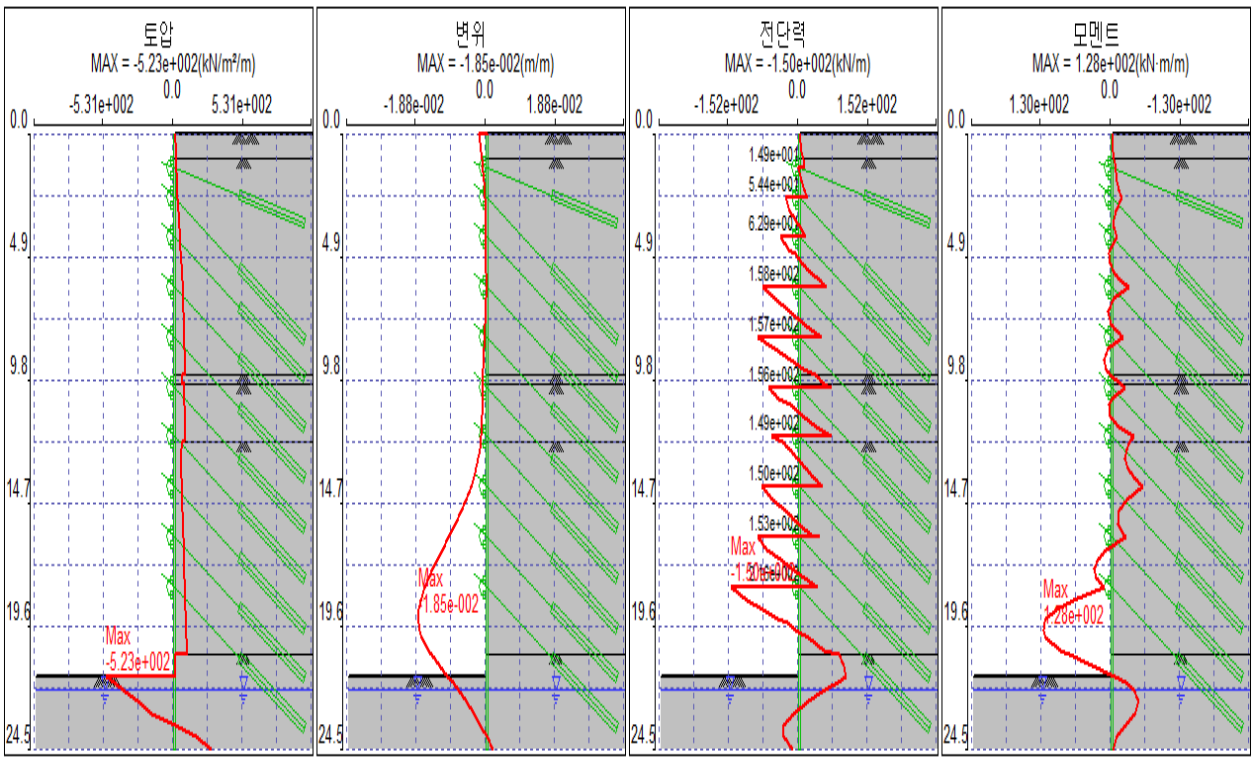
24) 시공 24 단계 [CS24 : PECK]



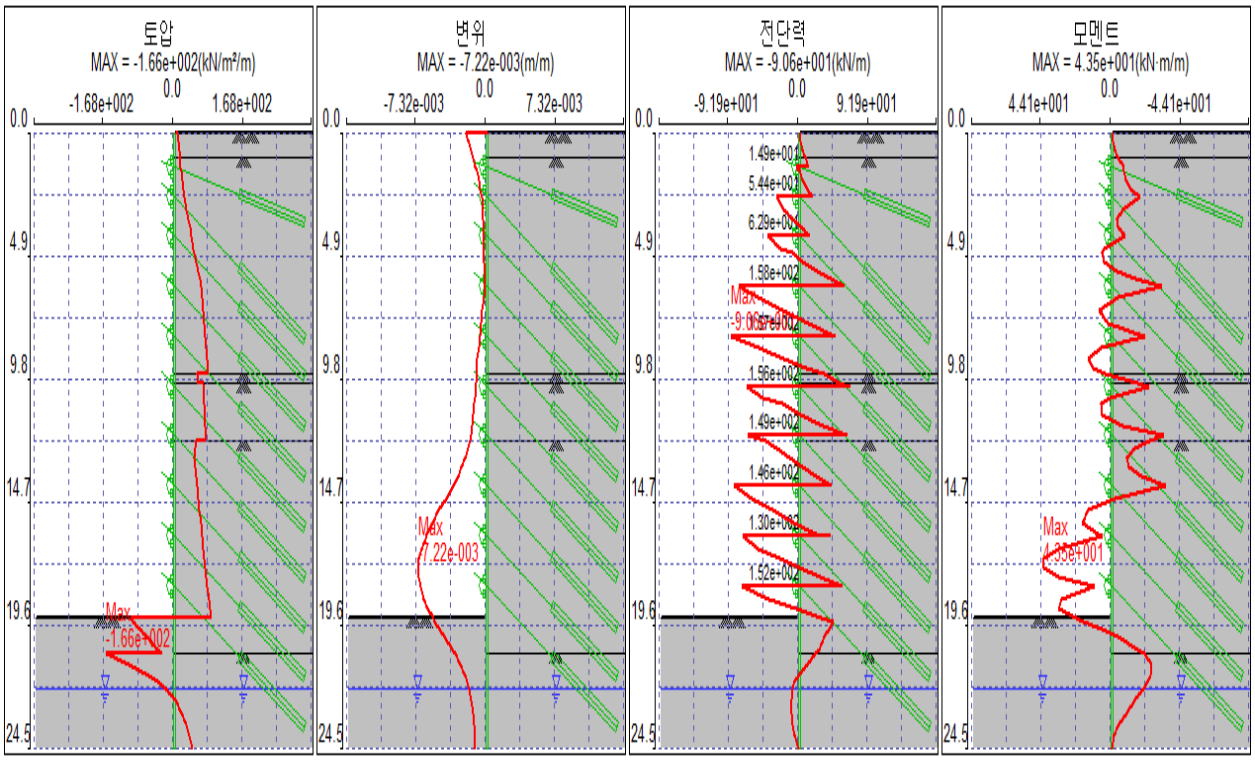
25) 시공 25 단계 [CS25 : 기초 타설/되메움]



