관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구 조 계 산 서

R-C 가시설변경

- 2구간 - 가시설분야 [2/4권]

2021. 04

서울터널주식회사

2. R-C 가시설변경 구조계산서

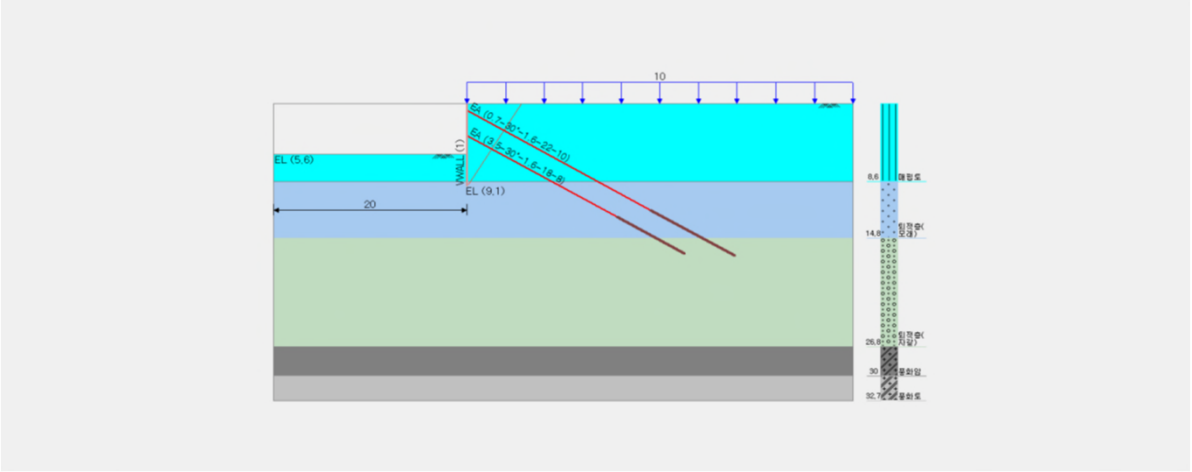
변 경

1. RAMP-C (1단 가시설)

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)
5.띠장 설계
5.1 E/A-1 띠장 설계
5.2 E/A-2 띠장 설계
6. Sheet 설계
6.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 9.10m)
7.전산 입력 정보
8.해석결과

1.표준단면



2.설계요약

2.1 지보재

부 재	위 치 (m)	Strand 소요개수산정	자유장 산정	정착장 산정
E/A-1 Strand12.7x4EA	0.70	O.K	O.K	O.K
E/A-2 Strand12.7x4EA	3.50	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	0.70	휨응력	31.713	182.844	O.K	
		전단응력	40.137	108.000	O.K	
E/A-2 2H 250x250x9/14	3.50	휨응력	32.533	182.844	O.K	
		전단응력	41.176	108.000	O.K	

2.3 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
흙막이벽(우) :SP-IIIA(SY295(SY30	0.00 ~ 9.10	휨응력	88.451	243.000	O.K	
		전단응력	9.419	135.000	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Earth Anchor로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.40m

다. 지보재

Earth Anchor – Strand12.7x4EA 수평간격 : 1.60 m

Strand12.7x4EA 수평간격 : 1.60 m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
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	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	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.5.0
나. 탄소성법
다. Rankine 토압

4.지보재 설계

4.1 Earth Anchor 설계 (E/A-1, E/A-2)

가. 지 반 조 건

TYPE	앵커C.T.C(m)	설계하중 (kN)	정착지반	단위중량 (kN/㎥)	내부마찰각 (°)	지반과그라우트의 마찰저항값(kN/㎡)
1단	1.60	205.349	매립층	18.00	26.00	200.00
2단	1.60	209.298	매립층	18.00	26.00	200.00

■ 내부마찰각 적용 : 35°적용
■ 단위중량 적용 : 20 kN/㎥적용
■ 주변마찰 저항값 적용 : 450 kN/㎡적용
■ 기본 및 실시설계시 대표 N값과 시공중 Ramp C와 Ramp D구간에서
시추조사를 통한 N값 분석으로 대표 N값을 재산정하여 마찰저항값 사용

-앵커의 주변마찰저항 (굴착 및 흙막이 공법 / 한국지반공학회 P252)

지반의 종류			주변마찰저항 (kN/㎡)
사력	N치	10	100~200
		20	170~250
		30	250~350
		40	350~450
		50	450~700
모래	N치	10	100~140
		20	180~220
		30	230~270
		40	290~350
		50	300~400
점성토			100c (c: Cohesion)

-Working Bond Vallue Between Grout & Strand(Ground Anchors And Anchored Structures, P133)

Strand Type	Working Bond (kN/㎡)
clean plain wire or plain bar tendon	1000
clean crimped wire tendon	1500
clean strand or deformed dar	2000

나. 설 계 조 건

(1) 천 공 직 경 (ø) : 127 ㎜

(2) PC STRAND 제원
- 규 격 : **12.7** ㎜ (KSD 7002 SWPC 7B LOW RELAXATION)
- 극 한 하 중 (Pu) : **183** kN
- 항 복 하 중 (Py) : **156** kN
- 단 면 적 : **98.7** ㎟
- 탄 성 계 수 : **2.0 × 105** ㎫
- RELAXATION : **5%** (max)

(3) PC STRAND 허용 인장 응력도
- Pa = 0.65 × Pu = 0.65 × 183 = **118.95** kN/ea
- Pa = 0.80 × Py = 0.80 × 156 = **124.80** kN/ea

적용 118.95 kN/ea

다. 인장재 계산

(1) 1단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 205.35 / 118.95 = **1.73** 가닥
  적용 4 가닥

(2) 2단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 209.30 / 118.95 = **1.76** 가닥
  적용 4 가닥

라. 정착장 계산

(1) 1단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{205.3 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 200} = \mathbf{3.86}\ m$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 205.35 ÷ 2 = 102.67 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m) = 0.09 m
n : 내하체 의 개수
τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{102.67}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{18.2}\ cm \leq \mathbf{30.00}\ cm$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

(2) 2단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{209.3 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 200} = \mathbf{3.93}\ m$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 209.30 ÷ 2 = 104.65 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m) = 0.09 m

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{104.65}{\pi \times 0.09 \times 2000} = 18.5 \text{ cm} \leq 30.00 \text{ cm}$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

마. 자유장 계산

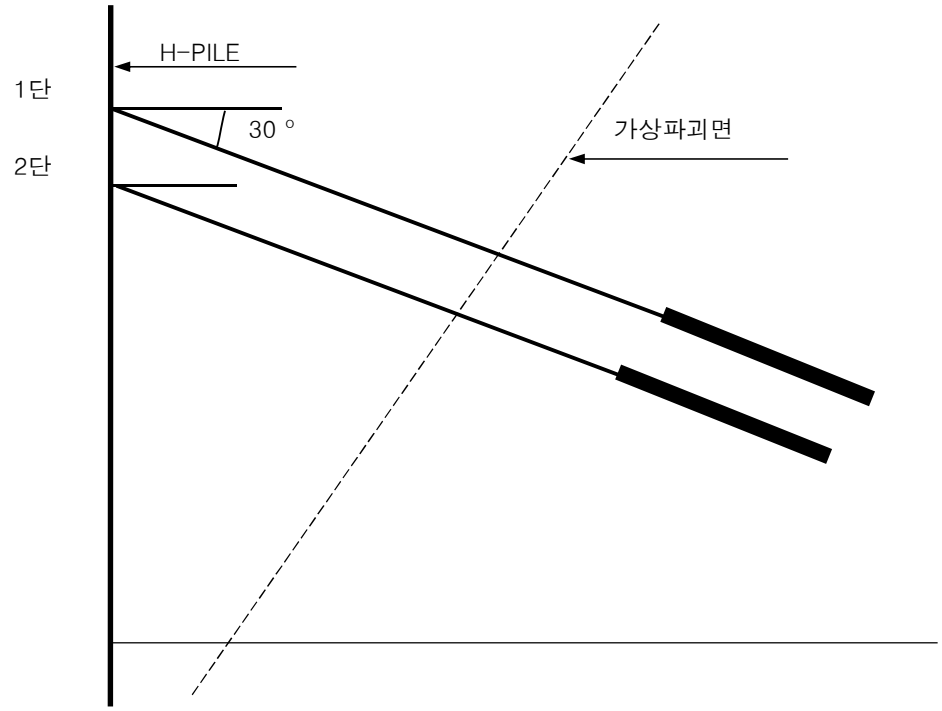
토층의 파괴면을 그 층의 내부마찰각에 따라 45 + ø/2 로 가정한 다음 ANCHOR의 자유장이 파괴면 밖에 위치하는지를 검토한다.

자유장은 굴착깊이를 H 라 할때 가상파괴면에서 0.15 x H 또는 최소 1.5 M 연장한다.

∴ 설계자유장 > ANCHOR지점에서 파괴면까지의 거리+0.15H (또는 1.5m)

로 하며 이 때 최소 설계자유장은 4.5M로 한다.

(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)



- Anchor의 자유장은 최소4.5M이상으로 한다. (그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

구분	형식	설계하중	적용 자유장
1단	굴곡형제거식패커앵커	205.35 KN	10.0 m
2단	굴곡형제거식패커앵커	209.30 KN	10.0 m

바. 자유장 계산

(1) TYPE - A

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta\ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수 = 4
E : 2.0×10^5 ㎫
$\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜
A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = \mathbf{47380.80}\ N = \mathbf{47.38}\ kN$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (205.3 + 47.38) \times 5\% = \mathbf{12.60}\ kN$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 205.3 + 47.38 + 12.6 = \mathbf{265.33}\ kN$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = \mathbf{475.80}\ kN$

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 265.33 kN < 475.80 kN ∴ O.K

(2) TYPE - B

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta\ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수 = 4
E : 2.0×10^5 ㎫
$\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜
A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = \mathbf{47380.80}\ N = \mathbf{47.38}\ kN$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (209.3 + 47.38) \times 5\% = \mathbf{12.80}\ kN$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 209.3 + 47.38 + 12.8 = \mathbf{269.48}\ kN$

4) Jacking Force Check

T_{at} = 0.65 × Pu × N

= 0.65 × 183 × 4 = **475.80** kN

P_j < T_{at} 이어야 하므로, 269.48 kN < 475.80 kN ∴ O.K

사. RESULT

위치	앵커 C.T.C (m)	설계 하중 (kN)	자유장 (M)	정착장 (M)	여유장 (M)	총길이 (M)	Jacking Force (kN)
1단	1.60	205.349	10.0	4.5	1.5	16.0	265.330
2단	1.60	209.298	10.0	4.5	1.5	16.0	269.479

* 설계도면에 표기된 정착장은 상기 계산된 정착장에 지반조건의 변화에 따른 설계상 안전율이 포함된 길이임.

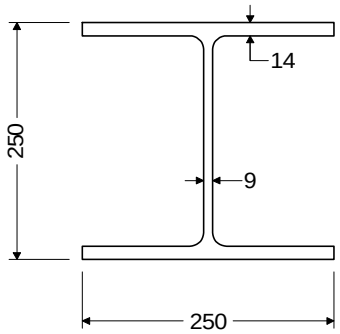
5.띠장 설계

5.1 E/A-1 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

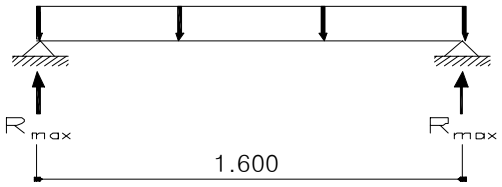
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



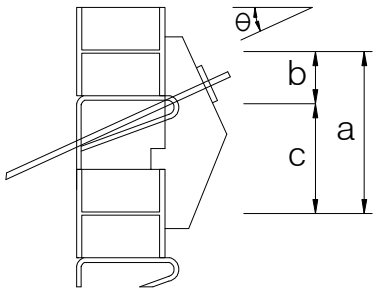
(2) 띠장 계산지간 : 1.600 m

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} = 240.674 kN ---> 지보재설계의 JFreq

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

$P = 240.674 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 148.933$ kN

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 148.933 / (13 \times 1.600)$
$= 85.923$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 85.923 \times 1.600^2 / 8$
$= 27.495$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 85.923 \times 1.600 / 12$
$= 80.194$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 27.495 x 1000000 / 867000.0 = 31.713 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 80.194 x 1000 / 1998 = 40.137 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (31.713 + 31.713) / 31.713

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1600 / 250

= 6.400 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.400 − 4.5))

= 182.844 MPa

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

= 182.844 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.844 MPa > f_b = 31.713 MPa ---> O.K

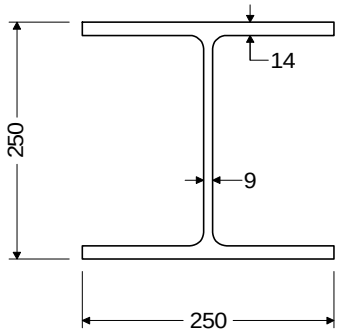
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 40.137 MPa ---> O.K

5.2 E/A-2 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

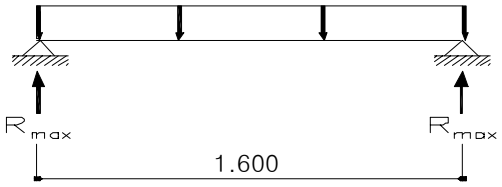
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



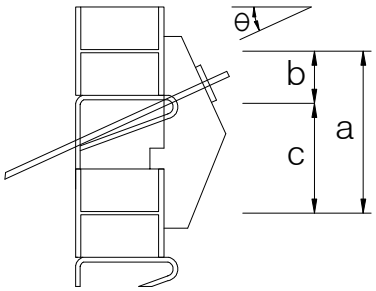
(2) 띠장 계산지간 : 1.600 m

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} = 246.899 kN ---> 지보재설계의 JFreq

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

$P = 246.899 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 152.785$ kN

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 152.785 / (13 \times 1.600)$
$= 88.145$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 88.145 \times 1.600^2 / 8$
$= 28.206$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 88.145 \times 1.600 / 12$
$= 82.269$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 28.206 \times 1000000 / 867000.0 = 32.533$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 82.269 \times 1000 / 1998 = 41.176$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (32.533 + 32.533) / 32.533$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1600 / 250

= 6.400 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.400 − 4.5))

= 182.844 MPa

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

= 182.844 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.844 MPa > f_b = 32.533 MPa ---> O.K

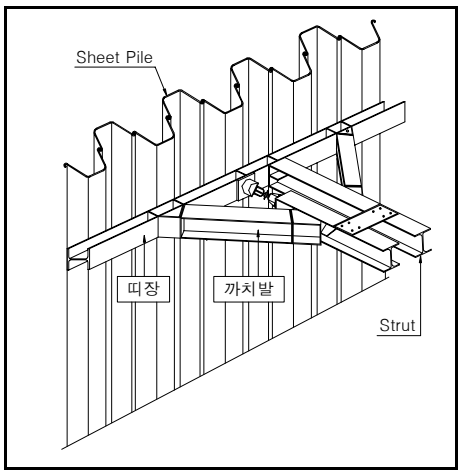
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 41.176 MPa ---> O.K

6. Sheet 설계

6.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 9.10m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY295(SY30)
Sheet Pile Size	U:SP-IIIA
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	180.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	100.0
총단면적(A, mm^2)	19100.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	9750.0
I_x(mm^4)	226000000.0
Z_x(mm^3)	1510000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 73.333 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS3 : 굴착 4 m)

= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭

= 73.333 (kN·m/m) × 1.00 m = 73.333 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 91.833 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS3 : 굴착 4 m)

= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭

= 91.833 (kN/m) × 1.00 m = 91.833 kN

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

P_{max} = 주형보 반력 + 자중 및 작업하중 + 지보재 수직분력

= 0.000 kN/m + 13.857 kN/m + 129.577 kN/m

= 143.434 kN/m

= 단위폭당 최대 연직하중 × 단위폭

= 143.434 (kN/m) × 1.00 m = 143.434 kN

다. 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

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 180.0) × 0.9 = 243 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 100.0) × 0.9 = 135 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{max}}{A}$$

$$= \frac{73.333 \times 10^{6}}{0.6 \times 1510000.00} + \frac{143.434 \times 10^{3}}{19100.0} = 88.451 \text{ MPa}$$

f_b < f_{ba}' = 243 MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{91.833 \times 10^{3}}{9750.00} = 9.419 \text{ MPa}$$

τ < τ_a' = 135 MPa ---> O.K

7. 탄소성 입력 데이터

7.1 해석종류 : 탄소성보법

7.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

7.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 40 m, 굴착폭 = 20 m, 최대굴착깊이 = 5.6 m, 전모델높이 = 32.69 m

7.4 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	8.55	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(모래)	14.83	18.00	19.00	0.00	28.00	10	-	20000.00
3	퇴적층(자갈)	26.77	20.00	21.00	0.00	35.00	50	-	32000.00
4	풍화암	30.00	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
5	풍화토	32.69	20.00	21.00	21.00	29.00	42	-	31000.00
6	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	5	9000.00	12000.00

7.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-IIIA	SY295(SY30)	9.1	1

7.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	설치각도 [(deg)]	자유장 (강축길이) (m)	초기작용력 (kN)
1	E/A-1	Strand12.7x4EA	SWPC7B	0.7	1.6	30	22	200
2	E/A-2	Strand12.7x4EA	SWPC7B	3.5	1.6	30	18	200

7.7 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

7.8 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 비고려

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 및 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	1.20	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	E/A-1		-	-	-	-	X	X
3	4.00	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	E/A-2		-	-	-	-	X	X
5	5.60	-	-	-	-	-	-	X	X
6	5.60	-	-	-	-	-	경험토압	X	X

8. 해석 결과
8.1 전산 해석결과 집계

8.1.1 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 1.2 m	1.20	12.12	1.7	-6.44	4.4	2.17	7.6	-16.10	2.6
CS2 : 생성 E/A-1	1.20	19.30	0.7	-91.38	0.7	50.29	2.6	-8.36	0.7
CS3 : 굴착 4 m	4.00	34.98	5.2	-91.83	0.7	73.33	3.0	-8.36	0.7
CS4 : 생성 E/A-2	4.00	54.91	3.5	-90.71	0.7	44.45	2.1	-8.36	0.7
CS5 : 굴착 5.6 m	5.60	40.26	3.5	-88.89	0.7	68.20	5.6	-8.40	0.7
CS6 : PECK	5.60	49.64	3.5	-77.11	0.7	28.20	2.1	-16.48	3.5
TOTAL		54.91	3.5	-91.83	0.7	73.33	3.0	-16.48	3.5

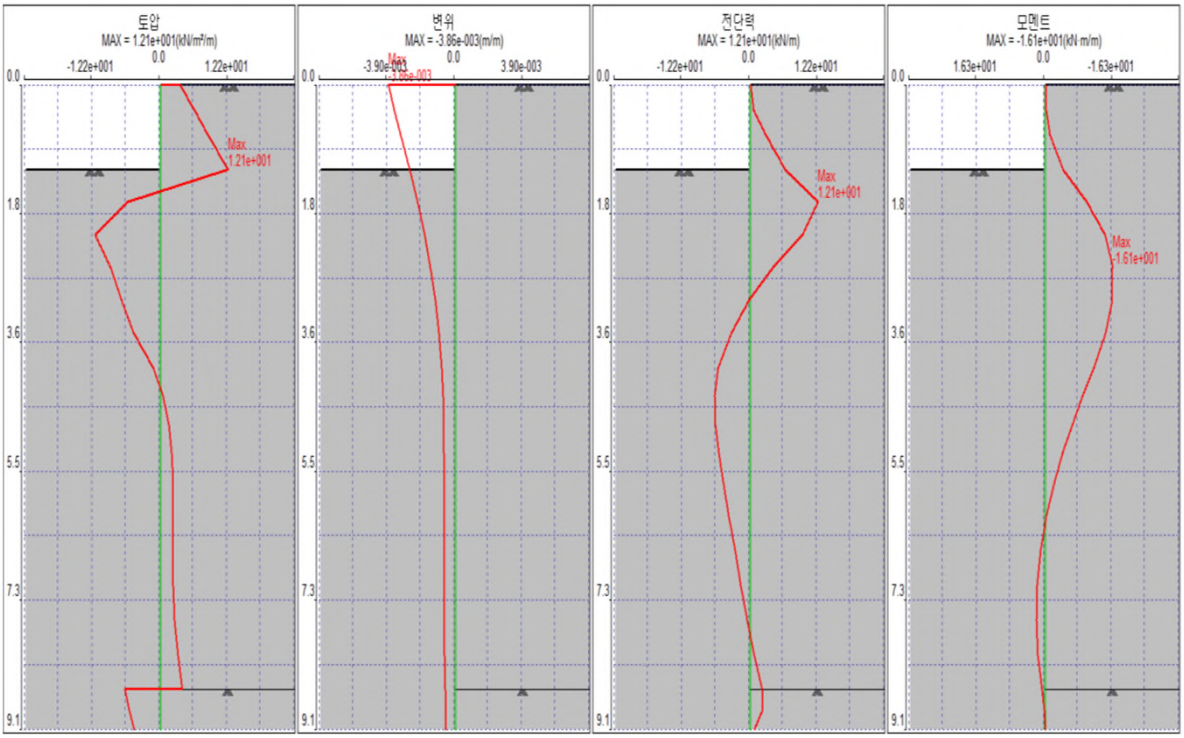
8.1.2 지보재 반력 집계

* 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.