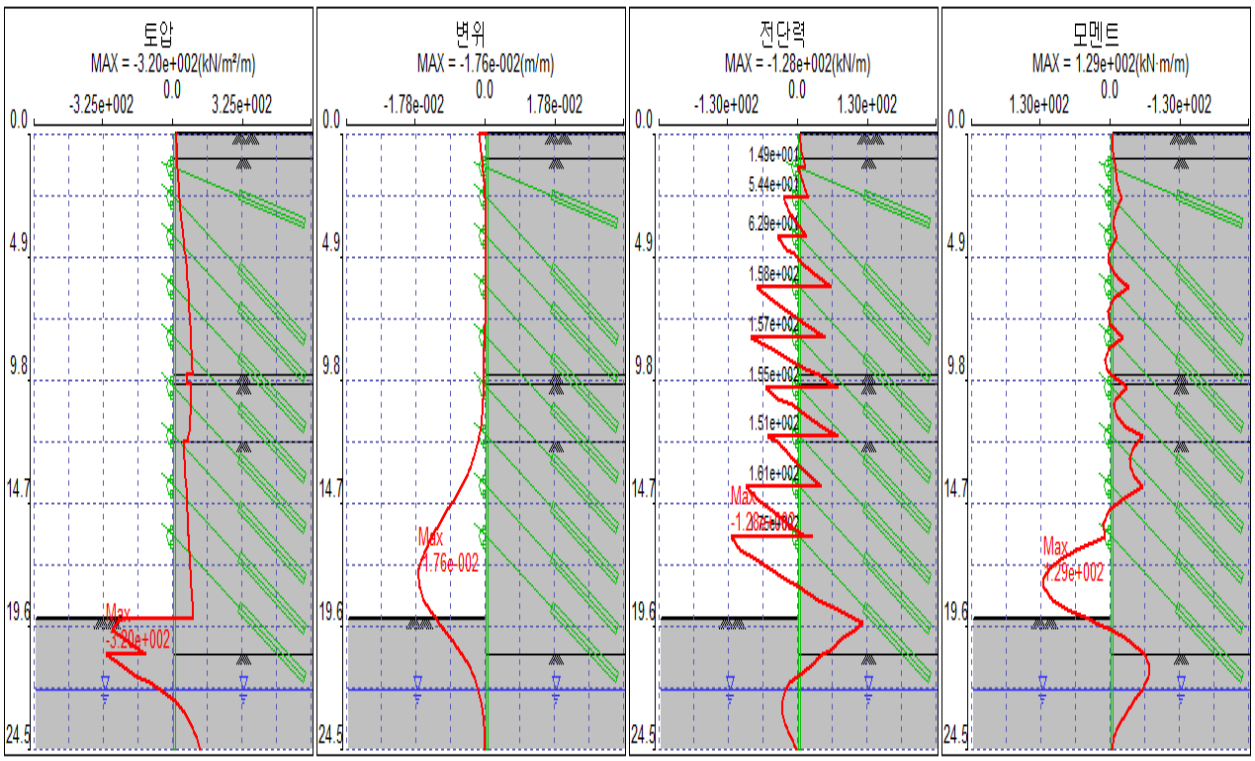
26) 시공 26 단계 [CS26 : E/A-11 해체]



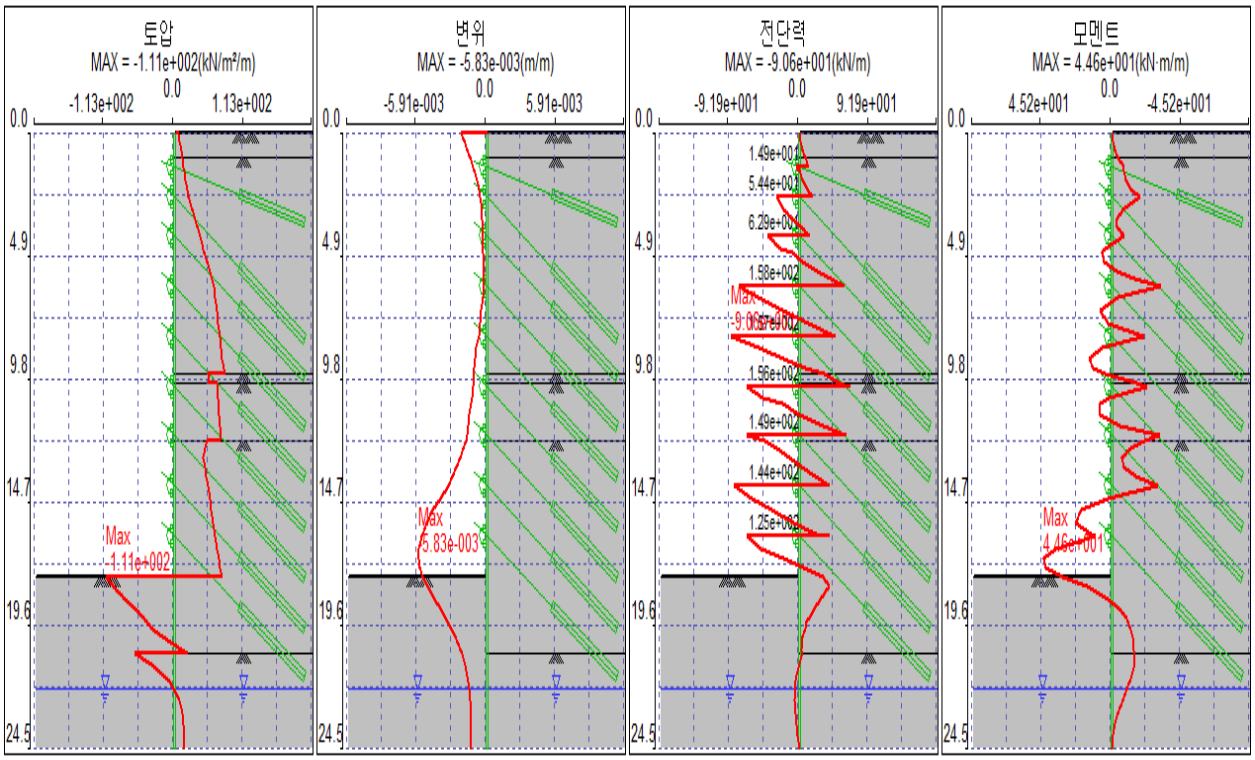
27) 시공 27 단계 [CS27 : 집수정벽체1/되메움]