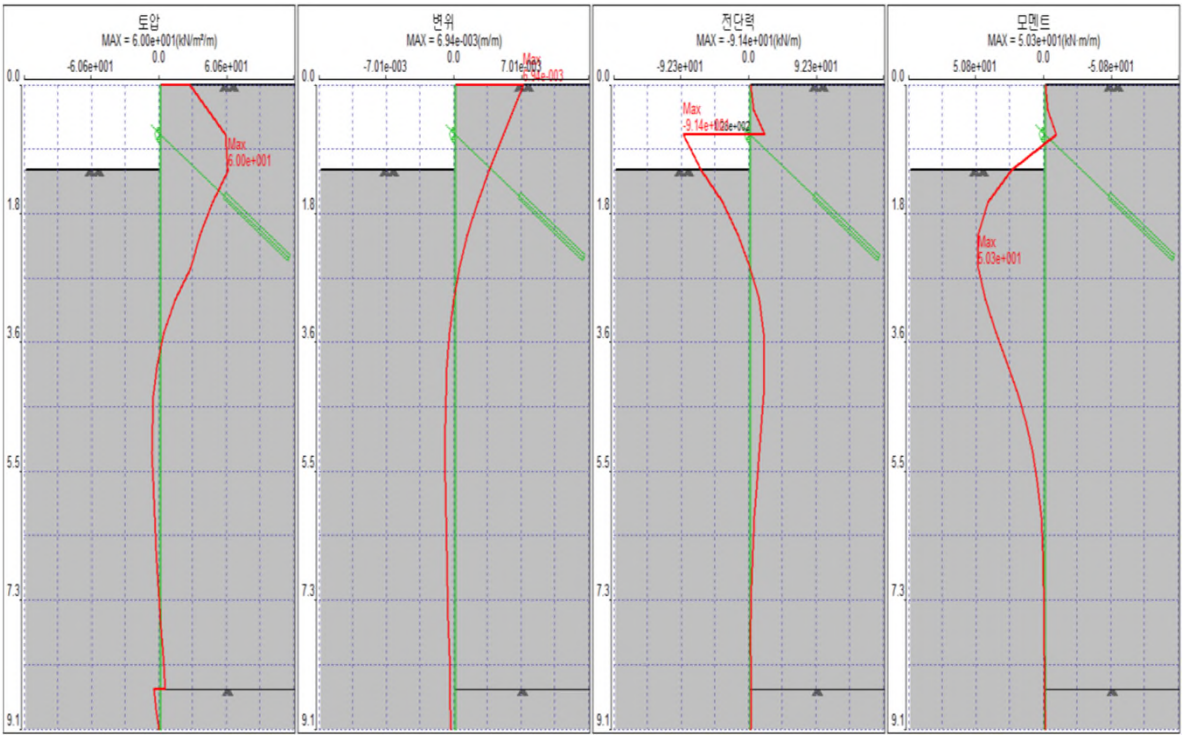
시공단계	굴착 깊이	E/A-1	E/A-2			
		0.7 (m)	3.5 (m)			
CS1 : 굴착 1.2 m	1.20	-	-			
CS2 : 생성 E/A-1	1.20	127.80	-			
CS3 : 굴착 4 m	4.00	128.34	-			
CS4 : 생성 E/A-2	4.00	127.04	125.00			
CS5 : 굴착 5.6 m	5.60	125.04	130.81			
CS6 : PECK	5.60	120.16	124.33			
TOTAL		128.34	130.81			

8.2 시공단계별 단면력도

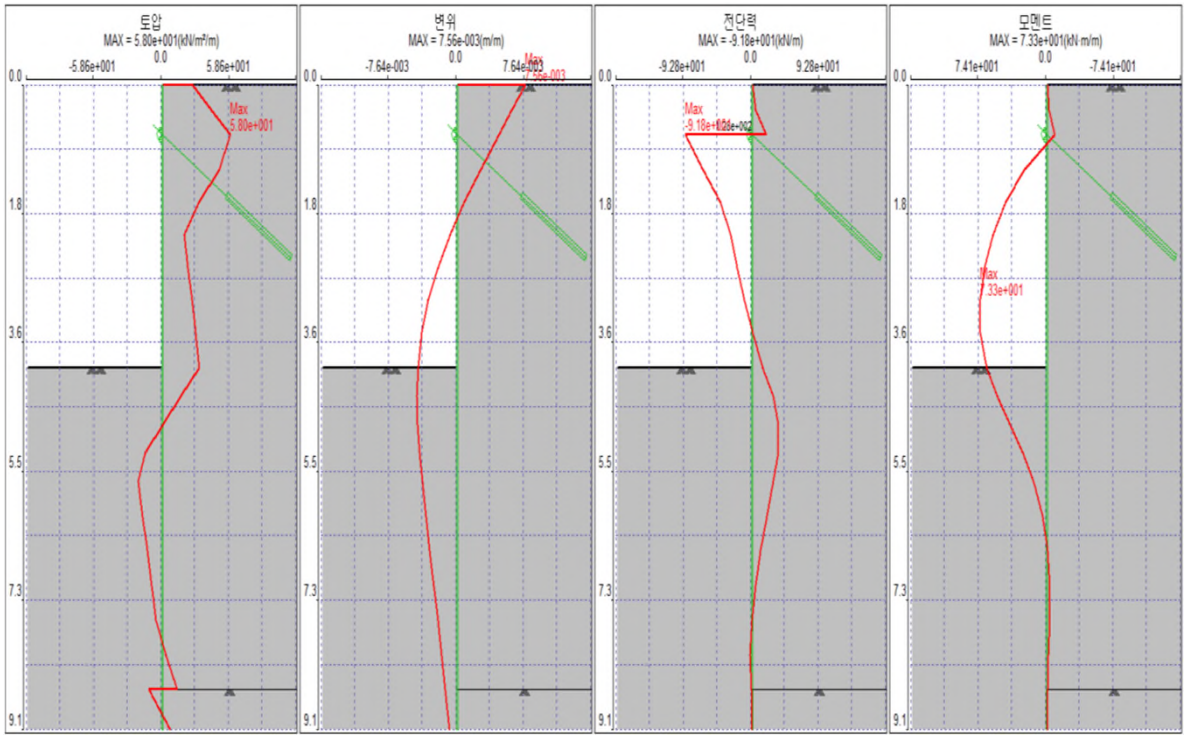
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 1.2 m]



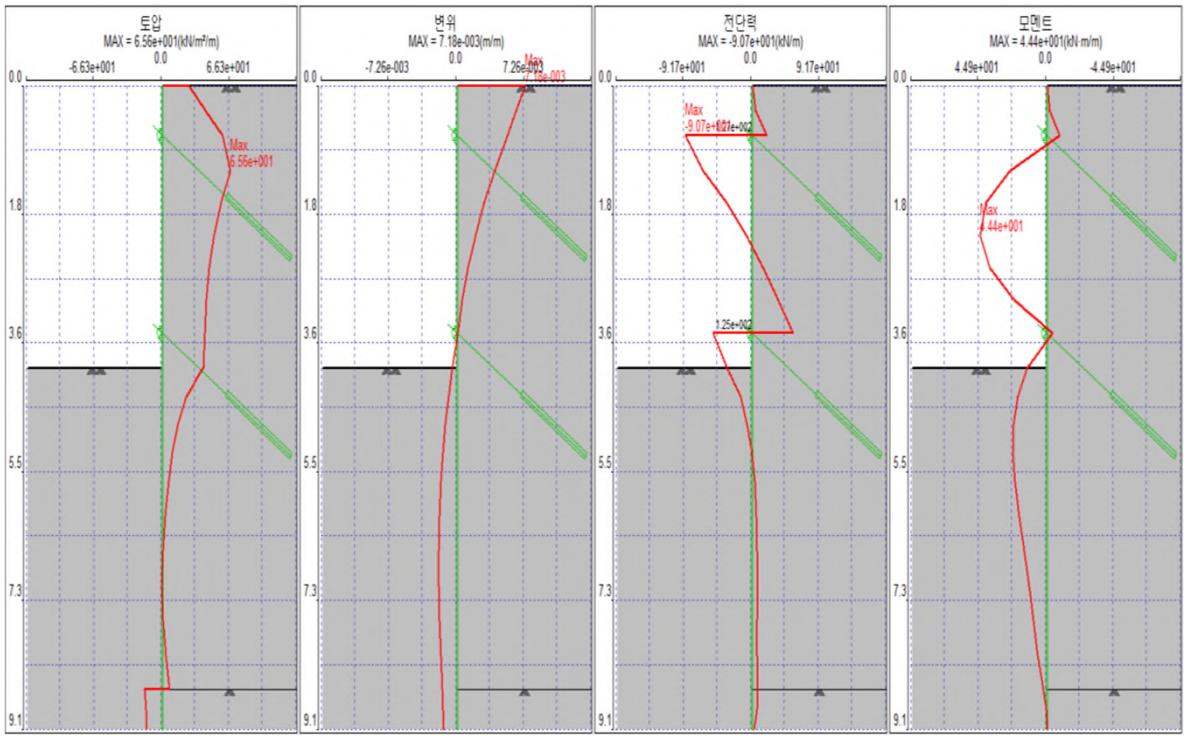
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 E/A-1]



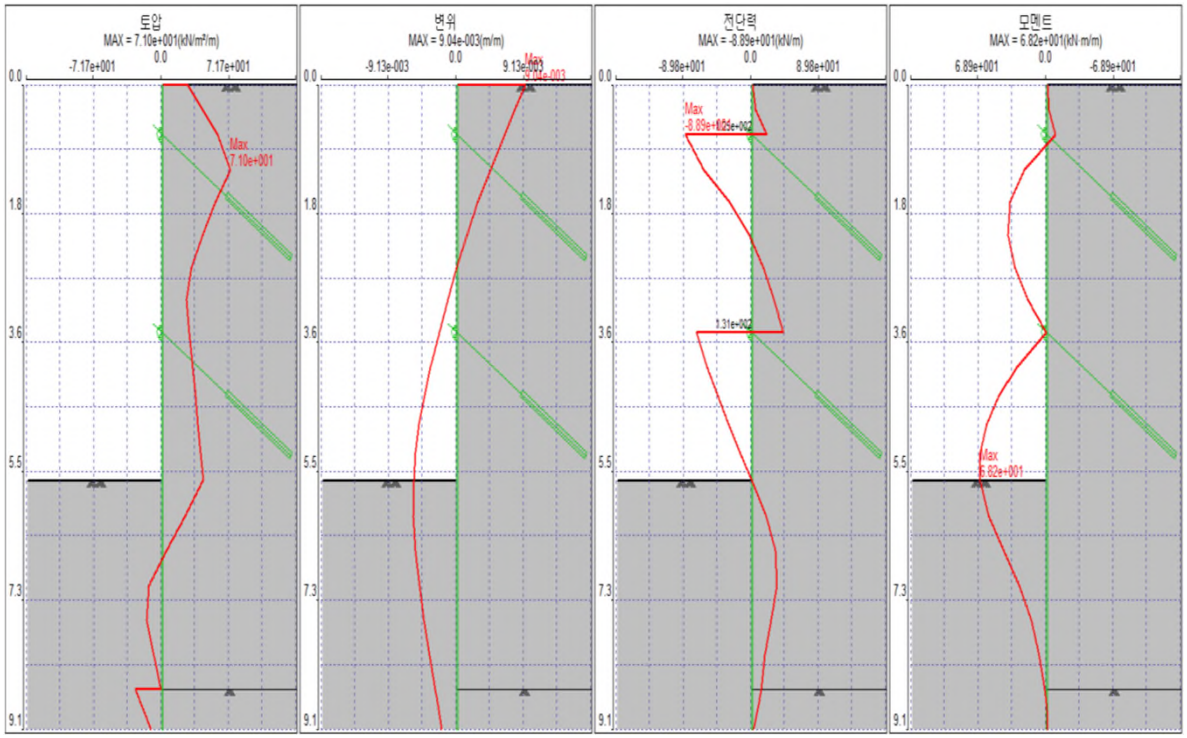
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 4 m]



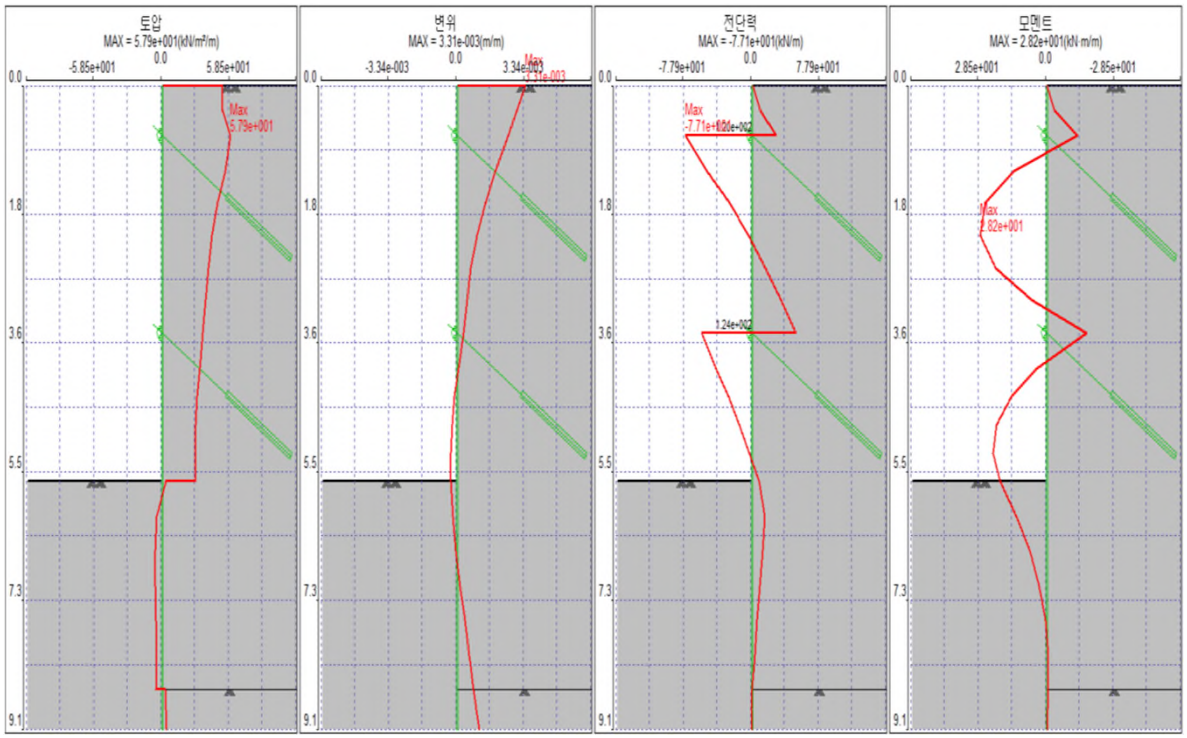
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 E/A-2]



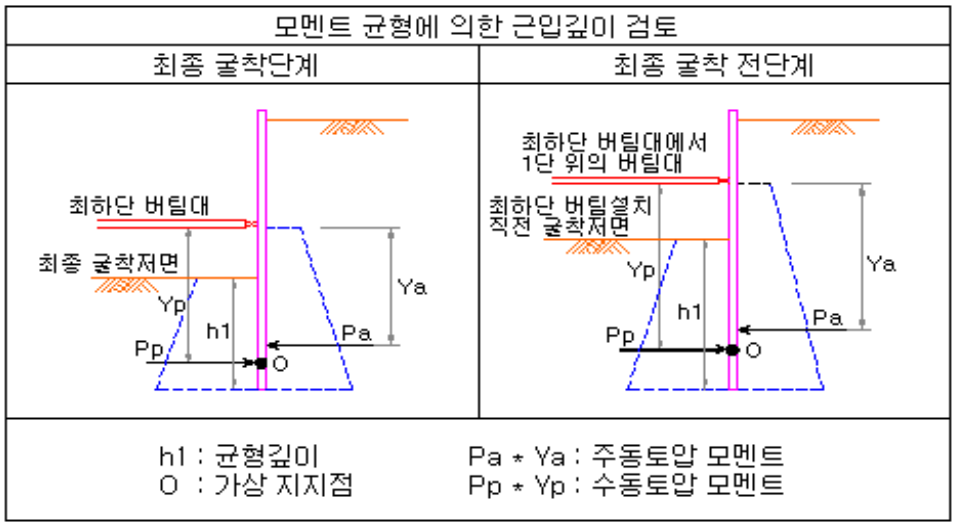
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 5.6 m]



6) 시공 6 단계 [CS6 : PECK]



8.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	2.442	3.500	843.939	1287.913	1.526	1.200	OK
최종 굴착 전단계	2.157	5.100	1677.887	4098.642	2.443	1.200	OK

8.3.1 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 -3.5 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 75.355 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.123 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 191.737 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 3.96 m

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

Ma = (75.355 x 1.123) + (191.737 x 3.96) = 843.939 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 289.023 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 4.456 m

Mp = (Pp x Yp) = (289.023 x 4.456) = 1287.913 kN · m

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

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 1287.913 / 843.939 = 1.526

S.F. = 1.526 > 1.2 ... OK

8.3.2. 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 -0.7 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 67.39 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.964 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 251.961 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 6.134 m

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

Ma = (67.39 x 1.964) + (251.961 x 6.134) = 1677.887 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 609.493 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 6.725 m

Mp = (Pp x Yp) = (609.493 x 6.725) = 4098.642 kN·m

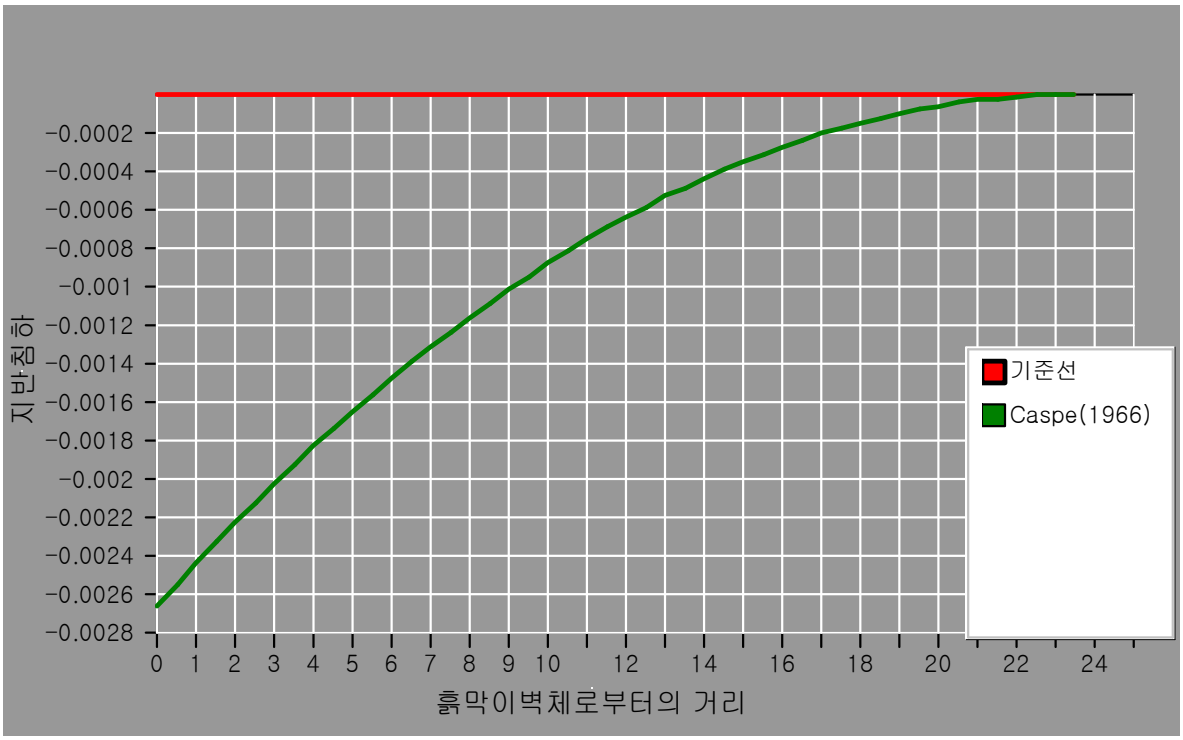
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 4098.642 / 1677.887 = 2.443

S.F. = 2.443 > 1.2 ... OK

8.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



8.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.016 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 40 m, Hw = 5.6 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 26 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ /2)

Hp = 0.5 x 40 x tan(45 + 26/2) = 32.007 m

Ht = Hp + Hw = 32.007 + 5.6 = 37.607 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ /2)

D = 37.607 x tan(45-26/2) = 23.499 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.016 / 23.499 = -0.003 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.003 x ((23.499 - Xi) / 23.499)^2

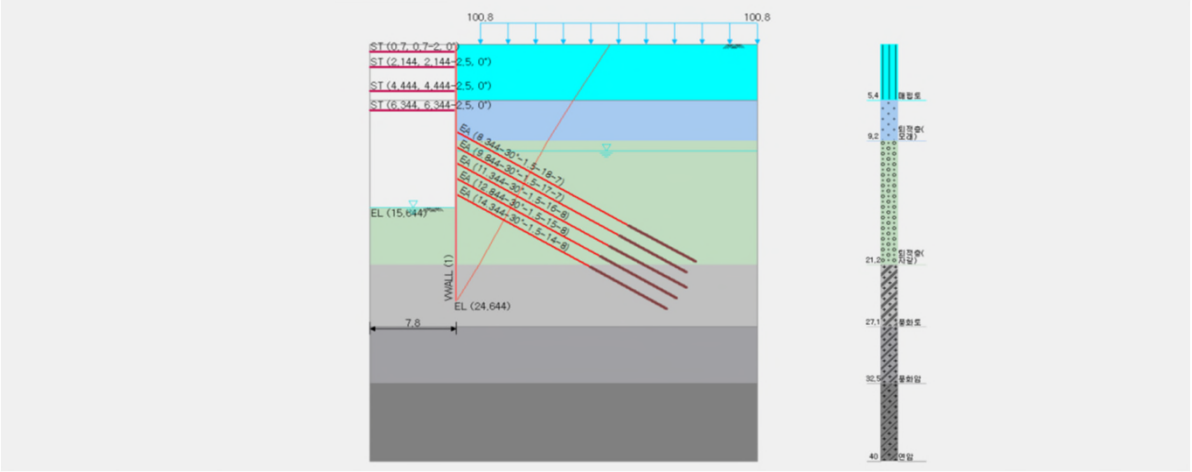
변 경

2. RAMP-C (STA0+634.600~ STA.0+644.000)

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(측벽)
6.2 주형지지보(중간)
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 Earth Anchor 설계 (앵커1단, 앵커2단)
7.6 Earth Anchor 설계 (앵커3단, 앵커4단, 앵커5단)
8.사보강 Strut 설계
8.1 사보강-1
8.2 사보강-2
8.3 사보강-3
9.띠장 설계
9.1 주형보 띠장 설계
9.2 강관버팀보-1단 띠장 설계
9.3 강관버팀보-2단 띠장 설계
9.4 강관버팀보-3단 띠장 설계
9.5 앵커1단 띠장 설계
9.6 앵커2단 띠장 설계
9.7 앵커3단 띠장 설계
9.8 앵커4단 띠장 설계
9.9 앵커5단 띠장 설계
10.중간말뚝 설계
11. Sheet 설계
11.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 24.64m)
12.전산 입력 정보
13.해석결과

1.표준단면


100.8
100.8
ST (0.7, 0.7-2, 0°)
ST (2.144, 2.144-2.5, 0°)
ST (4.444, 4.444-2.5, 0°)
ST (6.344, 6.344-2.5, 0°)
EL (15.644)
EL (24.644)
7.8
5.4
9.2
21.29
27.1
32.5
40

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-B:750x1990x200	-	휨응력	199.674	210.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	12.878	120.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	101.749	176.450	O.K	처짐	O.K
		전단응력	40.693	108.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	120.121	182.420	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	85.419	108.000	O.K		
주형지지보(중간) H 440x300x11/18	-	휨응력	137.364	159.643	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	86.022	108.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.70	휨응력	6.602	117.064	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	13.661	168.772	O.K		
		전단응력	2.301	108.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x9	2.14	휨응력	14.309	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	43.120	170.195	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.224	106.692	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x9	4.44	휨응력	14.309	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	59.638	170.195	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.224	106.692	O.K		
강관버팀보-3단 P 406.4x9	6.34	휨응력	14.309	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	113.918	170.195	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.224	106.692	O.K		

부 재	위 치 (m)	Strand 소요개수산정	자유장 산정	정착장 산정
앵커1단 Strand12.7x4EA	8.34	O.K	O.K	O.K
앵커2단 Strand12.7x4EA	9.84	O.K	O.K	O.K
앵커3단 Strand12.7x6EA	11.34	O.K	O.K	O.K
앵커4단 Strand12.7x6EA	12.84	O.K	O.K	O.K
앵커5단 Strand12.7x6EA	14.34	O.K	O.K	O.K

2.5 사보강 Strut

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
사보강-1 2P 406.4x7	2.14	휨응력	9.063	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	36.176	170.390	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	1.423	105.839	O.K	볼트수량	O.K
사보강-2 2P 406.4x9	4.44	휨응력	7.154	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	39.959	170.195	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	1.112	106.692	O.K	볼트수량	O.K
사보강-3 2P 406.4x9	6.34	휨응력	7.154	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	78.340	170.195	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	1.112	106.692	O.K	볼트수량	O.K

2.6 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
주형보 H 300x305x15/15	0.70	휨응력	32.328	182.420	O.K	
		전단응력	26.820	108.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 300x305x15/15	2.14	휨응력	73.018	176.910	O.K	
		전단응력	48.462	108.000	O.K	
강관버팀보-2단 H 300x305x15/15	4.44	휨응력	110.198	176.910	O.K	
		전단응력	73.139	108.000	O.K	
강관버팀보-3단 H 440x300x11/18	6.34	휨응력	131.222	176.450	O.K	WEB보강,14.0mm*1
		전단응력	61.843	108.000	O.K	
앵커1단 2H 250x250x9/14	8.34	휨응력	44.373	184.294	O.K	
		전단응력	59.905	108.000	O.K	
앵커2단 2H 250x250x9/14	9.84	휨응력	46.862	184.294	O.K	
		전단응력	63.265	108.000	O.K	
앵커3단 2H 250x250x9/14	11.34	휨응력	56.384	184.294	O.K	
		전단응력	76.119	108.000	O.K	
앵커4단 2H 250x250x9/14	12.84	휨응력	62.052	184.294	O.K	
		전단응력	83.771	108.000	O.K	
앵커5단 2H 250x250x9/14	14.34	휨응력	56.603	184.294	O.K	
		전단응력	76.415	108.000	O.K	

2.7 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	72.055	154.867	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	54.876	140.974	O.K	지지력	O.K

2.8 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
흙막이벽(우) J:SP-IV(SY390(SY40)	0.00 ~ 24.64	휨응력	293.718	317.250	O.K	
		전단응력	25.552	168.750	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

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

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.40m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
Earth Anchor	-	Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x6EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x6EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x6EA	수평간격 :	1.50	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-B:750x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(SS400)	-	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x9(SS400)	2.50m	
사보강 버팀보	P 406.4x7(SS400)	2.50m	
	P 406.4x9(SS400)	2.50m	
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	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 $A_w/A_c \le 2$	40mm이하

나. 강널말뚝

[강널말뚝 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		강널말뚝 (SY30)
휨 응력	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	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.5.0

나. 탄소성법

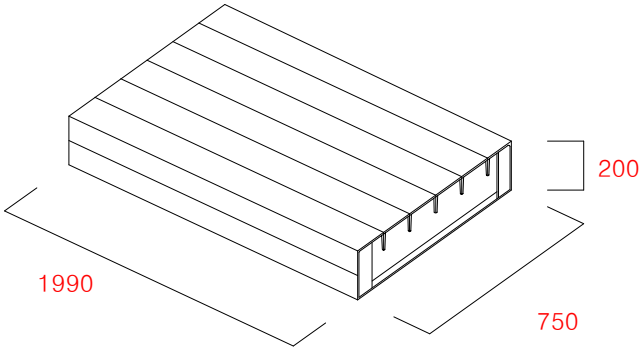
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64130000
A (mm^2)	13806
Z_x (mm^3)	443000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

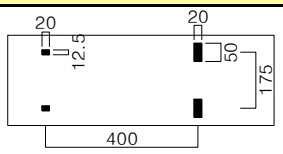
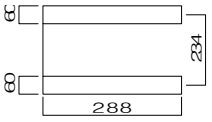
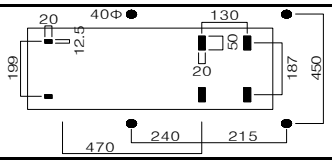
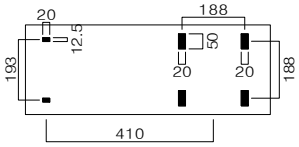
가. 고정하중

w_d = 2.800 × 1 / 1.990

= 1.407 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

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

$$= \frac{1.407 \times \text{###}^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.455 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

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

$$= \frac{1.407 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.800 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.455 × 1000000.000 / 443000 = 199.674 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.800 × 1000.000 / 13806 = 12.878 MPa

4.4 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	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 199.674 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 12.878 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

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

$$= \frac{5.000 \times 1.407 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 64130000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 64130000}$$

= 0.0213336 + 2.150

= 2.172 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

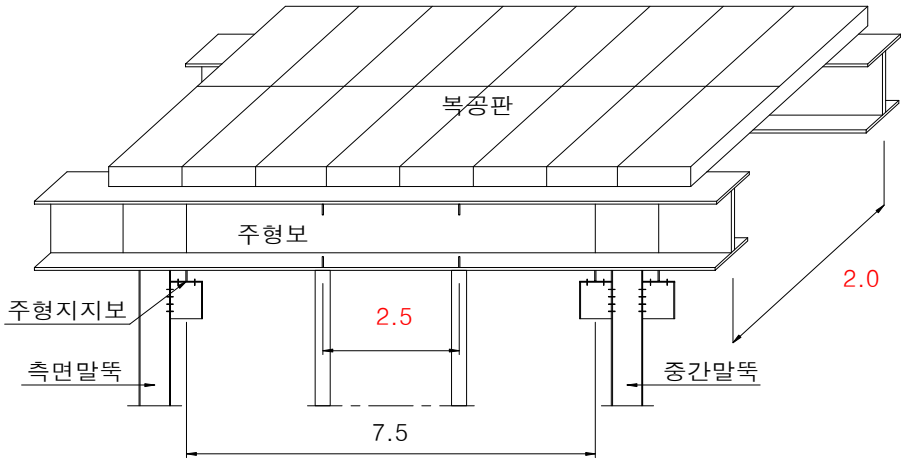
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 2.172 mm ---> O.K

5.주형보 설계

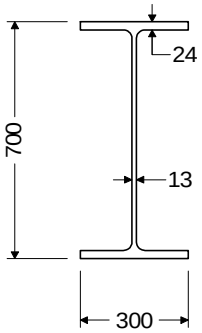
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 7.500 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1814.2
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 = 3.733 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.814 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.698 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.698 \times 7.500 \times 7.500 / 8 = 40.061$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.698 \times 7.500 / 2 = 21.366$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

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

= 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

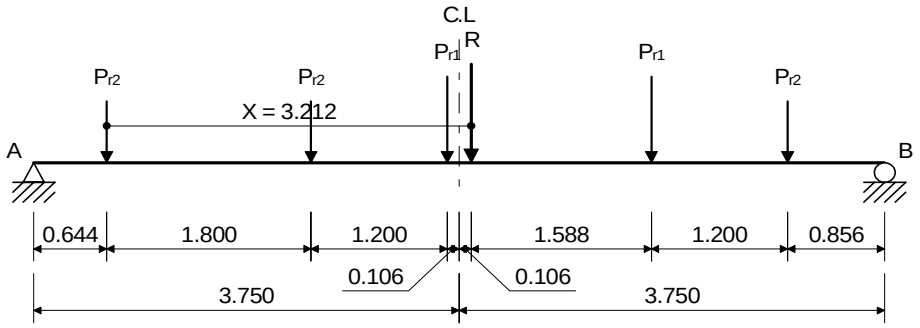
① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

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

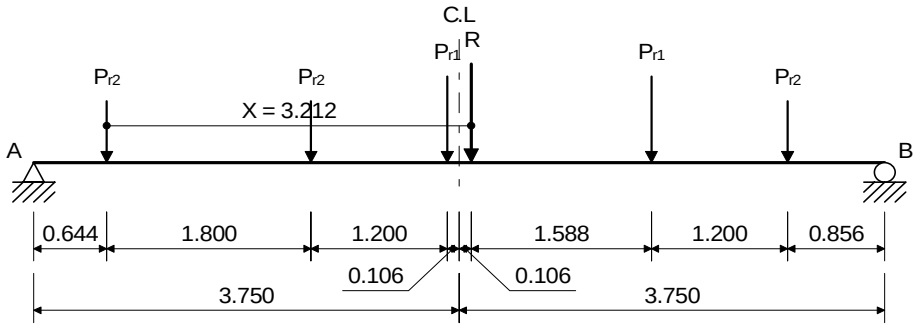
= 530.400 kN

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 6.856 + Pr2 x 5.056 + Pr1 x 3.856 + Pr1 x 2.056 + Pr2 x 0.856) / L

= (93.600 x 6.856 + 93.600 x 5.056 + 124.800 x 3.856 + 124.800 x 2.056 + 93.600 x 0.856) /

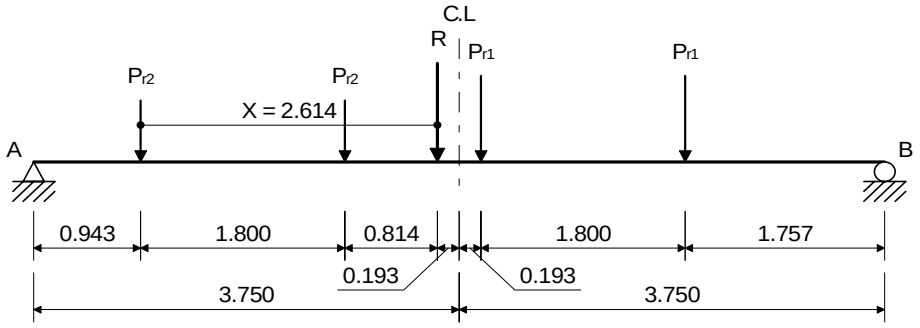
= 257.712 kN

M_l = (Ra x 3.644 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (257.712 x 3.644 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 546.013 kN·m

② 2 차선 재하시 (후륜하중)

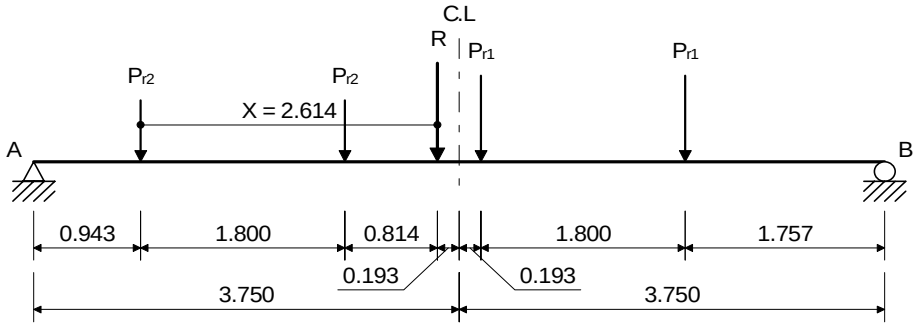


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

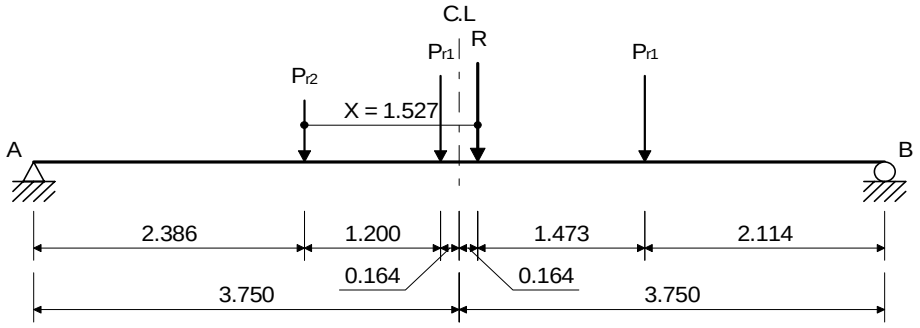
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 6.557 + Pr2 x 4.757 + Pr1 x 3.557 + Pr1 x 1.757) / L
= (93.600 x 6.557 + 93.600 x 4.757 + 124.800 x 3.557 + 124.800 x 1.757) / 7.500
= 229.632 kN

M_l = (Ra x 3.943 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (229.632 x 3.943 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 512.286 kN·m

③ 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

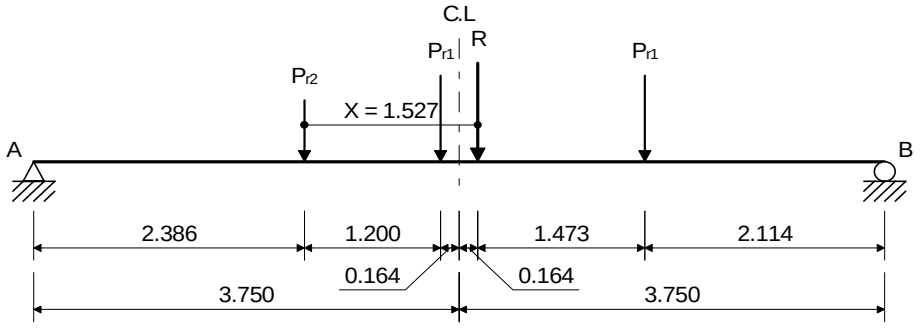


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

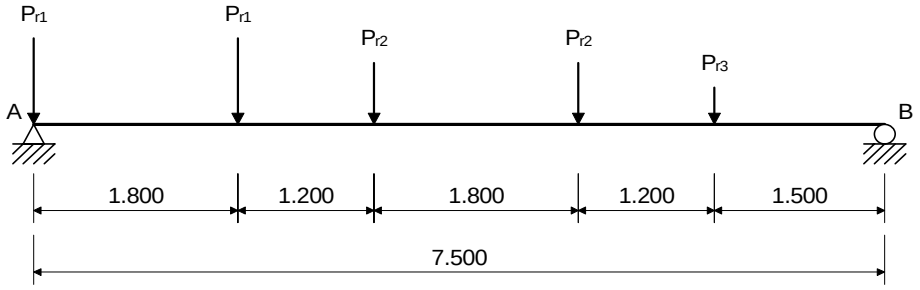


R_a = (Pr2 x 5.114 + Pr1 x 3.914 + Pr1 x 2.114) / L
= (93.600 x 5.114 + 124.800 x 3.914 + 124.800 x 2.114) / 7.500
= 164.112 kN

M_l = (Ra x 3.586 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (164.112 x 3.586 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 476.245 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① **2.5** 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 7.500 + Pr1 x 5.700 + Pr2 x 4.500 + Pr2 x 2.700 + Pr3 x 1.500) / L

= (124.800 x 7.500 + 124.800 x 5.700 + 93.600 x 4.500 + 93.600 x 2.700 + 70.200 x 1.500) /

= 323.544 kN

S_l = 323.544 x 1.00 = 323.544 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 40.061 + 546.013 = 586.074 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 21.366 + 323.544 = 344.910 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 586.074 x 1000000 / 5760000.0 = 101.749 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 344.910 x 1000 / 8476 = 40.693 MPa

5.4 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> 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 = (101.749 + 101.749) / 101.749

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.333 − 4.6))

= 176.450 MPa

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

= 176.450 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.450 MPa > f_b = 101.749 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 40.693 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

$M = M_{l\,max} / (1+i) = 546.013 / 1.300 = 420.010$ kN·m

$w = 8 \times M / L^2 = 8 \times 420.010 / (7.50 \times 7.50) = 59.735$ kN/m

$\delta_l = 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_x)$

$= 5 \times 59.735 \times 7500.0^{4} / (384 \times 210000 \times 2010000000)$

$= 5.830$ mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (7500.0 / 400 , 25)