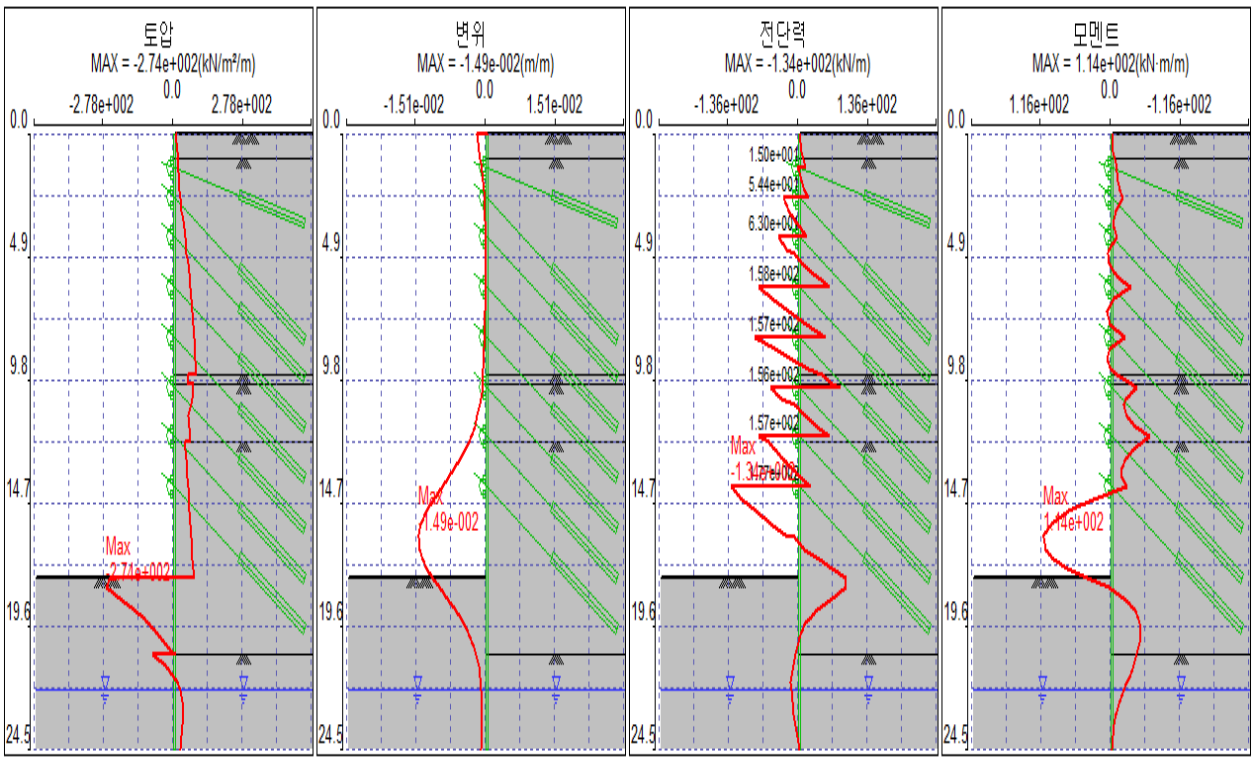
28) 시공 28 단계 [CS28 : E/A-10 해체]



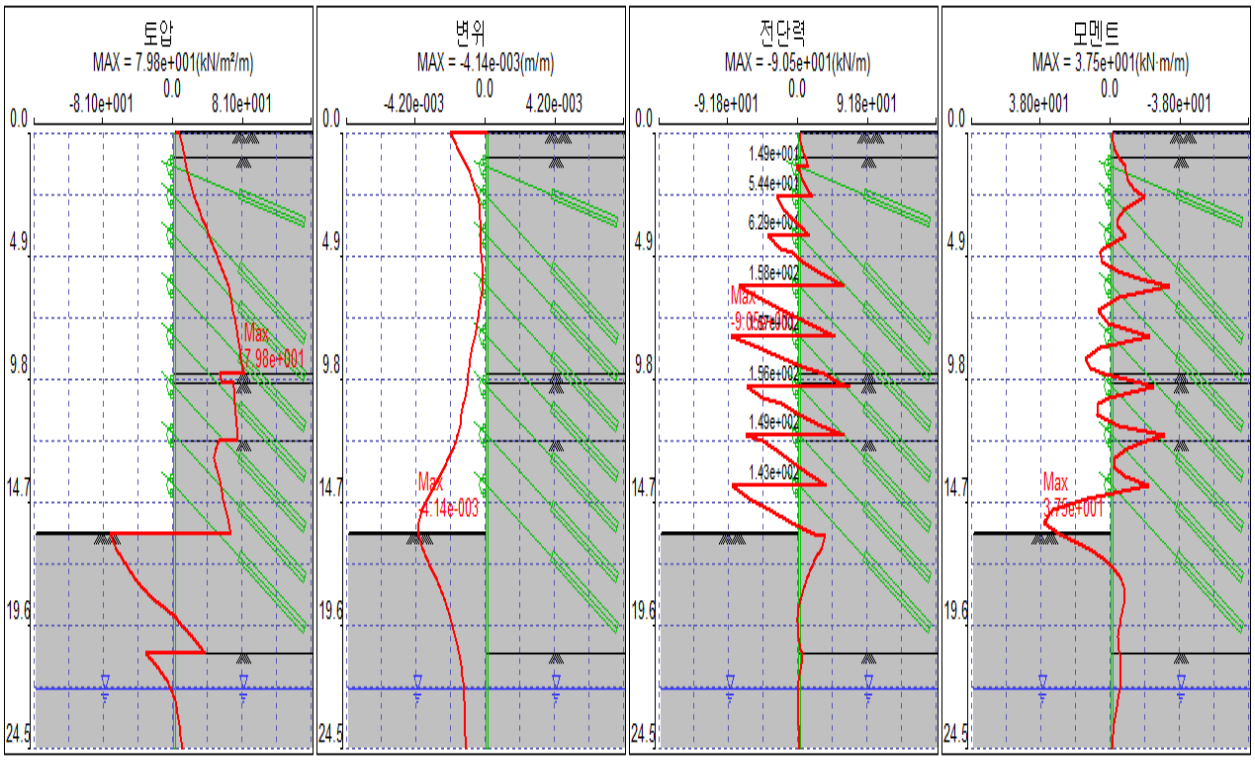
29) 시공 29 단계 [CS29 : 집수정벽체2/되메움]