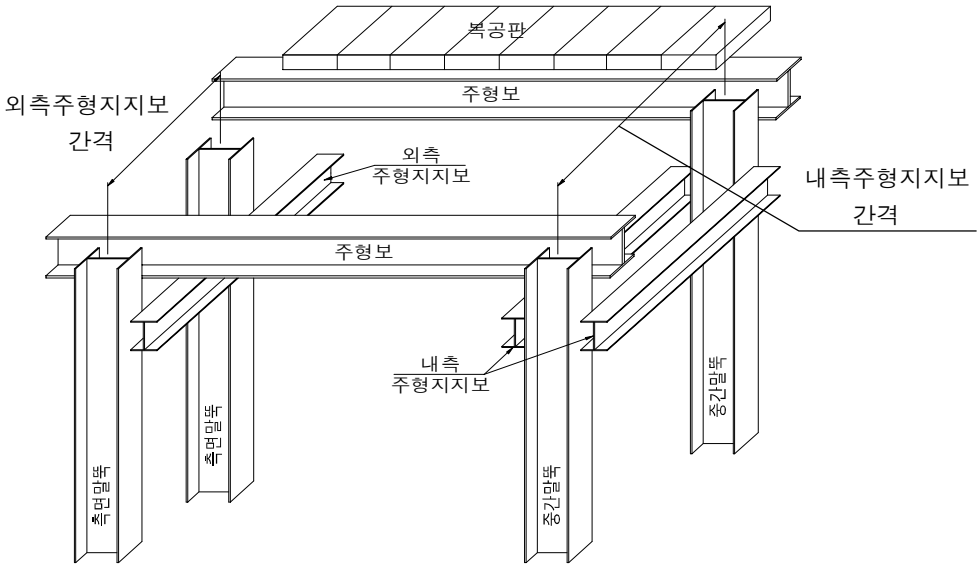
= 18.750 mm > δ_l = 5.830 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(측벽)

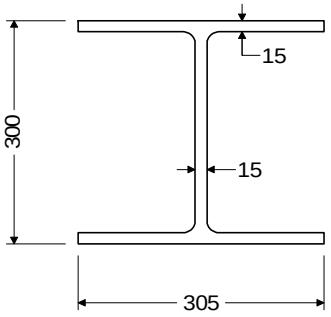
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 2.00 m

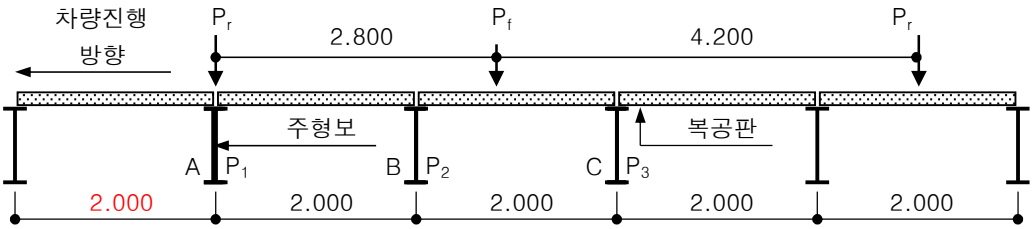


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

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



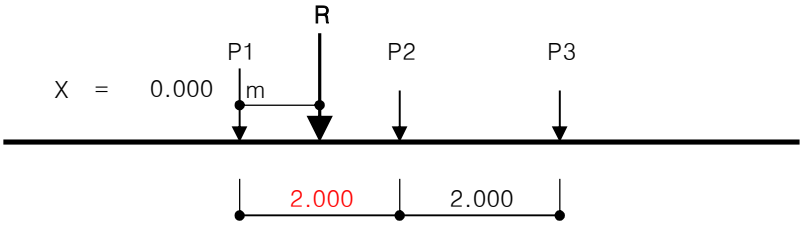
나. 주형보 반력 **case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하**



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)
= 21.366 + 323.544 = 344.910 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000
= 21.366 + 80.886 x 1.200 / 2.000 = 69.897 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

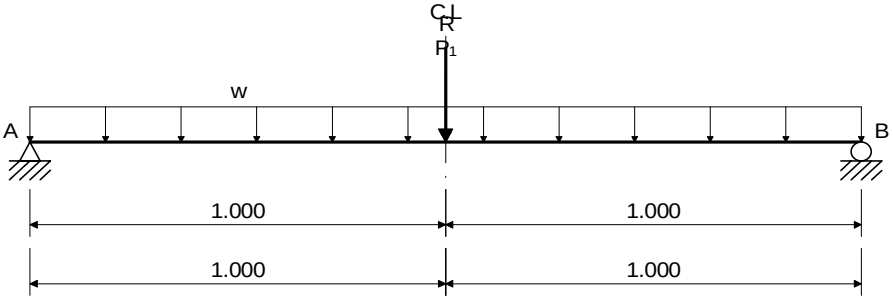


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

$R = P_1$
$= 344.910$
$= 344.910$ kN

$X = (0.000) / R$
$= (0.000) / 344.910$
$= 0.000$ m

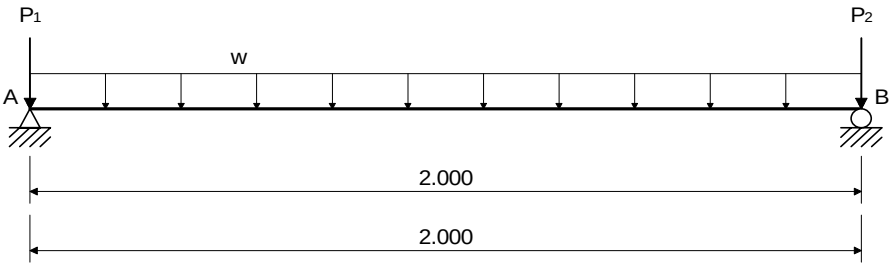
② 최대 휨모멘트



$R_a = (P_1 \times 1.000) / L$
$= (344.910 \times 1.000) / 2.000$
$= 172.455$ kN

$M_{max} = (Ra \times 1.000) + w \times L^2 / 8$
$= (172.455 \times 1.000) + 1.038 \times 2.00^2 / 8$
$= 172.974$ kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 2.000 + P_2 x 0.000) / L
= (344.910 x 2.000 + 69.897 x 0.000) / 2.000
= 344.910 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 344.910 + 1.038 x 2.00 / 2
= 345.947 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 172.974 x 1000000 / 1440000.0 = 120.121 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 345.947 x 1000 / 4050 = 85.419 MPa

바. 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

▶ 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 = (120.121 + 120.121) / 120.121
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305
= 6.557 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.557 − 4.6))
= 182.420 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 182.420 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.420 MPa > f_b = 120.121 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 85.419 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 22

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 100 = 135.0 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : $n_{req} = S_{max} / (\tau_a \times \pi \times d^2 / 4)$

$= 345947 / (135.0 \times \pi \times 22.0 \times 22.0 / 4)$

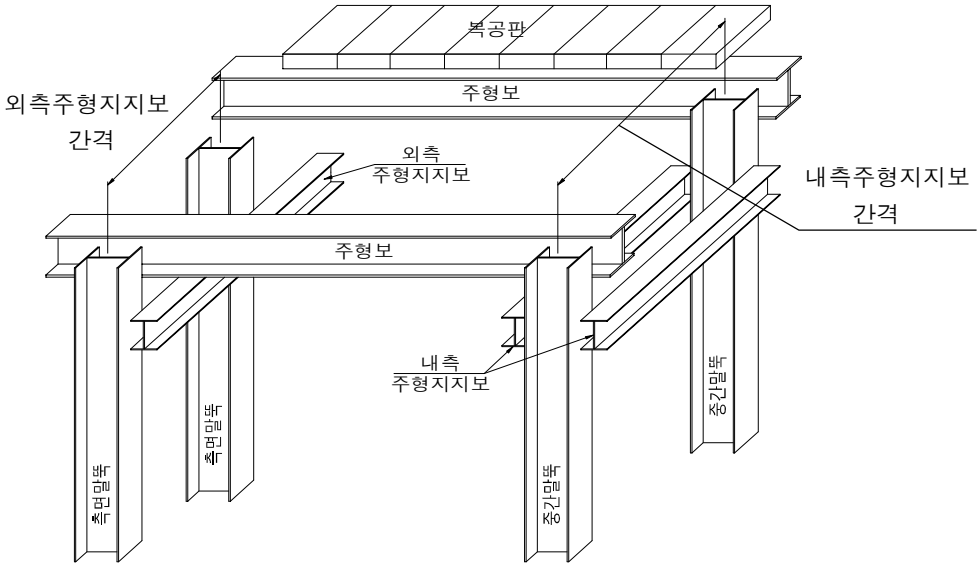
$= 6.74$ ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 6.74 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(중간)

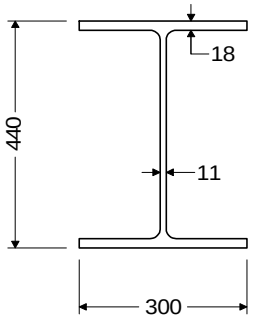
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 4.00 m

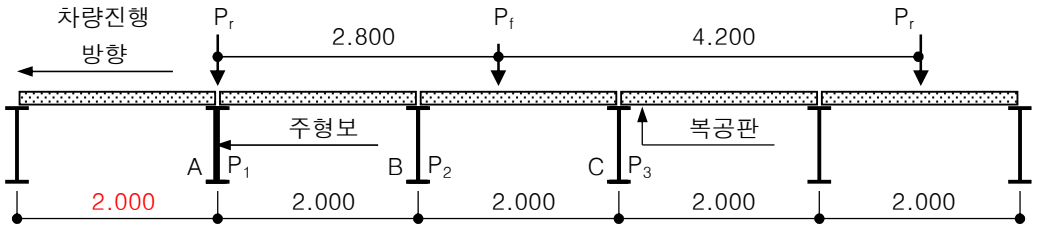


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

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**

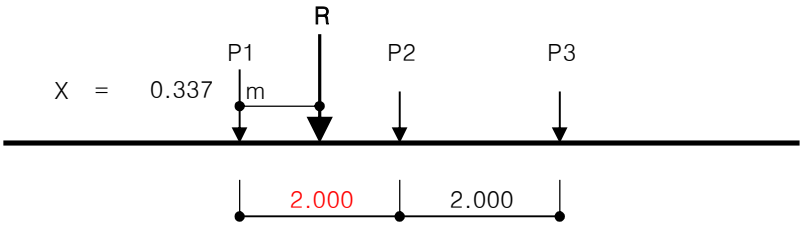


▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)
= 21.366 + 323.544 = 344.910 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000
= 21.366 + 80.886 x 1.200 / 2.000 = 69.897 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_3) = S_d + P_f x 0.800 / 2.000
= 21.366 + 80.886 x 0.800 / 2.000 = 53.720 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

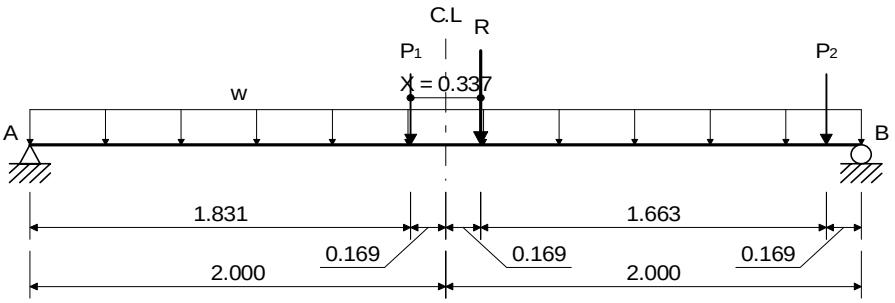


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1 + P_2
= 344.910 + 69.897
= 414.807 kN

X = (P_2 x 2.000) / R
= (69.897 x 2.000) / 414.807
= 0.337 m

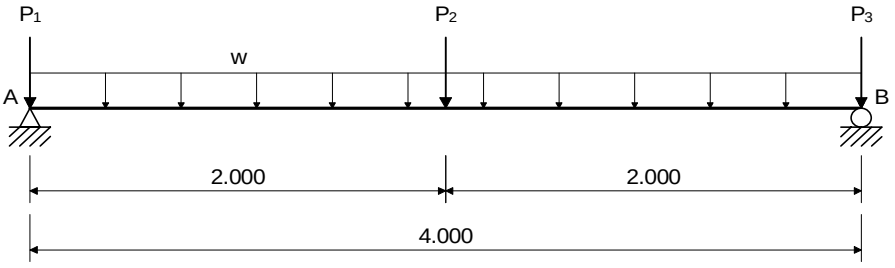
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 2.169 + P_2 x 0.169) / L
= (344.910 x 2.169 + 69.897 x 0.169) / 4.000
= 189.929 kN

M_{max} = (Ra x 1.831) + w x L^2 / 8
= (189.929 x 1.831) + 1.212 x 4.00^2 / 8
= 350.278 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 4.000 + P_2 x 2.000 + P_3 x 0.000) / L
= (344.910 x 4.000 + 69.897 x 2.000 + 53.720 x 0.000) / 4.000
= 379.858 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 379.858 + 1.212 x 4.00 / 2
= 382.282 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 350.278 x 1000000 / 2550000.0 = 137.364 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 382.282 x 1000 / 4444 = 86.022 MPa

바. 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

▶ 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 = (137.364 + 137.364) / 137.364

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 4000 / 300

= 13.333 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (13.333 − 4.6))

= 159.643 MPa

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

= 159.643 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 159.643 MPa > f_b = 137.364 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 86.022 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 22

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 100 = 135.0 MPa

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

= 382282 / (135.0 x π x 22.0 x 22.0 / 4)

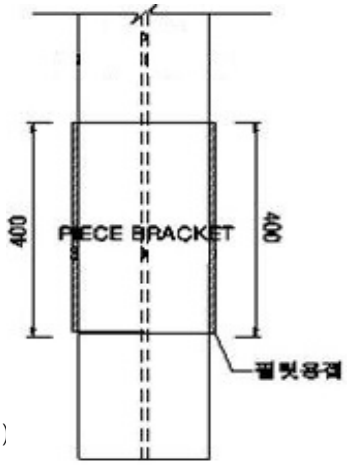
= 7.45 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 10 ea > n_{req} = 7.45 ea ---> O.K

자. 브라켓 필릿용접검토

▶ 전단응력

$$\tau = \frac{P}{\sum a \times l} = \frac{382.282 \times 10^3}{10.61 \times 800} = 45.06 \text{ MPa}$$



(1) ∑ a (목두께) = a : 모재 두께 (브라켓 H-pile의 Flange)

→ 0.707 × a = 0.707 × 15 = 10.605

(2) l : 유효길이 (브라켓 길이=400mm)

→ 400 + 400 = 800

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80 = 108.0 MPa

→ 모재의 전 강도의 75%이상 갖도록 설계 (도로교설계기준 P.176 3.5.1.1)

τ_a = 108.000 x 0.75

= 81.000 MPa

∴ τ < τa = 45.06 < 81.00 ---> O.K

7.지보재 설계

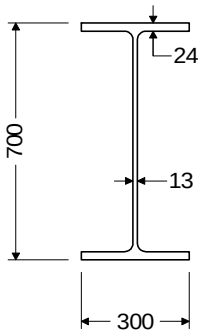
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.800 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} = 100.864 kN/m ---> 주형보 (CS20 : PECK)
= 100.864 x 2.00 / 1 단
= 201.728 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 201.728 + 120.0 = 321.728 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.800 x 7.800 / 8 / 1 단
= 38.025 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.800 / 2 / 1 단
= 19.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 38.025 x 1000000 / 5760000.0 = 6.602 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 321.728 x 1000 / 23550 = 13.661 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 19.500 x 1000 / 8476 = 2.301 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> 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

= 1.361

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (20.263 − 7.060) / 20.263

= 0.652

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 7800 / 293

26.621 ---> 18.6 < Lx/Rx ≤ 92.8 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (26.621 − 18.6))

= 180.121 MPa

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

= 180.121 MPa

L_y / R_y = 2500 / 67.8

36.873 ---> 18.6 < Ly/Ry ≤ 92.8 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (36.873 − 18.6))

= 168.772 MPa

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

= 168.772 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 168.772 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 7800 / 300

= 26.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (26.000 − 4.6))

= 117.064 MPa

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

= 117.064 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (26.621)^2

= 2285.920 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 168.772 MPa > f_c = 13.661 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 117.064 MPa > f_b = 6.602 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 2.301 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{13.661}{168.772} + \frac{6.602}{117.064 \times (1 - (13.661 / 2285.920))}$$

$$= 0.138 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 13.661 + \frac{6.602}{1 - (13.661 / 2285.920)}$$

$$= 20.303 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.138 , 0.107)

= 0.138 < 1.0 ---> O.K

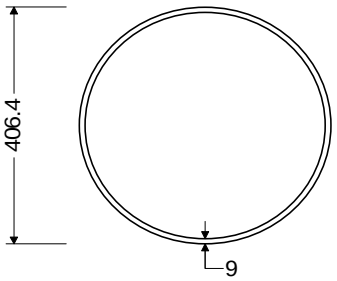
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 5.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 145.803 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 4.944 m)
= 145.803 x 2.50 / 1 단
= 364.506 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 364.506 + 120.0 = 484.506 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 5.000 x 5.000 / 8 / 1 단
= 15.625 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 5.000 / 2 / 1 단
= 12.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 15.625 x 1000000 / 1092000.0 = 14.309 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 484.506 x 1000 / 11236.2 = 43.120 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{12.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.224 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.050 x 9)

= 21.506 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.050

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (57.429 − 28.812) / 57.429

= 0.498 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 5000 / 140.5

35.587 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (35.587 − 18.6))

= 170.195 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 170.195 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (35.587)^2

= 1279.168 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 170.195$ MPa $> f_c = 43.120$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 189.000$ MPa $> f_b = 14.309$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 106.692$ MPa $> \tau = 2.224$ MPa ---> O.K

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

$$= \frac{43.120}{170.195} + \frac{14.309}{189.000 \times (1 - (43.120 / 1279.168))}$$

$$= 0.332 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 43.120 + \frac{14.309}{1 - (43.120 / 1279.168)}$$

$$= 57.928 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.332 , 0.306)

= 0.332 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{57.429}{170.195} + \left\{ \frac{2.224}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.338 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

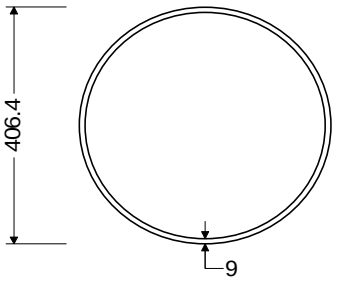
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 5.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 220.044 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS20 : PECK)
= 220.044 x 2.50 / 1 단
= 550.110 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 550.110 + 120.0 = 670.110 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 5.000 x 5.000 / 8 / 1 단
= 15.625 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 5.000 / 2 / 1 단
= 12.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 15.625 \times 1000000 / 1092000.0 = 14.309$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 670.110 \times 1000 / 11236.2 = 59.638$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{12.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.224$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.039 x 9)

= 21.737 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.039

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (73.947 − 45.330) / 73.947

= 0.387 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 5000 / 140.5

35.587 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (35.587 − 18.6))

= 170.195 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 170.195 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (35.587)^2

= 1279.168 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 170.195 MPa > f_c = 59.638 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 14.309 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.224 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{59.638}{170.195} + \frac{14.309}{189.000 \times (1 - (59.638 / 1279.168))}$$

$$= 0.430 < 1.0 \quad ---> \text{O.K}$$

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

$$= 59.638 + \frac{14.309}{1 - (59.638 / 1279.168)}$$

$$= 74.647 < f_{cal} = 189.000 \quad ---> \text{O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.430 , 0.395)

= 0.430 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{73.947}{170.195} + \left\{ \frac{2.224}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.435 < 1.0 \quad ---> \text{O.K}$$

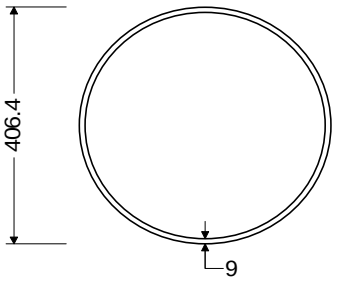
7.4 Strut 설계 (강관버팀보-3단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 5.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 464.002 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS20 : PECK)
= 464.002 x 2.50 / 1 단
= 1160.006 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 1160.006 + 120.0 = 1280.006 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 5.000 x 5.000 / 8 / 1 단
= 15.625 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 5.000 / 2 / 1 단
= 12.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 15.625 \times 1000000 / 1092000.0 = 14.309$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 1280.006 \times 1000 / 11236.2 = 113.918$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{12.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.224$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t) = 203.2 / (1.022 \times 9)$

$= 22.085$ ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 0.9 \times 140$

$= 189.000$ MPa

여기서, $\alpha = 1.0 + \Phi / 10$

$= 1.022$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (128.227 - 99.609) / 128.227$

$= 0.223$ ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

$f_{cao} = 1.50 \times 0.9 \times 140.000$

$= 189.000$ MPa

$L / R = 5000 / 140.5$

35.587 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

$f_{cag} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.82 \times (35.587 - 18.6))$

$= 170.195$ MPa

$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

$= 170.195$ MPa

▶ 허용휨응력

$f_{bag} = 189.000$ MPa

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

$= 189.000$ MPa

$f_{eax} = 1.50 \times 0.9 \times 1200000 / (35.587)^2$

$= 1279.168$ MPa

▶ 허용전단응력

$r / t = 203.2 / 9$

$= 22.578$ ---> $r/t \leq 125$ 이므로

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times (80 - 0.0019 \times 22.578^2)$

$= 106.692$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 170.195 MPa > f_c = 113.918 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 14.309 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.224 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{113.918}{170.195} + \frac{14.309}{189.000 \times (1 - (113.918 / 1279.168))}$$

$$= 0.752 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 113.918 + \frac{14.309}{1 - (113.918 / 1279.168)}$$

$$= 129.626 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.752 , 0.686)

= 0.752 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{128.227}{170.195} + \left\{ \frac{2.224}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.754 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

7.5 Earth Anchor 설계 (앵커1~5단)

3.4.1 굴곡형 제거식 패커 앵커

1. **지 반 조 건**

TYPE	설치위치 (-m)	앵커 C.T.C (m)	설계하중 (kN)	정착지반	단위중량 (kN/㎥)	내부마찰각 (°)	지반과그라우트의 마찰저항값 (kN/㎡)
1단	8.344	1.50	321.6	자갈층	20.00	35	450
2단	9.844	1.50	341.0	자갈층	20.00	35	450
3단	11.344	1.50	397.7	자갈층	20.00	35	450
4단	12.844	1.50	516.2	자갈층	20.00	35	450
5단	14.344	1.50	468.7	자갈층	20.00	35	450

■ 내부마찰각 적용 : 35° 적용

■ 단위중량 적용 : 20 kN/㎥ 적용

■ 주변마찰 저항값 적용 : 450 kN/㎡ 적용

■ 기본 및 실시설계시 대표 N값과 시공중 Ramp C와 Ramp D구간에서
시추조사를 통한 N값 분석으로 대표 N값을 재산정하여 마찰저항값 사용

-앵커의 주변마찰저항 (굴착 및 흙막이 공법 / 한국지반공학회 P252)

지반의 종류			주변마찰저항 (kN/㎡)
사력	N치	10	100~200
		20	170~250
		30	250~350
		40	350~450
		50	450~700
모래	N치	10	100~140
		20	180~220
		30	230~270
		40	290~350
		50	300~400
점성토			100c (c: Cohesion)
풍화암			400~1000

-Working Bond Vallue Between Grout & Strand(Ground Anchors And Anchored Structures, P133)

Strand Type	Working Bond (kN/㎡)
clean plain wire or plain bar tend	1000
clean crimped wire tendon	1500
clean strand or deformed dar	2000

2. **설 계 조 건**

1) 천 공 직 경 (ø) : 127 mm

2) PC STRAND 제원

- 규 격 : **12.7** mm (KSD 7002 SWPC 7B LOW RELAXATION)
- 극 한 하 중 (Pu) : **183** kN
- 항 복 하 중 (Py) : **156** kN
- 단 면 적 : **98.71** ㎟
- 탄 성 계 수 : **2.0×10^5** MPa
- RELAXATION : **5%** (max)

3) PC STRAND 허용 인장 응력도

- Pa = 0.65 × Pu = 0.65 × 183 = **118.95** kN/ea
- Pa = 0.80 × Py = 0.80 × 156 = **124.80** kN/ea

적용 118.95 kN/ea

3. 인장재 계산

(1) 1단

- 소요 강선수 (= Pw / 118.95 = 321.6 / 118.95 = **2.70** 가닥

적용 4 가닥

(2) 2단

- 소요 강선수 (= Pw / 118.95 = 341.0 / 118.95 = **2.87** 가닥

적용 4 가닥

(3) 3단

- 소요 강선수 (= Pw / 118.95 = 397.7 / 118.95 = **3.34** 가닥

적용 4 가닥

(2) 4단

- 소요 강선수 (= Pw / 4 = 516.2 / 118.95 = **4.34** 가닥

적용 5 가닥

(3) 5단

- 소요 강선수 (= Pw / 4 = 468.7 / 118.95 = **3.94** 가닥

적용 4 가닥

4. 정착장 계산

(1) 1단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

1) 마찰저항장(La1)

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : 총 설계축력
S.F : 안전율 2 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{321.6 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 450} = \mathbf{2.687} \text{ m}$$

앵커이름	Pw (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_a (m)	T (kN)
1단	321.603	자갈층	1.50	127	450	2.687	321.603
합계	-	-	-	-	-	2.687	-

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 321.6 ÷ 2 = 160.80 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m) = 0.09 m

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{160.80}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{28.4}\ \text{cm} \leq \mathbf{30.00}\ \text{cm}$$

L : 4.50 m

(2) 2단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : 총 설계축력

S.F : 안전율 2 (가설앵커의 극한인발 안전율)

D : 천공직경

τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{341.0 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 450} = \mathbf{2.849}\ \text{m}$$

앵커이름	Pw (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_a (m)	T (kN)
2단	341.020	자갈층	1.50	127	450	2.849	341.020
합계	-	-	-	-	-	2.849	-

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 341.0 ÷ 3 = 113.67 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m) = 0.09 m

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{113.67}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{20.1}\ \text{cm} \leq \mathbf{30.00}\ \text{cm}$$

La : 4.50 m

(3) 3단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : 총 설계축력
S.F : 안전율 2 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{397.7 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 450} = \mathbf{3.323}\ m$$

앵커이름	Pw (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_a (m)	T (kN)
3단	397.704	자갈층	1.50	127	450	3.323	397.704
합계	-	-	-	-	-	3.323	-

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 397.7 ÷ 3 = 132.57 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m) = 0.09 m
n : 내하체 의 개수
τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{132.57}{\pi \times 0.090 \times 2000} = \mathbf{23.4}\ cm \leq \mathbf{30.00}\ cm$$

La : 4.50 m

(4) 4단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : 총 설계축력
S.F : 안전율 2 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{516.2 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 450} = \mathbf{4.312}\ m$$

앵커이름	Pw (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_a (m)	T (kN)
4단	516.150	자갈층	1.50	127	450	4.312	516.150
합계	-	-	-	-	-	4.312	-

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 516.2 ÷ 3 = 172.05 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m) = 0.09 m

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{172.05}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{30.4}\ \text{cm} \leq \mathbf{30.00}\ \text{cm}$$

La : 4.50 m

(5) 5단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : 총 설계축력

S.F : 안전율 2 (가설앵커의 극한인발 안전율)

D : 천공직경

τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{468.7 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 450} = \mathbf{3.916}\ \text{m}$$

앵커이름	Pw (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_a (m)	T (kN)
5단	468.676	자갈층	1.50	127	450	3.916	468.676
합계	-	-	-	-	-	3.916	-

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 468.7 ÷ 3 = 156.23 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m) = 0.09 m

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{156.23}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{27.6}\ \text{cm} \leq \mathbf{30.00}\ \text{cm}$$

La : 4.50 m

5. 자유장 계산

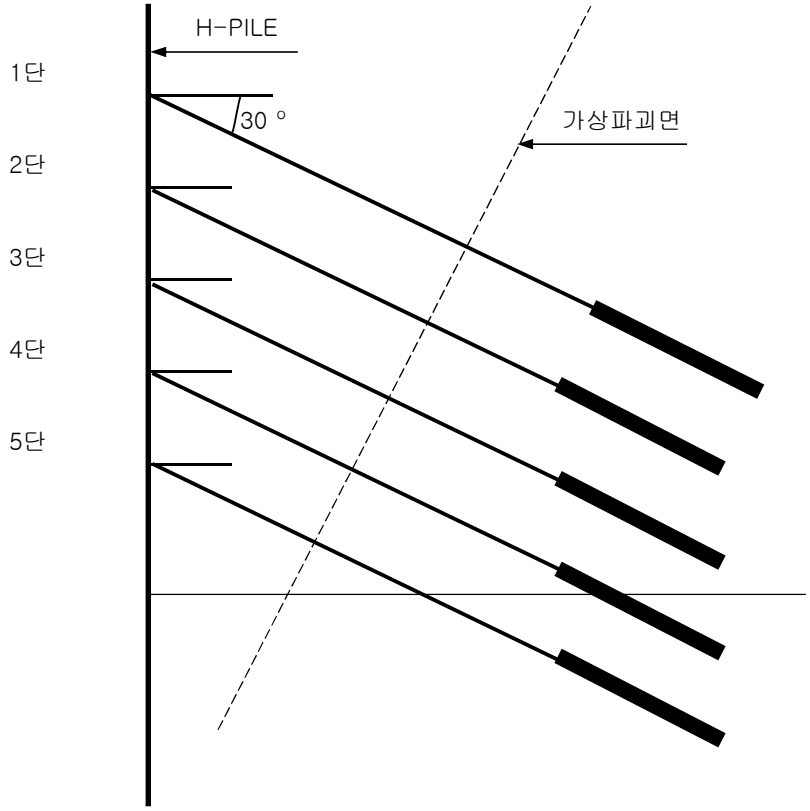
토층의 파괴면을 그 층의 내부마찰각에 따라 45 + ø/2 로 가정한 다음 ANCHOR의 자유장이 파괴면 밖에 위치하는지를 검토한다.

자유장은 굴착깊이를 H 라 할때 가상파괴면에서 0.15 x H 또는 최소 1.5 M 연장한다.

∴ 설계자유장 > ANCHOR지점에서 파괴면까지의 거리+0.15H (또는 1.5m)

로 하며 이 때 최소 설계자유장은 4.5M로 한다.

(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)



- Anchor의 자유장은 최소4.5M이상으로 한다. (그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

구분	형식	설계하중	적용 자유장
1단	굴곡형제거식패커앵커	321.60 KN	18.0 m
2단	굴곡형제거식패커앵커	341.02 KN	17.0 m
3단	굴곡형제거식패커앵커	397.70 KN	14.5 m
4단	굴곡형제거식패커앵커	516.15 KN	12.0 m
5단	굴곡형제거식패커앵커	468.68 KN	9.5 m

6. 초기 인장력 산정

(1) 1단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta\ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수 = 4

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0\times10^{5}}{18.0 \times 1000} = 26{,}323 \text{ N} = 26.32 \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (321.6 + 26.32) \times 5\% =$ **17.4 kN**

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 321.6 + 26.32 + 17.4 =$ **365.3 kN**

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 =$ **475.80** kN

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 365.3 kN < 475.8 kN ∴ O.K

(2) 2단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta\ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수 = 4

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0\times10^{5}}{17.0 \times 1000} = 27{,}871 \text{ N} = 27.87 \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

P_L = (P + Ps) x 5% ⓐ

= (341.0 + 27.87) x 5% = **18.4 kN**

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L$ = 341.02 + 27.87 + 18.4 = **387.3 kN**

4) Jacking Force Check

T_{at} = 0.65 × Pu × N

= 0.65 × 183 × 4 = **475.80** kN

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 387.3 kN < 475.8 kN ∴ O.K

(3) 3단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta\ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수 = 4

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0\times10^5}{14.5 \times 1000} = 32{,}676 \text{ N} = 32.68 \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

P_L = (P + Ps) x 5% ⓐ

= (397.7 + 32.68) x 5% = **21.5 kN**

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L$ = 397.7 + 32.68 + 21.5 = **451.9 kN**

4) Jacking Force Check

T_{at} = 0.65 × Pu × N

= 0.65 × 183 × 4 = **475.80** kN

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 451.9 kN < 475.8 kN ∴ O.K

(4) 4단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수 = 5

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 5 \times 2.0 \times 10^5}{12.0 \times 1000} = \mathbf{49,355}\ N = \mathbf{49.36}\ kN$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (516.2 + 49.36) \times 5\% = \mathbf{28.3\ kN}$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 516.15 + 49.36 + 28.3 = \mathbf{593.8\ kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 5 = \mathbf{594.75}\ kN$

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 593.8 kN < 594.8 kN ∴ O.K

(5) 5단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수 = 4

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{9.5 \times 1000} = \mathbf{49,875}\ N = \mathbf{49.87}\ kN$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

= (468.7 + 49.87) x 5% = **25.9 kN**

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 468.7 + 49.87 + 25.9 = \mathbf{544.5\ kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = 475.80$ kN

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 544.5 kN < 475.8 kN ∴ O.K

7. RESULT

위치	앵커 C.T.C (m)	설계 하중 (kN)	자유장 (M)	정착장 (M)	여유장 (M)	총길이 (M)	Jacking Force (kN)
1단	1.50	321.6	18.0	4.5	1.5	24.0	365.326
2단	1.50	341.0	17.0	4.5	1.5	23.0	387.291
3단	1.50	397.7	14.5	4.5	1.5	20.5	451.880
4단	1.50	516.2	12.0	4.5	1.5	18.0	516.150
5단	1.50	468.7	9.5	4.5	1.5	15.5	468.676

* 설계도면에 표기된 정착장은 상기 계산된 정착장에 지반조건의 변화에 따른 설계상 안전율이 포함된 길이임.

* 구조검토시 적용된 지반조건은 설계시 제한된 지반조사 결과와 경험값에 의해 검토된 사항으로, 앵커시공시 시험시공을 통해 안정성 확보 여부를 검토하고, 안정성 미확보시 감독원의 승인을 득하여 안정성이 확보되도록 변경해야 함.

8.사보강 Strut 설계

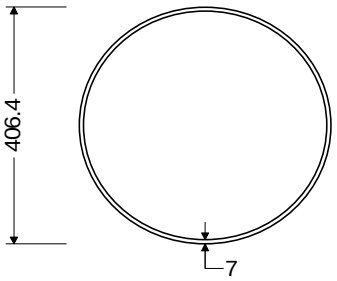
8.1 사보강-1

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 5.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x7(SS400)

w (N/m)	676.155
A (mm^2)	8783.300
I (mm^4)	175190000.000
Z (mm^3)	862000.000
R (mm)	141.2
Q (mm^3)	558378.4



(3) 버팀보 개수 : 2 단

(4) 사보강 Strut 수평간격 : 2.500 m

(5) 각도 (θ) : 45 도

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 145.803 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 4.944 m)

= 145.803 x 2.5 = 364.506 kN

= (R_{max} x 사보강 Strut 수평간격) / 지보재 수평간격 / 단수

= (364.506 x 2.500) / 2.500 / 2 단

= 182.253 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.0 kN / 2 단

= 60.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = R_{max} / cos θ° + T

= 182.3 / cos 45 ° + 60.0

= 317.7 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 2 단

= 5.0 x 5.0 x 5.0 / 8 / 2 단

= 7.813 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 2 단

= 5.0 x 5.0 / 2 / 2 단

= 6.250 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 7.813 x 1000000 / 862000.0 = 9.063 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 317.745 x 1000 / 8783.3 = 36.176 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{6.250 \times 1000 \times 558378.4}{175190000 \times 14.0}$ = 1.423 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.040 x 7)

= 27.910 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.040

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (45.239 − 27.113) / 45.239

= 0.401 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 5000 / 141.2

35.411 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (35.411 − 18.6))

= 170.390 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 170.390 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (35.411)^2

= 1291.946 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 7

= 29.029 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 29.029^2)

= 105.839 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 170.390 MPa > f_c = 36.176 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 9.063 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 105.839 MPa > τ = 1.423 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{36.176}{170.390} + \frac{9.063}{189.000 \times (1 - (36.176 / 1291.946))}$$

$$= 0.262 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 36.176 + \frac{9.063}{1 - (36.176 / 1291.946)}$$

$$= 45.500 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.262 , 0.241)

= 0.262 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{45.239}{170.390} + \left\{ \frac{1.423}{105.839} \right\}^2$$

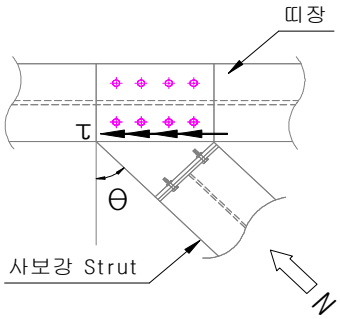
$$= 0.266 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

바. 볼트갯수 산정

▶ 작용전단력 : S_{max} = P_{max} x sin θ°

= 317.745 x sin 45 °

= 224.7 kN



$\tau = N * \sin\theta$

▶ 사용볼트 : F8T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 100 = 135.0 MPa

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

= 224680 / (135.0 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 3.68 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 12 ea > n_{req} = 3.68 ea ---> O.K

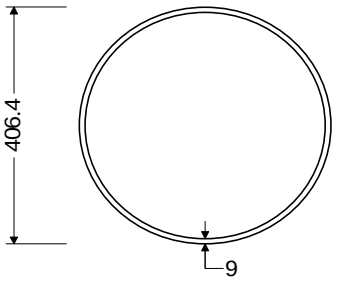
8.2 사보강-2

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 5.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236.200
I (mm^4)	221930000.000
Z (mm^3)	1092000.000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) 버팀보 개수 : 2 단

(4) 사보강 Strut 수평간격 : 2.500 m

(5) 각도 (θ) : 45 도

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 220.044 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS20 : PECK)

= 220.044 x 2.5 = 550.110 kN

= (R_{max} x 사보강 Strut 수평간격) / 지보재 수평간격 / 단수

= (550.110 x 2.500) / 2.500 / 2 단

= 275.055 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.0 kN / 2 단

= 60.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = R_{max} / cos θ° + T

= 275.1 / cos 45 ° + 60.0

= 449.0 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 2 단

= 5.0 x 5.0 x 5.0 / 8 / 2 단

= 7.813 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 2 단

= 5.0 x 5.0 / 2 / 2 단

= 6.250 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 7.813 x 1000000 / 1092000.0 = 7.154 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 448.986 x 1000 / 11236.2 = 39.959 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{6.250 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 1.112 MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.030 x 9)

= 21.912 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.030

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (47.113 − 32.805) / 47.113

= 0.304 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 5000 / 140.5

35.587 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (35.587 − 18.6))

= 170.195 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 170.195 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (35.587)^2

= 1279.168 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 170.195 MPa > f_c = 39.959 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 7.154 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 1.112 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{39.959}{170.195} + \frac{7.154}{189.000 \times (1 - (39.959 / 1279.168))}$$

$$= 0.274 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 39.959 + \frac{7.154}{1 - (39.959 / 1279.168)}$$

$$= 47.344 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.274 , 0.250)

= 0.274 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{47.113}{170.195} + \left\{ \frac{1.112}{106.692} \right\}^2$$

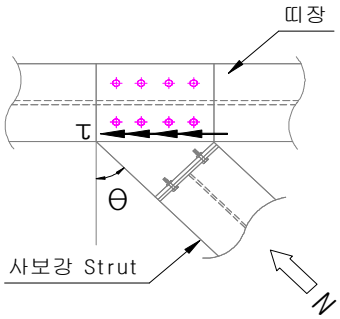
$$= 0.277 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

바. 볼트갯수 산정

▶ 작용전단력 : S_{max} = P_{max} x sin θ°

= 448.986 x sin 45 °

= 317.5 kN



$\tau = N * \sin\theta$

▶ 사용볼트 : F8T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 100 = 135.0 MPa

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

= 317481 / (135.0 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 5.20 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 12 ea > n_{req} = 5.20 ea ---> O.K

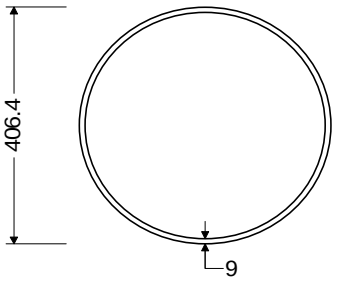
8.3 사보강-3

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 5.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236.200
I (mm^4)	221930000.000
Z (mm^3)	1092000.000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) 버팀보 개수 : 2 단