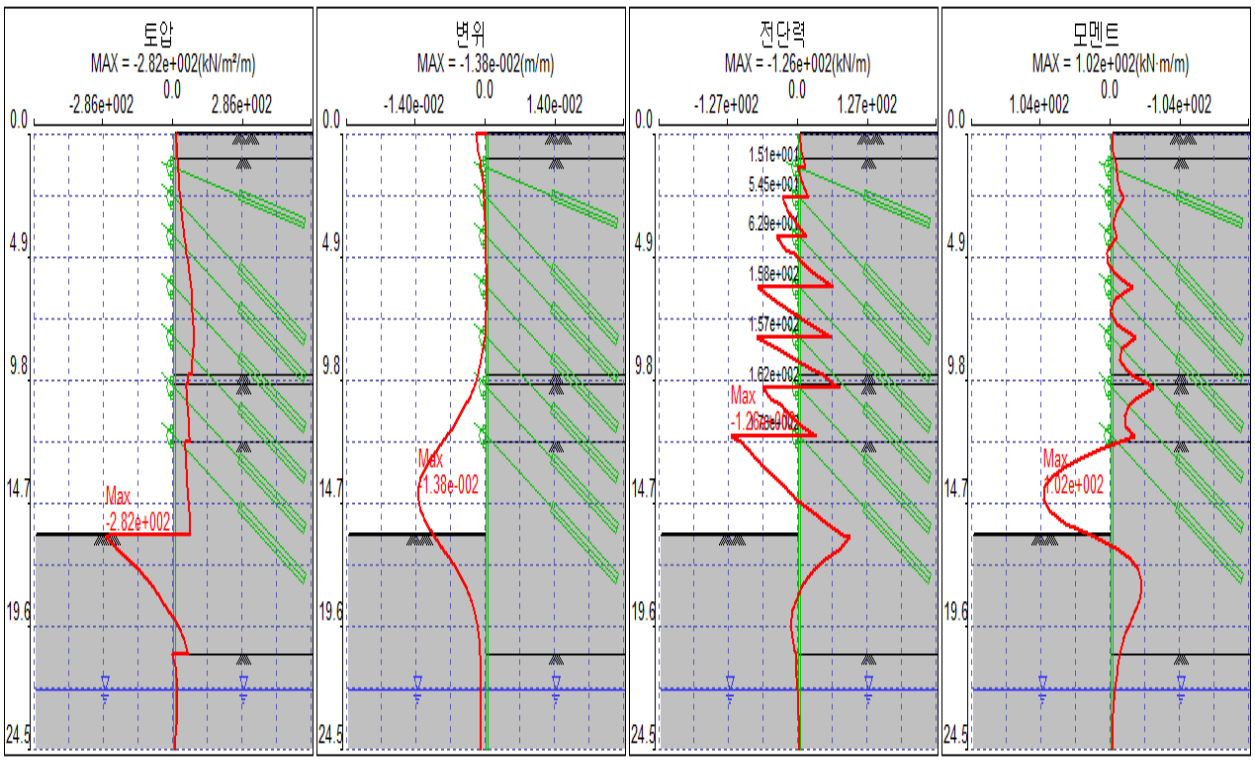
30) 시공 30 단계 [CS30 : E/A-9 해체]



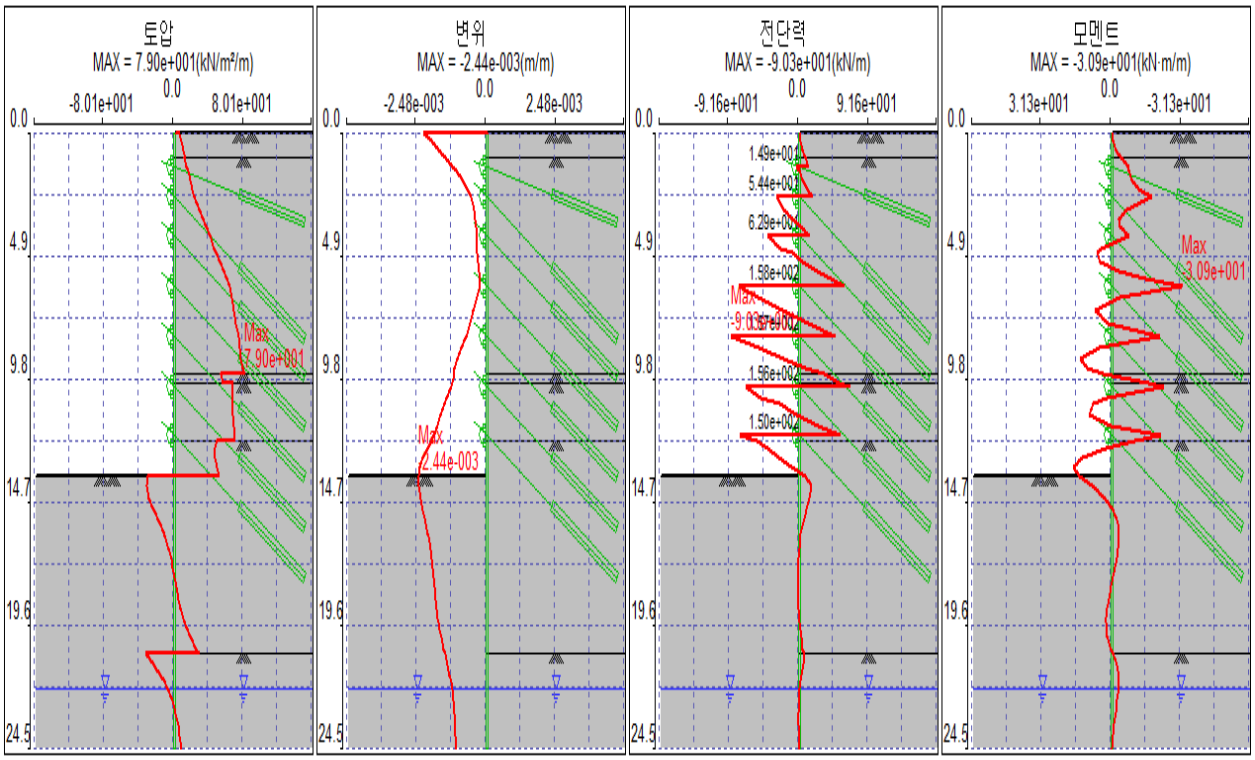
31) 시공 31 단계 [CS31 : 기초 타설/되메움]