(4) 사보강 Strut 수평간격 : 2.500 m

(5) 각도 (θ) : 45 도

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 464.002 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS20 : PECK)
= 464.002 x 2.5 = 1160.006 kN
= (R_{max} x 사보강 Strut 수평간격) / 지보재 수평간격 / 단수
= (1160.006 x 2.500) / 2.500 / 2 단
= 580.003 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.0 kN / 2 단
= 60.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = R_{max} / cos θ° + T
= 580.0 / cos 45 ° + 60.0
= 880.2 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 2 단
= 5.0 x 5.0 x 5.0 / 8 / 2 단
= 7.813 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 2 단
= 5.0 x 5.0 / 2 / 2 단
= 6.250 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 7.813 x 1000000 / 1092000.0 = 7.154 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 880.248 x 1000 / 11236.2 = 78.340 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{6.250 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 1.112 MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.017 x 9)

= 22.206 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.017

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (85.495 − 71.186) / 85.495

= 0.167 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 5000 / 140.5

35.587 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (35.587 − 18.6))

= 170.195 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 170.195 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (35.587)^2

= 1279.168 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력 검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 170.195 MPa > f_c = 78.340 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 7.154 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 1.112 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{78.340}{170.195} + \frac{7.154}{189.000 \times (1 - (78.340 / 1279.168))}$$

$$= 0.501 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 78.340 + \frac{7.154}{1 - (78.340 / 1279.168)}$$

$$= 85.961 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.501 , 0.455)

= 0.501 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{85.495}{170.195} + \left\{ \frac{1.112}{106.692} \right\}^2$$

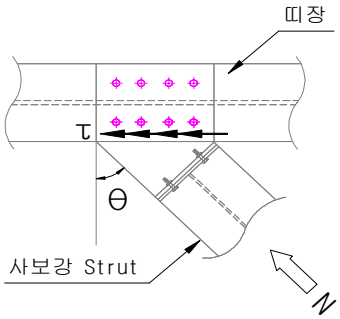
$$= 0.502 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

바. 볼트갯수 산정

▶ 작용전단력 : S_{max} = P_{max} x sin θ°

= 880.248 x sin 45 °

= 622.4 kN



$\tau = N * \sin\theta$

▶ 사용볼트 : F8T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 100 = 135.0 MPa

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

= 622429 / (135.0 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 10.19 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 12 ea > n_{req} = 10.19 ea ---> O.K

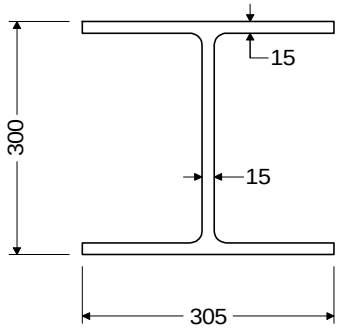
9.띠장 설계

9.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

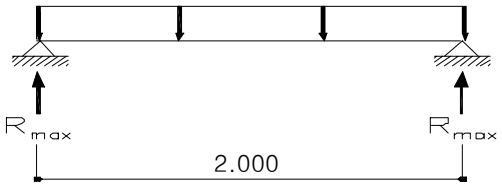
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 100.864 kN/m ---> 주형보 (CS20 : PECK)

P = 100.864 × 2.00 m / 1 ea = 201.728 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 201.728 / (13 × 2.000)
= 93.105 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 93.105 × 2.000 ^{2} / 8
= 46.553 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 93.105 × 2.000 / 12
= 108.623 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 46.553 x 1000000 / 1440000.0 = 32.328 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 108.623 x 1000 / 4050 = 26.820 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 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 = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (32.328 + 32.328) / 32.328

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.557 − 4.6))

= 182.420 MPa

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

= 182.420 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.420 MPa > f_b = 32.328 MPa ---> O.K

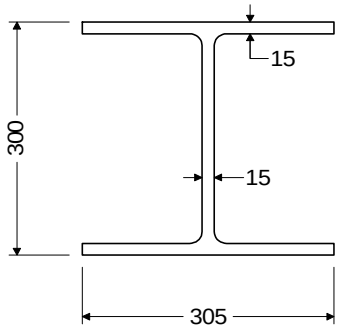
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 26.820 MPa ---> O.K

9.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

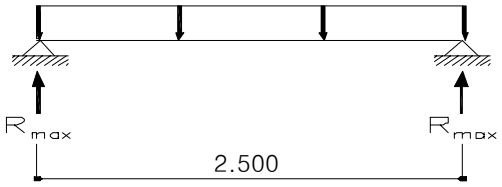
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 145.803 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 4.944 m)

P = 145.803 × 2.50 m / 1 ea = 364.506 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 364.506 / (13 × 2.500)
= 134.587 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 134.587 × 2.500^2 / 8
= 105.146 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 134.587 × 2.500 / 12
= 196.273 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 105.146 x 1000000 / 1440000.0 = 73.018 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 196.273 x 1000 / 4050 = 48.462 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 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 = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (73.018 + 73.018) / 73.018

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.197 − 4.6))

= 176.910 MPa

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

= 176.910 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.910 MPa > f_b = 73.018 MPa ---> O.K

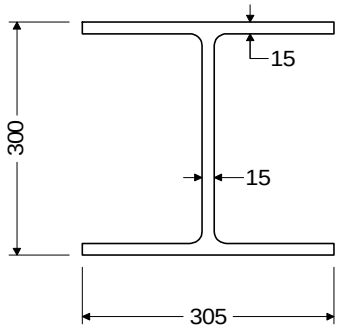
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 48.462 MPa ---> O.K

9.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

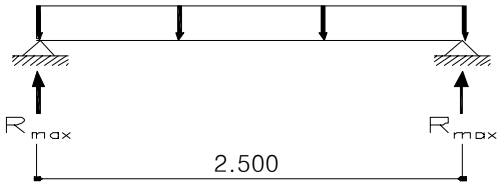
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 220.044 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS20 : PECK)

P = 220.044 × 2.50 m / 1 ea = 550.110 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 550.110 / (13 × 2.500)
= 203.117 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 203.117 × 2.500^2 / 8
= 158.686 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 203.117 × 2.500 / 12
= 296.213 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 158.686 x 1000000 / 1440000.0 = 110.198 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 296.213 x 1000 / 4050 = 73.139 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 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 = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (110.198 + 110.198) / 110.198

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.197 − 4.6))

= 176.910 MPa

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

= 176.910 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.910 MPa > f_b = 110.198 MPa ---> O.K

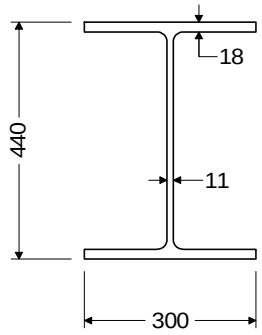
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 73.139 MPa ---> O.K

9.4 강관버팀보-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

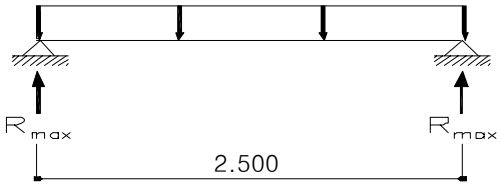
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 464.002 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS20 : PECK)

P = 464.002 × 2.50 m / 1 ea = 1160.006 kN

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 1160.006 / (13 \times 2.500)$
$= 428.310$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 428.310 \times 2.500^2 / 8$
$= 334.617$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 428.310 \times 2.500 / 12$
$= 624.619$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x$ = 334.617 x 1000000 / 2550000.0 = 131.222 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w$ = 624.619 x 1000 / 4444 = 140.553 MPa

라. 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

▶ 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 = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (131.222 + 131.222) / 131.222

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.333 − 4.6))

= 176.450 MPa

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

= 176.450 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.450 MPa > f_b = 131.222 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa < τ = 140.553 MPa ---> N.G

바. 스티프너 단면보강 전단응력 검토

A' = (440.000 − 18.000 x 2) x 14 x 1 = 5656.000 mm^2

A_w' = $A_w + A'$

= ####### mm + 5656.000 mm^2 = ####### mm^2

τ' = S_{max} / A_w' = 624618.660 / 10100.000 = 61.843 MPa

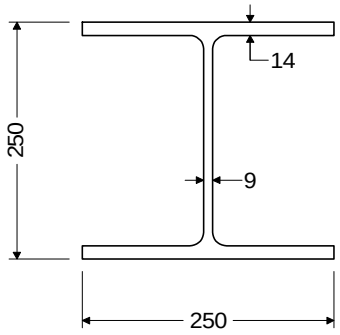
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ' = 61.843 MPa ---> O.K

9.5 앵커1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

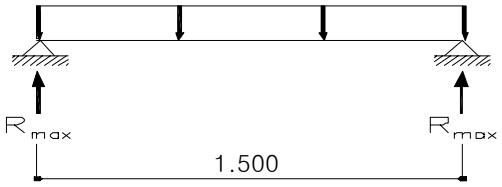
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



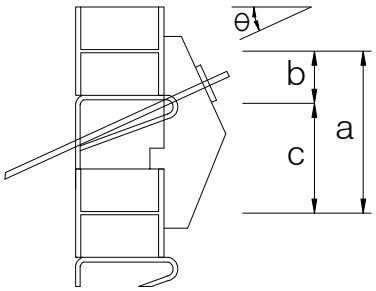
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

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} = 359.205 kN ---> 지보재설계의 JFreq

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

$P = 359.205 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 222.281$ kN

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 222.281 / (13 \times 1.500)$
$= 136.788$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 136.788 \times 1.500^2 / 8$
$= 38.472$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 136.788 \times 1.500 / 12$
$= 119.690$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 38.472 \times 1000000 / 867000.0 = 44.373$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 119.690 \times 1000 / 1998 = 59.905$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (44.373 + 44.373) / 44.373$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 184.294 MPa

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

= 184.294 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 184.294 MPa > f_b = 44.373 MPa ---> O.K

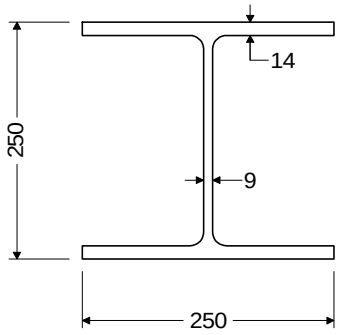
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 59.905 MPa ---> O.K

9.6 앵커2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

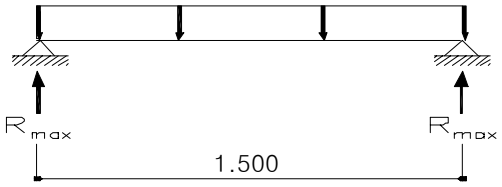
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



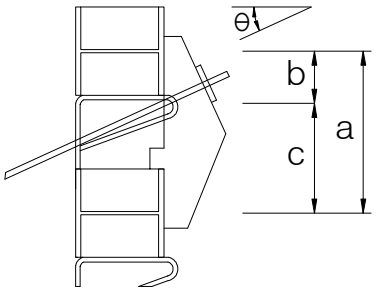
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

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} = 379.353 kN ---> 지보재설계의 JFreq

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

$P = 379.353 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 234.749$ kN

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 234.749 / (13 \times 1.500)$
$= 144.461$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 144.461 \times 1.500^2 / 8$
$= 40.630$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 144.461 \times 1.500 / 12$
$= 126.403$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 40.630 x 1000000 / 867000.0 = 46.862 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 126.403 x 1000 / 1998 = 63.265 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> 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 = (46.862 + 46.862) / 46.862

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 184.294 MPa

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

= 184.294 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 184.294 MPa > f_b = 46.862 MPa ---> O.K

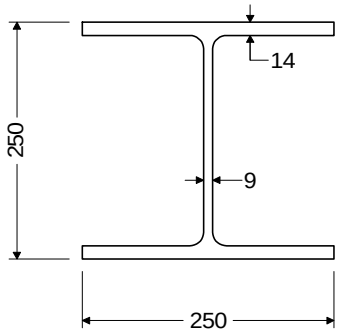
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 63.265 MPa ---> O.K

9.7 앵커3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

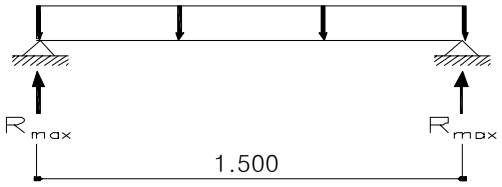
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



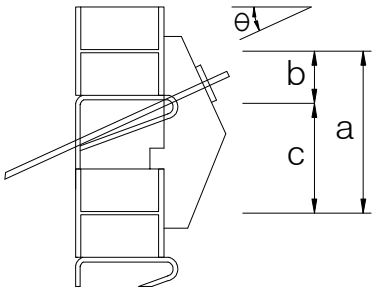
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

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} = 456.431 kN ---> 지보재설계의 JFreq

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

$P = 456.431 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 282.446$ kN

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 282.446 / (13 \times 1.500)$
$= 173.813$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 173.813 \times 1.500^2 / 8$
$= 48.885$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 173.813 \times 1.500 / 12$
$= 152.086$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 48.885 x 1000000 / 867000.0 = 56.384 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 152.086 x 1000 / 1998 = 76.119 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> 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 = (56.384 + 56.384) / 56.384

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 184.294 MPa

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

= 184.294 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 184.294 MPa > f_b = 56.384 MPa ---> O.K

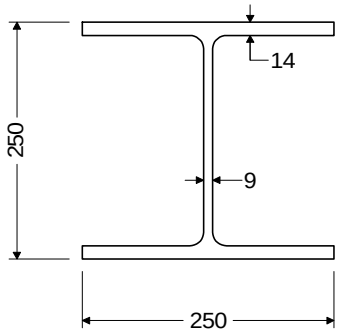
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 76.119 MPa ---> O.K

9.8 앵커4단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

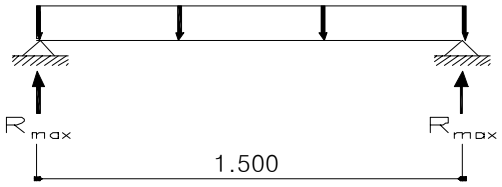
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



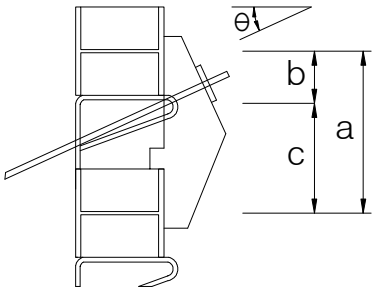
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

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} = 502.310 kN ---> 지보재설계의 JFreq

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

$P = 502.310 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 310.837$ kN

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 310.837 / (13 \times 1.500)$
$= 191.284$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 191.284 \times 1.500^2 / 8$
$= 53.799$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 191.284 \times 1.500 / 12$
$= 167.374$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 53.799 \times 1000000 / 867000.0 = 62.052$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 167.374 \times 1000 / 1998 = 83.771$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (62.052 + 62.052) / 62.052$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 184.294 MPa

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

= 184.294 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 184.294 MPa > f_b = 62.052 MPa ---> O.K

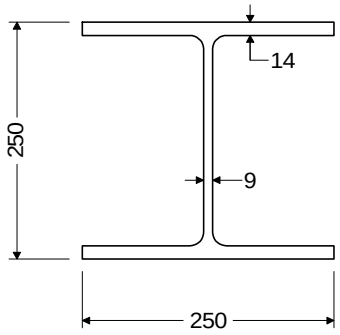
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 83.771 MPa ---> O.K

9.9 앵커5단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

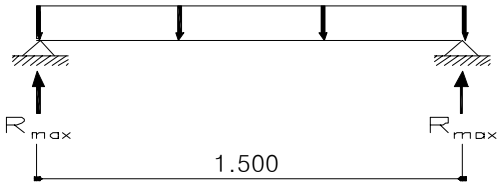
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



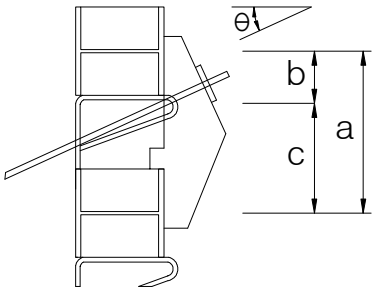
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

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} = 458.202 kN ---> 지보재설계의 JFreq

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

P = 458.202 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 283.542 kN

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
= 12 × 283.542 / (13 × 1.500)
= 174.488 kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
= 174.488 × 1.500^2 / 8
= 49.075 kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
= 7 × 174.488 × 1.500 / 12
= 152.677 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 49.075 x 1000000 / 867000.0 = 56.603 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 152.677 x 1000 / 1998 = 76.415 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> 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 = (56.603 + 56.603) / 56.603

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.000 − 4.6))

= 184.294 MPa

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

= 184.294 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 184.294 MPa > f_b = 56.603 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 76.415 MPa ---> O.K

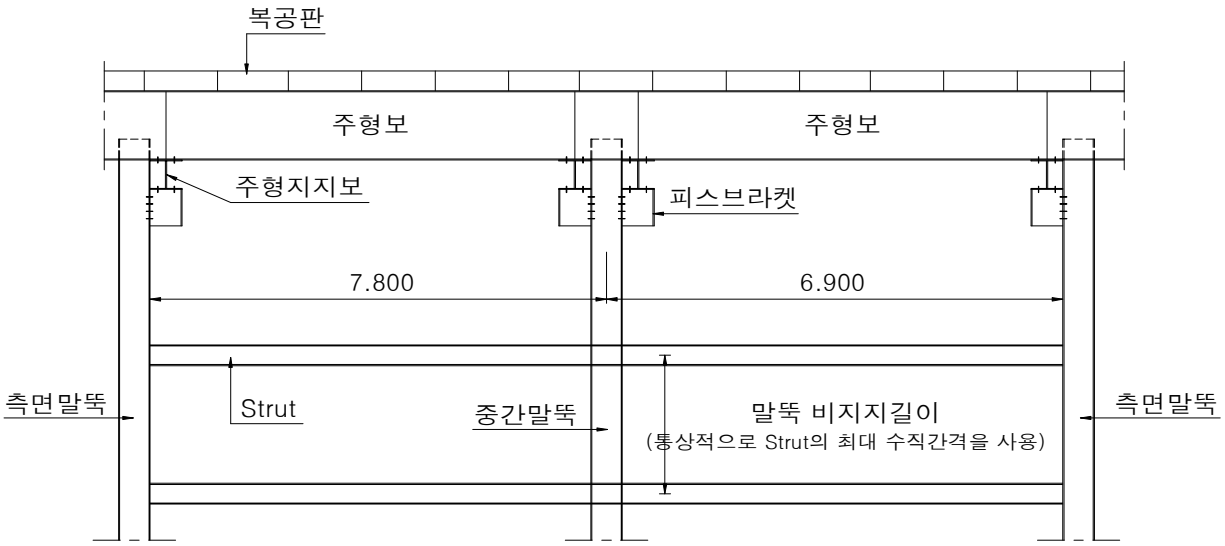
10.중간말뚝 설계

10.1 설계제원

가. 계산지간 : 7.800 + 6.900 = 14.700 m

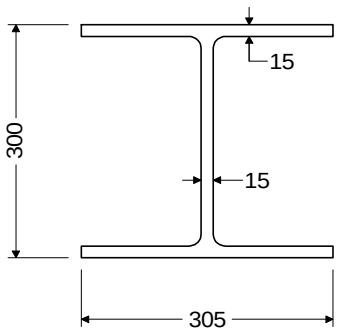
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 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
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



10.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 19.448 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 7.440 kN

(3) 버팀보 자중 = 29.448 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 14.100 kN

ΣP_s = 71.496 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.698 x 7.800) / 2 = 22.220 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.698 x 6.900) / 2 = 19.656 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.900)

= 0.320 > 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

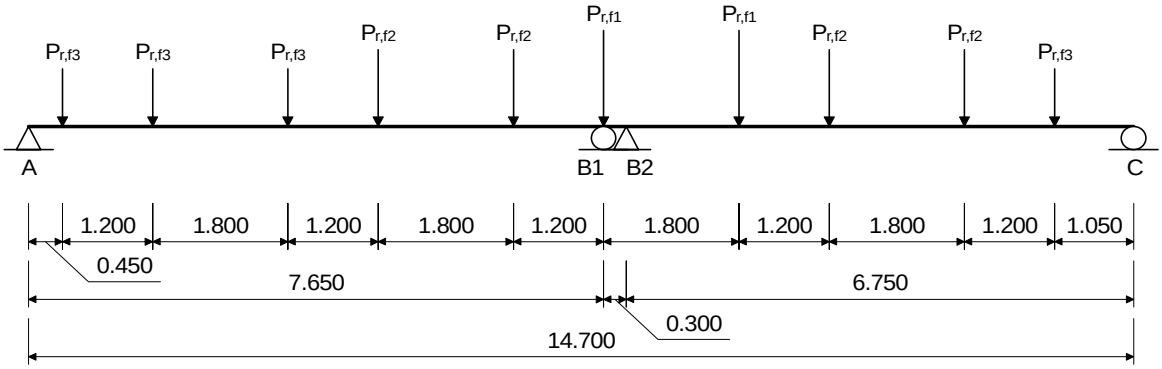
① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