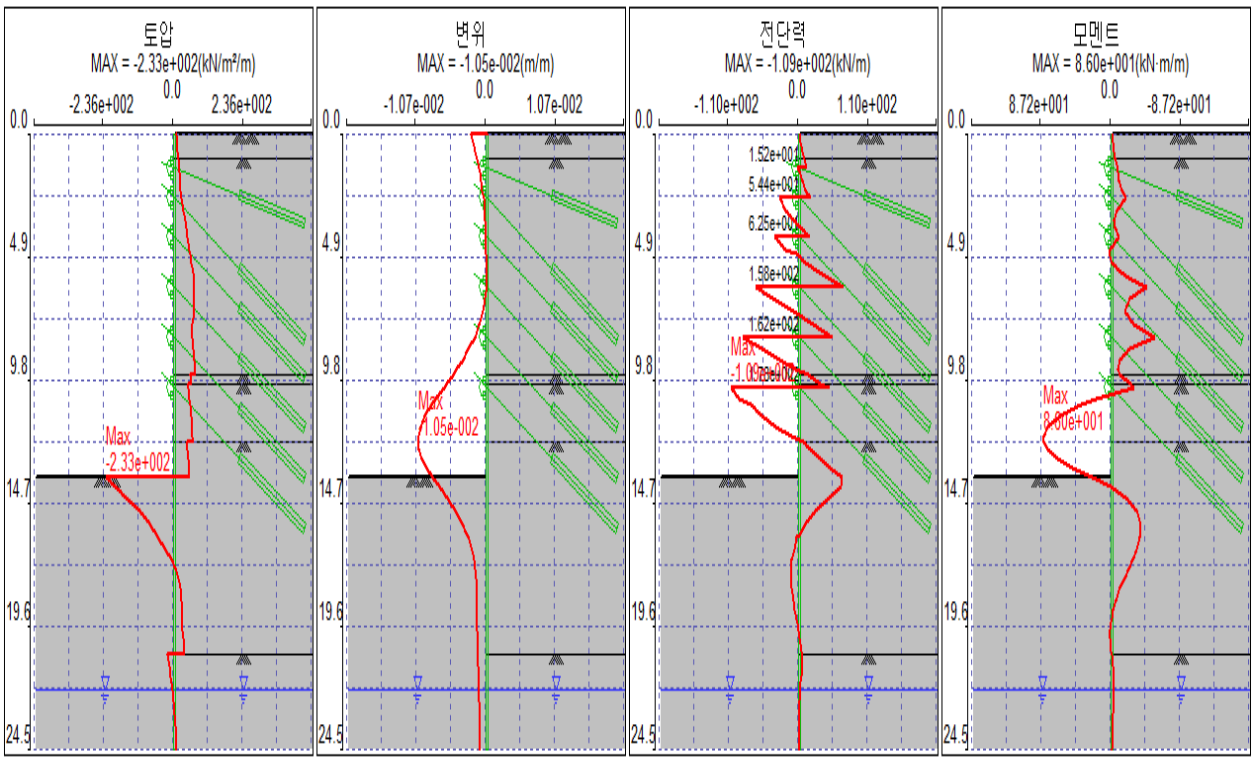
32) 시공 32 단계 [CS32 : E/A-8 해체]



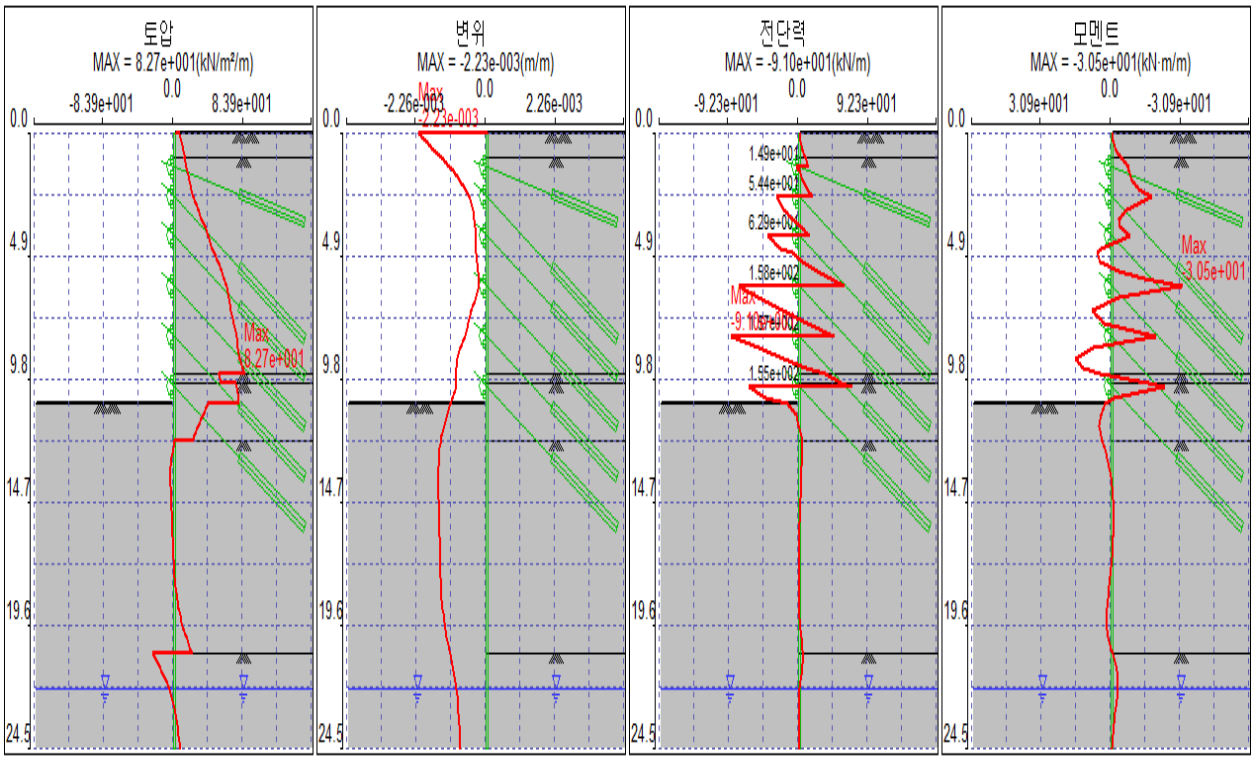
33) 시공 33 단계 [CS33 : 벽체1타설/되메움]



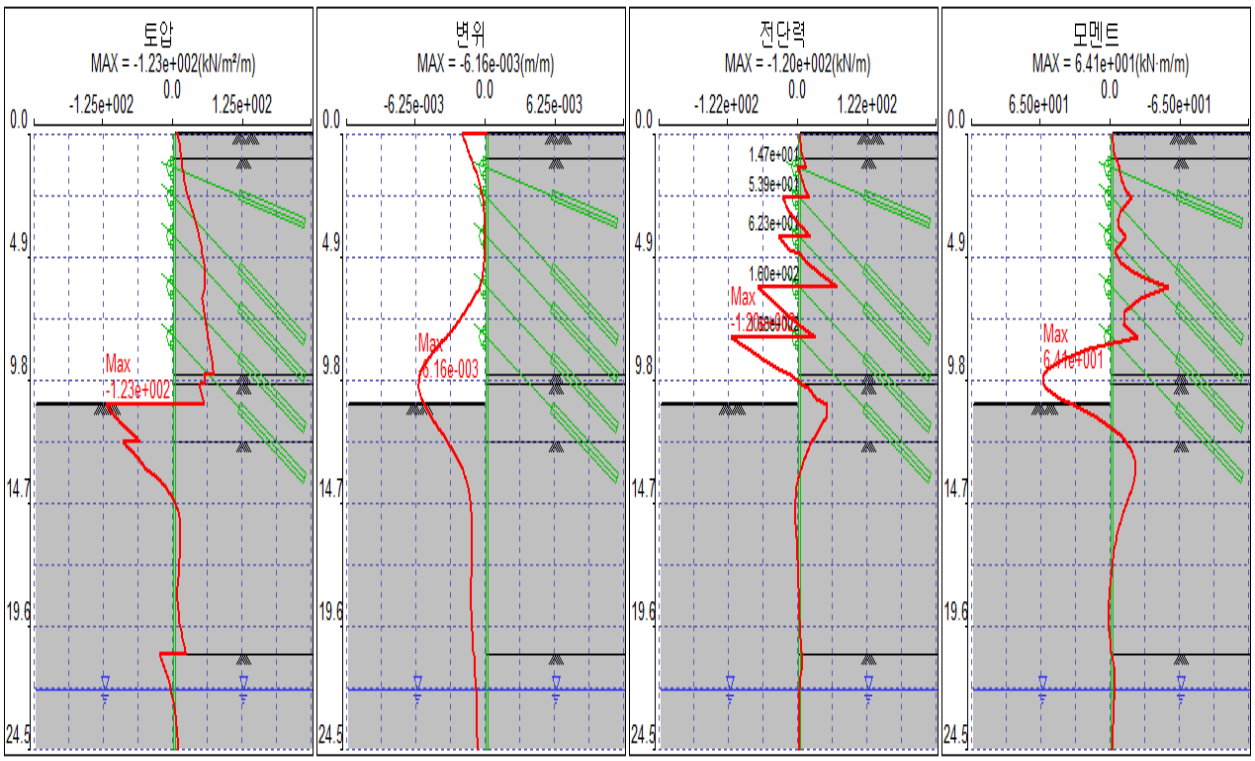
34) 시공 34 단계 [CS34 : E/A-7 해체]