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 3.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 7.650 + 93.600 x 6.450 + 93.600 x 4.650 + 70.200 x 3.450 + 70.200 x 1.650 + 70.200 x 0.450) / 7.650

= 311.541 kN

R_{B2} = (124.800 x 5.250 + 93.600 x 4.050 + 93.600 x 2.250 + 70.200 x 1.050) / 6.750

= 195.347 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 311.541 x 0.90 = 280.387 kN

P_{r2} = 195.347 x 0.90 = 175.812 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 7.650 + 23.400 x 6.450 + 23.400 x 4.650 + 17.550 x 3.450 + 17.550 x 1.650 + 17.550 x 0.450) / 7.650

= 77.885 kN

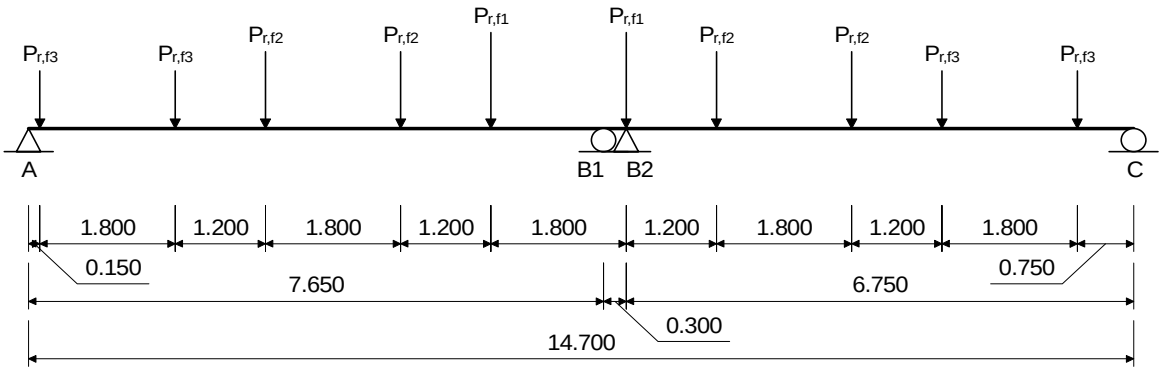
R_{B2} = (31.200 x 5.250 + 23.400 x 4.050 + 23.400 x 2.250 + 17.550 x 1.050) / 6.750

= 48.837 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 77.885 x 0.90 = 70.097 kN

P_{f2} = 48.837 x 0.90 = 43.953 kN

② **2.5** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 6.150 + 93.600 x 4.950 + 93.600 x 3.150 + 70.200 x 1.950 + 70.200 x 0.150) / 7.65

= 218.706 kN

R_{B2} = (124.800 x 6.750 + 93.600 x 5.550 + 93.600 x 3.750 + 70.200 x 2.550 + 70.200 x 0.750) / 6.75

= 288.080 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 218.706 x 1.00 = 218.706 kN

P_{r2} = 288.080 x 1.00 = 288.080 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 6.150 + 23.400 x 4.950 + 23.400 x 3.150 + 17.550 x 1.950 + 17.550 x 0.150) / 7.650

= 54.676 kN

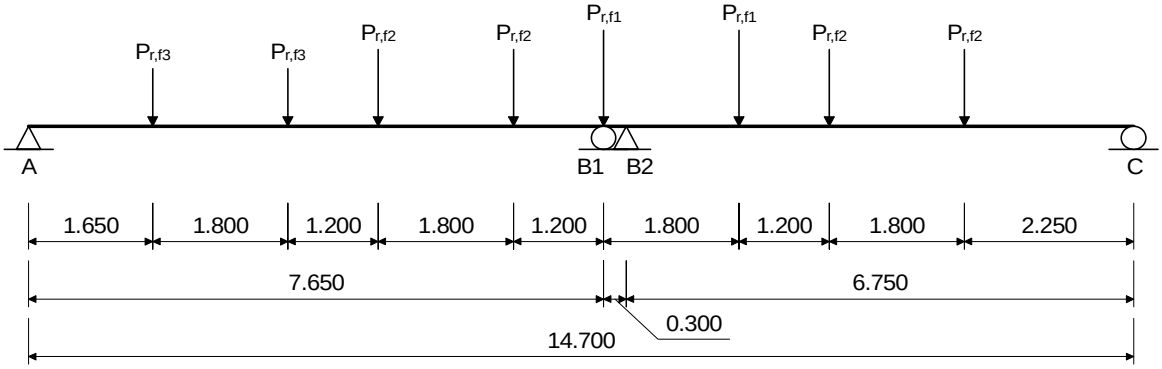
R_{B2} = (31.200 x 6.750 + 23.400 x 5.550 + 23.400 x 3.750 + 17.550 x 2.550 + 17.550 x 0.750) / 6.750

= 72.020 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 54.676 x 1.00 = 54.676 kN

P_{f2} = 72.020 x 1.00 = 72.020 kN

③ **2.0** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 7.650 + 93.600 x 6.450 + 93.600 x 4.650 + 70.200 x 3.450 + 70.200 x 1.650) / 7.65

= 307.412 kN

R_{B2} = (124.800 x 5.250 + 93.600 x 4.050 + 93.600 x 2.250) / 6.750

= 184.427 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 307.412 x 1.00 = 307.412 kN

P_{r2} = 184.427 x 1.00 = 184.427 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 7.650 + 23.400 x 6.450 + 23.400 x 4.650 + 17.550 x 3.450 + 17.550 x 1.650) / 7.650

= 76.853 kN

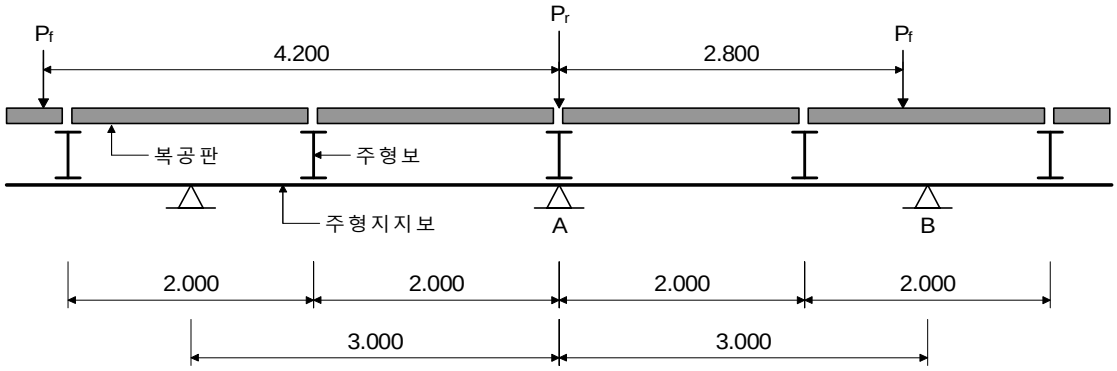
R_{B2} = (31.200 x 5.250 + 23.400 x 4.050 + 23.400 x 2.250) / 6.750

= 46.107 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 76.853 x 1.00 = 76.853 kN

P_{f2} = 46.107 x 1.00 = 46.107 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (307.412 x 3.000 + 76.853 x 0.200) / 3.000

= 312.535 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

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

= 312.535 + 22.220 x 3.00 / 2.00 = 345.866 kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

R_2 = (288.080 x 3.000 + 72.020 x 0.200) / 3.000

= 292.881 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

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

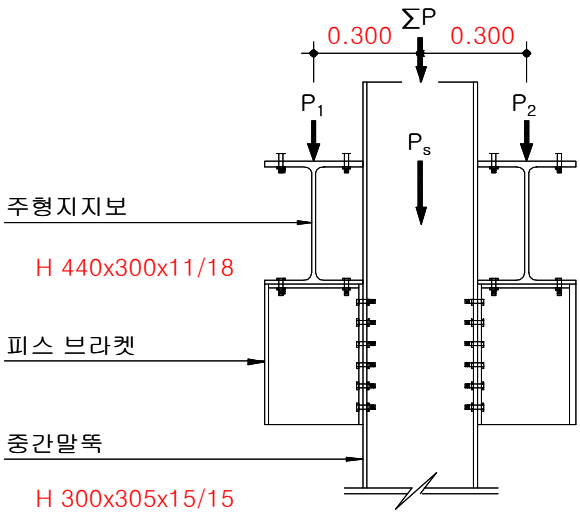
= 292.881 + 19.656 x 3.00 / 2.00 = 322.366 kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P$ = P_1 + P_2 + P_s

= 345.866 + 322.366 + 71.496 = 739.728 kN

10.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , f_c = ∑ P / A = 739.728 x 1000 / 13480 = 54.876 MPa

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 103.760 x 1000000 / 1440000 = 72.055 MPa

여기서, M_{max} = P_1 x e = 345.866 x 0.300 = 103.760 kN·m

나. 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

▶ 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

= 1.985

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (126.931 − −17.179) / 126.931

= 1.135

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 4500 / 126

35.714 ---> 18.6 < Lx/Rx ≤ 92.8 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (35.714 − 18.6))

= 170.054 MPa

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

= 170.054 MPa

L_y / R_y = 4500 / 72.6

61.983 ---> 18.6 < Ly/Ry ≤ 92.8 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (61.983 − 18.6))

= 140.974 MPa

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

= 140.974 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 140.974 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 4500 / 305

= 14.754 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (14.754 − 4.6))

= 154.867 MPa

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

= 154.867 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (35.714)^2

= 1270.080 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 140.974 MPa > f_c = 54.876 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 154.867 MPa > f_b = 72.055 MPa ---> O.K

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

$= \frac{54.876}{140.974} + \frac{72.055}{154.867 \times (1 - (54.876 / 1270.080))}$

= 0.876 < 1.0 ---> O.K

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

$= 54.876 + \frac{72.055}{1 - (54.876 / 1270.080)}$

= 130.185 < f_{cal} = 189.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.876 , 0.689)

= 0.876 < 1.0 ---> O.K

10.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 739.73 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , Q_u = $25 \cdot N \cdot A_p + 0.2 \cdot N_s \cdot U \cdot L_s + 0.5 \cdot N_c \cdot U \cdot L_c$(선굴착 최종경타 공법)

여기서,

N(선단의 N치)	=	20	
N_s(선단까지의 모래층 N치 평균값)	=	20	
N_c(선단까지의 점토층 N치 평균값)	=	0	
L_s(모래층 중의 길이)	=	24.166	m
L_c(점토층 중의 길이)	=	0.000	m
A_p(H-Pile 단면적)	=	0.0915	m^2
U(파일의 둘레길이)	=	1.210	m

= 25 x 20 x 0.0915 + 0.2 x 20 x 1.210 x ###

+ 0.5 x 0 x 1.210 x 0.000

= 162.713 tonf

= 1595.67 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 1595.67 / 2.0

= 797.837 kN

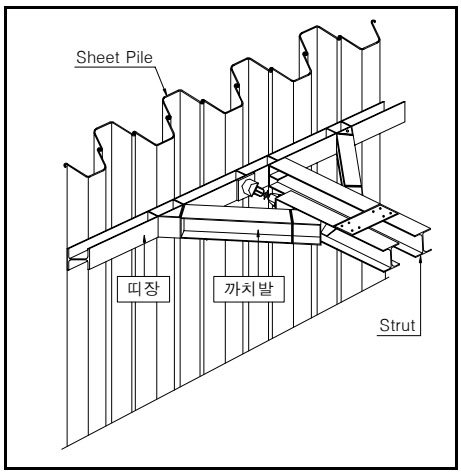
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

11. Sheet 설계

11.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 24.64m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY390(SY40)
Sheet Pile Size	U:SP-IV
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	235.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	125.0
총단면적(A, mm^2)	24250.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	13180.0
$I_x(mm^4)$	386000000.0
$Z_x(mm^3)$	2270000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 351.198 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS17 : 굴착 14.844 m)

= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭

= 351.198 (kN·m/m) × 1.00 m = 351.198 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 336.771 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS20 : PECK)

= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭

= 336.771 (kN/m) × 1.00 m = 336.771 kN

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

P_{max} = 주형보 반력 + 자중 및 작업하중 + 지보재 수직분력

= 172.455 kN/m + 64.208 kN/m + 633.005 kN/m

= 869.668 kN/m

= 단위폭당 최대 연직하중 × 단위폭

= 869.668 (kN/m) × 1.00 m = 869.668 kN

다. 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

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 235.0) × 0.9 = 317.25 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 125.0) × 0.9 = 168.75 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{max}}{A}$$

$$= \frac{351.198 \times 10^{6}}{0.6 \times 2270000.00} + \frac{869.668 \times 10^{3}}{24250.0} = 293.718 \text{ MPa}$$

f_b < f_{ba}' = 317.25 MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{336.771 \times 10^{3}}{13180.00} = 25.552 \text{ MPa}$$

τ < τ_a' = 168.75 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 = 27.2 m, 굴착폭 = 7.8 m, 최대굴착깊이 = 15.644 m, 전모델높이 = 40 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	매립토	5.36	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(모래)	9.23	18.00	19.00	0.00	28.00	6	-	20000.00
3	퇴적층(자갈)	21.17	20.00	21.00	0.00	35.00	50	-	32000.00
4	풍화토	27.09	20.00	21.00	21.00	29.00	35	-	31000.00
5	풍화암	32.50	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
7	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	5	9000.00	12000.00

12.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-IV	SY390(SY40)	24.644	1

12.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.7	2	7.8	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x9	SS400	2.144	2.5	5	50	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x9	SS400	4.444	2.5	5	50	1
4	강관버팀보-3단	P 406.4x9	SS400	6.344	2.5	5	50	1

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	설치각도 [(deg)]	자유장 (강축길이) (m)	초기작용력 (kN)
1	앵커1단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	8.344	1.5	30	18	300
2	앵커2단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	9.844	1.5	30	17	300
3	앵커3단	Strand12.7x6EA	SWPC7B	11.344	1.5	30	16	300
4	앵커4단	Strand12.7x6EA	SWPC7B	12.844	1.5	30	15	300
5	앵커5단	Strand12.7x6EA	SWPC7B	14.344	1.5	30	14	300

12.7 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

12.8 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 10.218 m, 수위차 = 5.426 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	1.20	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	2.64	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	4.94	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	6.84	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	강관버팀보-3단		-	-	-	-	X	X
9	8.84	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	앵커1단		-	-	-	-	X	X
11	10.34	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	앵커2단		-	-	-	-	X	X
13	11.84	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	앵커3단		-	-	-	-	X	X
15	13.34	-	-	-	-	-	-	X	X
16	-	앵커4단		-	-	-	-	X	X
17	14.84	-	-	-	-	-	-	X	X
18	-	앵커5단		-	-	-	-	X	X
19	15.64	-	-	-	-	-	-	X	X
20	-	-	-	-	-	-	경험토압	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 1.2 m	1.20	7.89	1.7	-5.45	4.0	2.25	8.3	-8.17	2.6
CS2 : 생성 주형보	1.20	7.90	1.7	-5.33	4.0	2.25	8.3	-8.16	2.6
CS3 : 굴착 2.644 m	2.64	15.14	3.5	-28.91	0.7	32.02	2.6	-8.45	9.8
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.64	8.99	5.4	-22.18	2.1	18.42	2.6	-8.21	9.8
CS5 : 굴착 4.944 m	4.94	46.20	2.1	-99.60	2.1	79.16	4.9	-57.28	2.1
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.94	39.15	6.3	-86.64	2.1	65.06	4.9	-44.95	2.1
CS7 : 굴착 6.844 m	6.84	70.33	8.8	-130.11	4.4	107.69	6.3	-58.08	10.2
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.84	64.30	8.8	-116.35	4.4	94.33	6.8	-53.70	10.2
CS9 : 굴착 8.844 m	8.84	86.99	9.8	-146.37	6.3	123.52	8.3	-67.61	11.8
CS10 : 생성 앵커1단	8.84	103.98	8.3	-113.34	4.4	87.33	6.8	-49.33	2.1
CS11 : 굴착 10.344 m	10.34	75.54	12.3	-155.28	8.3	128.52	10.2	-78.43	14.3
CS12 : 생성 앵커2단	10.34	118.26	8.3	-118.03	4.4	97.34	6.3	-68.14	9.8
CS13 : 굴착 11.844 m	11.84	90.30	14.3	-180.79	9.8	168.81	11.8	-99.68	16.6
CS14 : 생성 앵커3단	11.84	133.09	8.3	-155.95	11.3	119.81	6.3	-100.97	9.8
CS15 : 굴착 13.344 m	13.34	124.00	8.3	-254.45	11.3	243.50	13.8	-140.90	9.8
CS16 : 생성 앵커4단	13.34	140.51	8.3	-184.61	12.8	126.69	6.3	-121.03	9.8
CS17 : 굴착 14.844 m	14.84	157.32	8.3	-317.72	12.8	351.20	15.2	-213.76	9.8
CS18 : 생성 앵커5단	14.84	150.73	8.3	-210.81	14.3	211.14	16.1	-155.28	9.8
CS19 : 굴착 15.644 m	15.64	164.83	8.3	-300.22	14.3	349.85	16.6	-216.68	11.3
CS20 : PECK	15.64	158.65	9.8	-336.77	6.3	121.81	7.8	-95.27	11.3
TOTAL		164.83	8.3	-336.77	6.3	351.20	15.2	-216.68	11.3

13.1.2 지보재 반력 집계

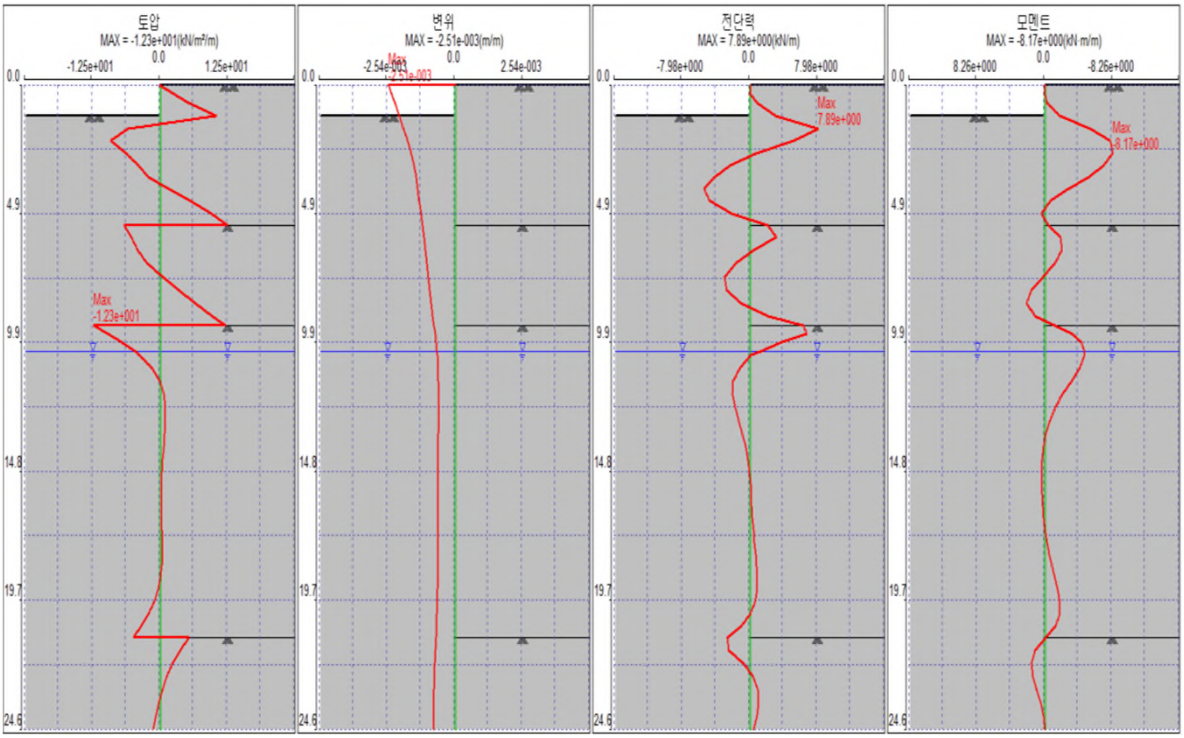
* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단	강관버팀보-3단	앵커1단
		0.7 (m)	2.144 (m)	4.444 (m)	6.344 (m)	8.344 (m)
CS1 : 굴착 1.2 m	1.20	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	1.20	-0.01	-	-	-	-
CS3 : 굴착 2.644 m	2.64	29.68	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.64	17.56	20.00	-	-	-
CS5 : 굴착 4.944 m	4.94	-30.82	145.80	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.94	-22.28	124.30	20.00	-	-
CS7 : 굴착 6.844 m	6.84	-26.05	94.05	153.54	-	-
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.84	-25.50	97.77	135.51	20.00	-
CS9 : 굴착 8.844 m	8.84	-22.22	86.55	99.38	175.46	-
CS10 : 생성 앵커1단	8.84	-25.32	97.60	132.48	19.84	200.00
CS11 : 굴착 10.344 m	10.34	-21.07	86.58	78.29	153.99	214.40
CS12 : 생성 앵커2단	10.34	-25.67	98.92	136.20	0.92	198.90
CS13 : 굴착 11.844 m	11.84	-21.83	90.31	84.21	96.23	212.34
CS14 : 생성 앵커3단	11.84	-26.43	100.98	145.73	-24.65	196.35
CS15 : 굴착 13.344 m	13.34	-23.52	95.45	104.18	28.37	206.82
CS16 : 생성 앵커4단	13.34	-26.67	101.75	148.33	-35.19	195.61
CS17 : 굴착 14.844 m	14.84	-25.26	100.13	126.13	-29.66	200.95
CS18 : 생성 앵커5단	14.84	-26.72	102.34	147.99	-45.59	195.57
CS19 : 굴착 15.644 m	15.64	-26.69	102.99	146.16	-58.51	195.86
CS20 : PECK	15.64	100.86	129.98	220.04	464.00	208.68
TOTAL		100.86	145.80	220.04	464.00	214.40