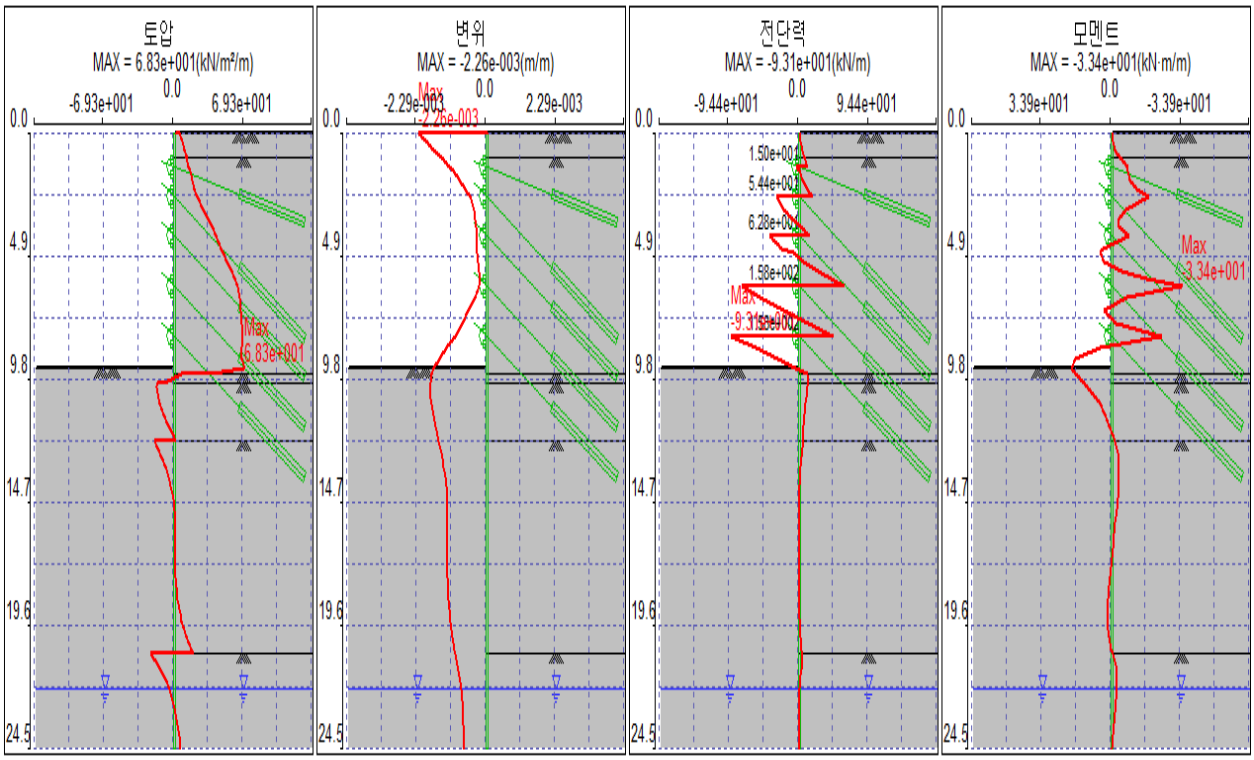
35) 시공 35 단계 [CS35 : 벽체2타설/되메움]



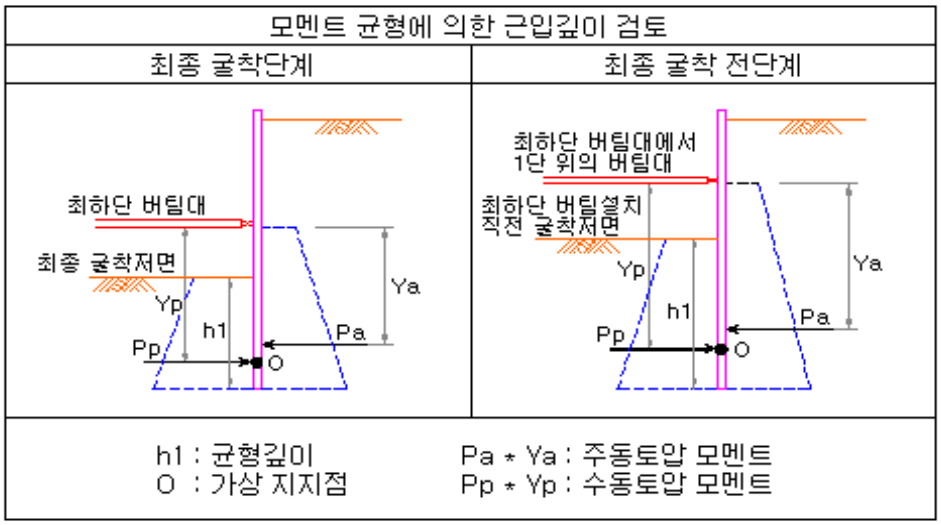
36) 시공 36 단계 [CS36 : E/A-6 해체]



37) 시공 37 단계 [CS37 : 상부타설/되메움]



9.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	0.011	2.350	51.990	11368.093	218.660	1.200	OK
최종 굴착 전단계	0.079	2.870	476.937	21785.821	45.679	1.200	OK

9.3.1 최종 굴착 단계의 경우

1) 토압의 작용폭

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1.2 m, 굴착면 하부 = 0.3 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 0.9 m

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -20.11 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 66.341 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.535 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 5.08 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 3.248 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (66.341 x 0.535) + (5.08 x 3.248) = 51.99 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 3483.466 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 3.263 m

Mp = (Pp x Yp) = (3483.466 x 3.263) = 11368.093 kN · m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 11368.093 / 51.99 = 218.66

S.F. = 218.66 > 1.2 ... OK

9.3.2. 최종 굴착 전단계의 경우

1) 토압의 작용폭

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1.2 m, 굴착면 하부 = 0.3 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 0.9 m

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -18.11 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 287.458 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.438 m
굴착면 하부토압 (Pa2) = 11.991 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 5.304 m
Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)
Ma = (287.458 x 1.438) + (11.991 x 5.304) = 476.937 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

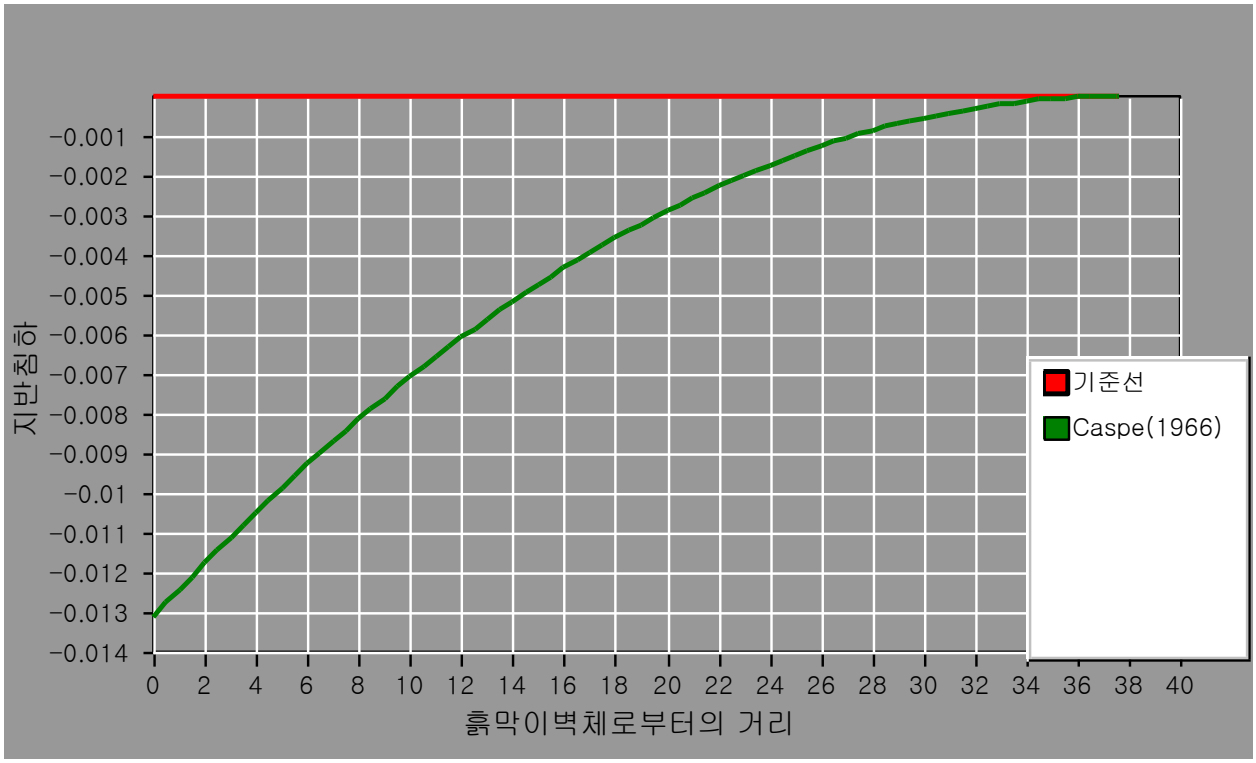
굴착면 하부토압 (Pp) = 4343.877 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 5.015 m
Mp = (Pp x Yp) = (4343.877 x 5.015) = 21785.821 kN·m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 21785.821 / 476.937 = 45.679
S.F. = 45.679 > 1.2 ... OK

9.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



9.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.124 m³/m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 50 m, Hw = 22.18 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (φ) = 30.549 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + φ/2)

Hp = 0.5 x 50 x tan(45 + 30.549/2) = 43.785 m

Ht = Hp + Hw = 43.785 + 22.18 = 65.965 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-φ/2)

D = 65.965 x tan(45-30.549/2) = 37.664 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.124 / 37.664 = -0.013 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.013 x ((37.664 - Xi) / 37.664)^2

거리 (벽면기준) (m)	지반 침하량 (mm)	절점간 침하량 (mm)	각변위 (x0.001)
0.00	-13.123	-0.346	-0.692
0.50	-12.777	-0.341	-0.683
1.00	-12.435	-0.337	-0.674
1.50	-12.098	-0.332	-0.664
2.00	-11.766	-0.328	-0.655
2.50	-11.438	-0.323	-0.646
3.00	-11.116	-0.318	-0.637

3.50	−10.797	−0.314	−0.627
4.00	−10.483	−0.309	−0.618
4.50	−10.174	−0.304	−0.609
5.00	−9.870	−0.300	−0.600
5.50	−9.570	−0.295	−0.590
6.00	−9.275	−0.291	−0.581
6.50	−8.984	−0.286	−0.572
7.00	−8.698	−0.281	−0.563
7.50	−8.417	−0.277	−0.553
8.00	−8.140	−0.272	−0.544
8.50	−7.868	−0.267	−0.535
9.00	−7.601	−0.263	−0.526
9.50	−7.338	−0.258	−0.516
10.00	−7.080	−0.254	−0.507
10.50	−6.826	−0.249	−0.498
11.00	−6.577	−0.244	−0.489
11.50	−6.333	−0.240	−0.479
12.00	−6.093	−0.235	−0.470
12.50	−5.858	−0.230	−0.461
13.00	−5.627	−0.226	−0.452
13.50	−5.401	−0.221	−0.442
14.00	−5.180	−0.217	−0.433
14.50	−4.964	−0.212	−0.424
15.00	−4.752	−0.207	−0.415
15.50	−4.544	−0.203	−0.405
16.00	−4.342	−0.198	−0.396
16.50	−4.144	−0.193	−0.387
17.00	−3.950	−0.189	−0.378
17.50	−3.761	−0.184	−0.368
18.00	−3.577	−0.180	−0.359
18.50	−3.397	−0.175	−0.350
19.00	−3.222	−0.170	−0.341
19.50	−3.052	−0.166	−0.331
20.00	−2.886	−0.161	−0.322
20.50	−2.725	−0.156	−0.313
21.00	−2.569	−0.152	−0.304
21.50	−2.417	−0.147	−0.294
22.00	−2.270	−0.143	−0.285
22.50	−2.127	−0.138	−0.276
23.00	−1.989	−0.133	−0.267
23.50	−1.856	−0.129	−0.257
24.00	−1.727	−0.124	−0.248
24.50	−1.603	−0.119	−0.239
25.00	−1.484	−0.115	−0.230
25.50	−1.369	−0.110	−0.220
26.00	−1.259	−0.106	−0.211
26.50	−1.153	−0.101	−0.202
27.00	−1.052	−0.096	−0.193
27.50	−0.956	−0.092	−0.183

28.00	−0.864	−0.087	−0.174
28.50	−0.777	−0.082	−0.165
29.00	−0.694	−0.078	−0.156
29.50	−0.617	−0.073	−0.146
30.00	−0.543	−0.069	−0.137
30.50	−0.475	−0.064	−0.128
31.00	−0.411	−0.059	−0.119
31.50	−0.352	−0.055	−0.109
32.00	−0.297	−0.050	−0.100
32.50	−0.247	−0.045	−0.091
33.00	−0.201	−0.041	−0.082
33.50	−0.160	−0.036	−0.072
34.00	−0.124	−0.032	−0.063
34.50	−0.093	−0.027	−0.054
35.00	−0.066	−0.022	−0.045
35.50	−0.043	−0.018	−0.035
36.00	−0.026	−0.013	−0.026
36.50	−0.013	−0.008	−0.017
37.00	−0.004	−0.004	−0.008
37.50	0.000	0.000	−0.002
37.66	0.000	0.000	0.000
Max	−13.123	−0.346	−0.692