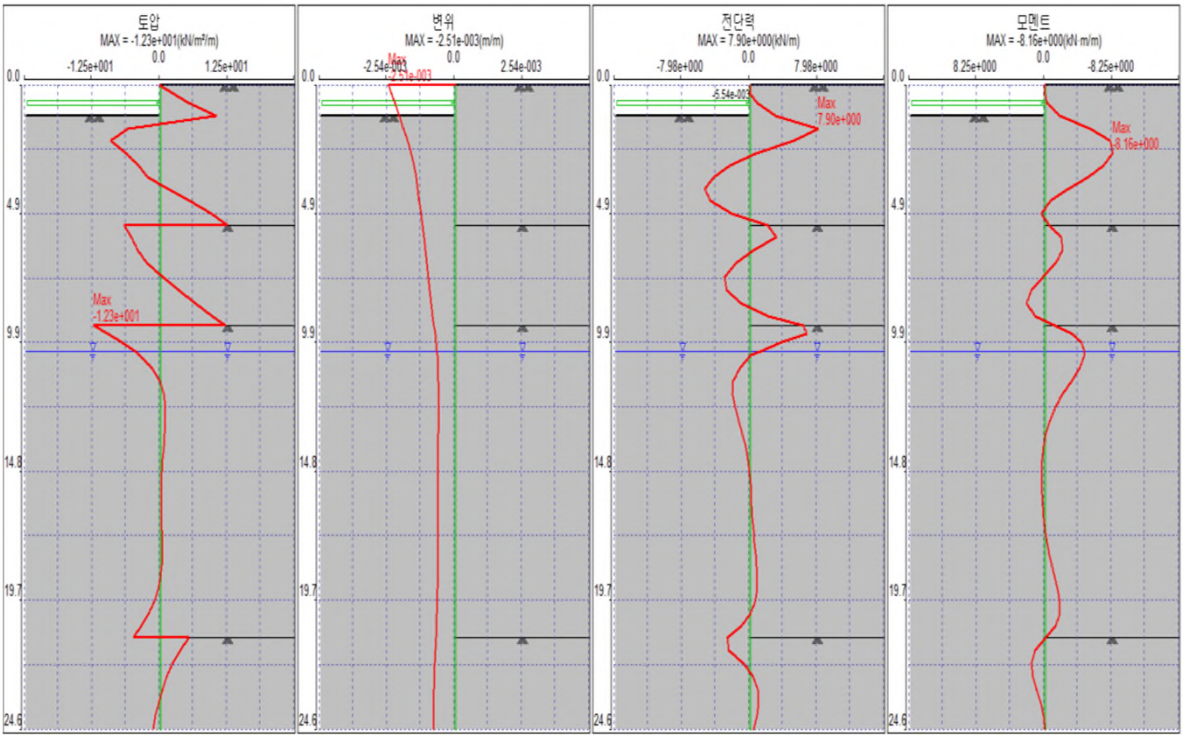
시공단계	굴착 깊이	앵커2단	앵커3단	앵커4단	앵커5단	
		9.844 (m)	11.344 (m)	12.844 (m)	14.344 (m)	
CS1 : 굴착 1.2 m	1.20	-	-	-	-	
CS2 : 생성 주형보	1.20	-	-	-	-	
CS3 : 굴착 2.644 m	2.64	-	-	-	-	
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.64	-	-	-	-	
CS5 : 굴착 4.944 m	4.94	-	-	-	-	
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.94	-	-	-	-	
CS7 : 굴착 6.844 m	6.84	-	-	-	-	
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.84	-	-	-	-	
CS9 : 굴착 8.844 m	8.84	-	-	-	-	
CS10 : 생성 앵커1단	8.84	-	-	-	-	
CS11 : 굴착 10.344 m	10.34	-	-	-	-	
CS12 : 생성 앵커2단	10.34	200.00	-	-	-	
CS13 : 굴착 11.844 m	11.84	227.35	-	-	-	
CS14 : 생성 앵커3단	11.84	195.98	200.00	-	-	
CS15 : 굴착 13.344 m	13.34	220.68	265.13	-	-	
CS16 : 생성 앵커4단	13.34	195.32	201.53	200.12	-	
CS17 : 굴착 14.844 m	14.84	211.32	254.11	294.79	-	
CS18 : 생성 앵커5단	14.84	196.86	210.51	222.42	200.01	
CS19 : 굴착 15.644 m	15.64	199.82	225.27	256.82	264.33	
CS20 : PECK	15.64	203.86	198.28	198.59	207.44	
TOTAL		227.35	265.13	294.79	264.33	

13.2 시공단계별 단면력도

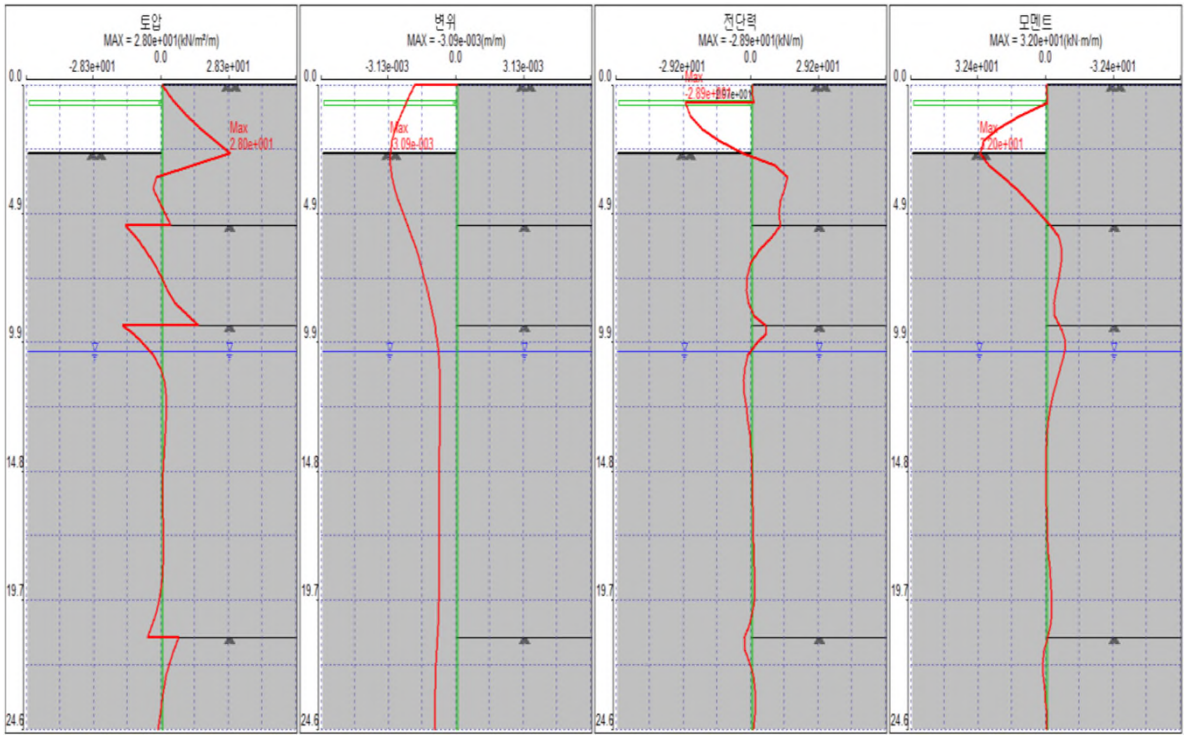
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 1.2 m]



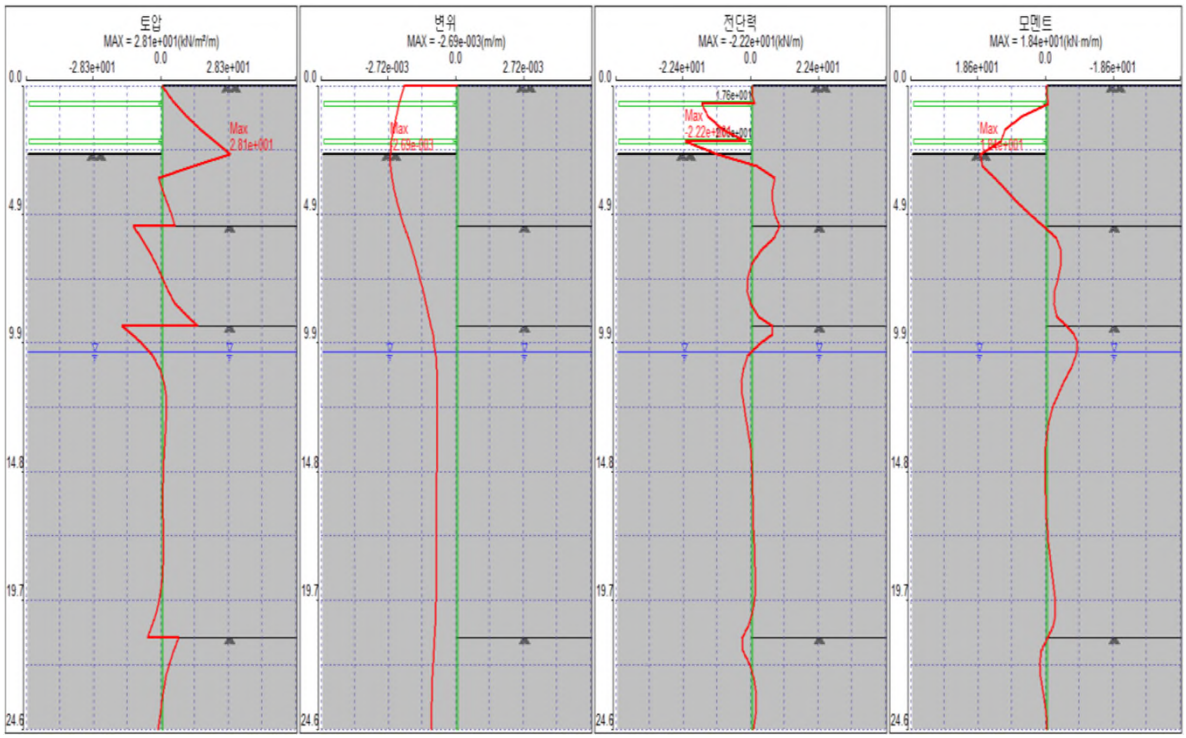
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



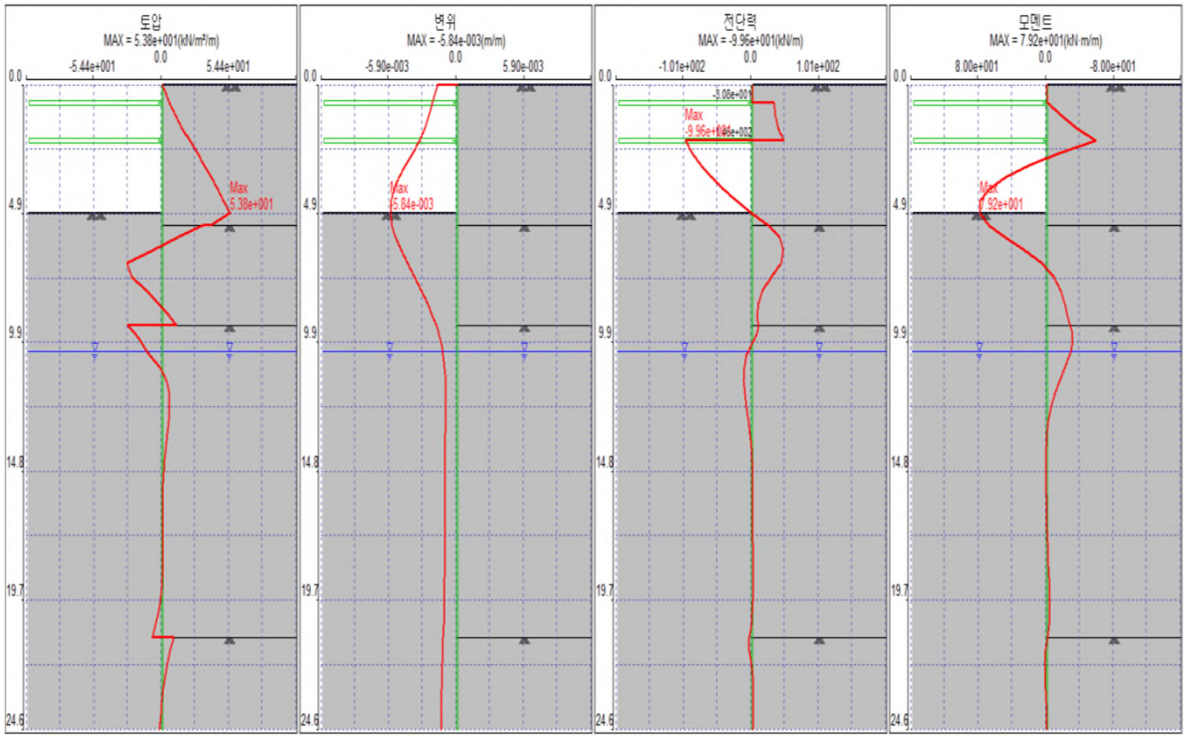
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 2.644 m]



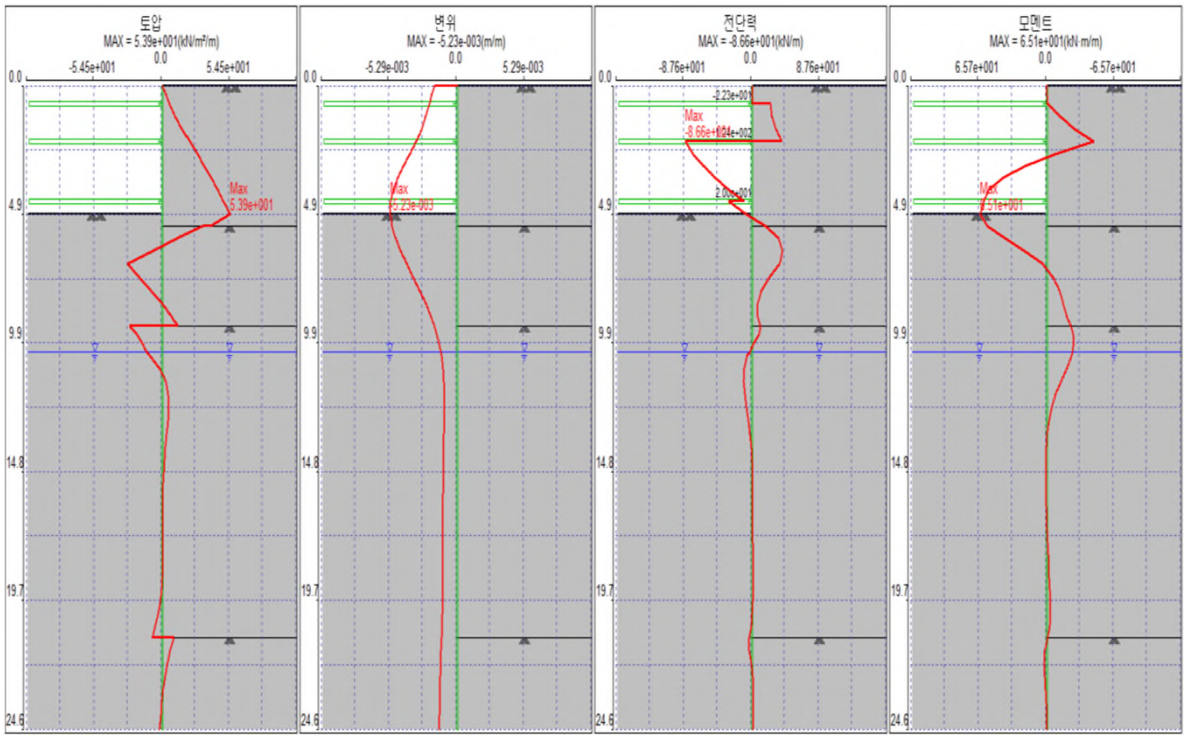
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



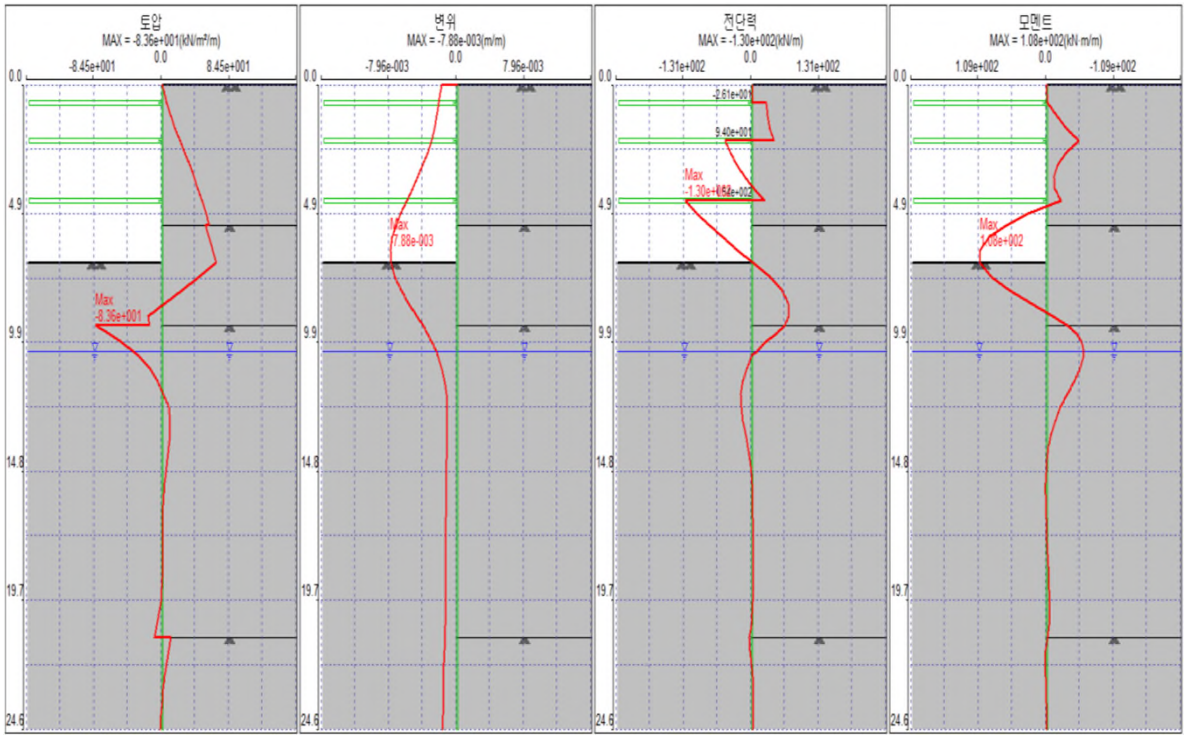
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 4.944 m]



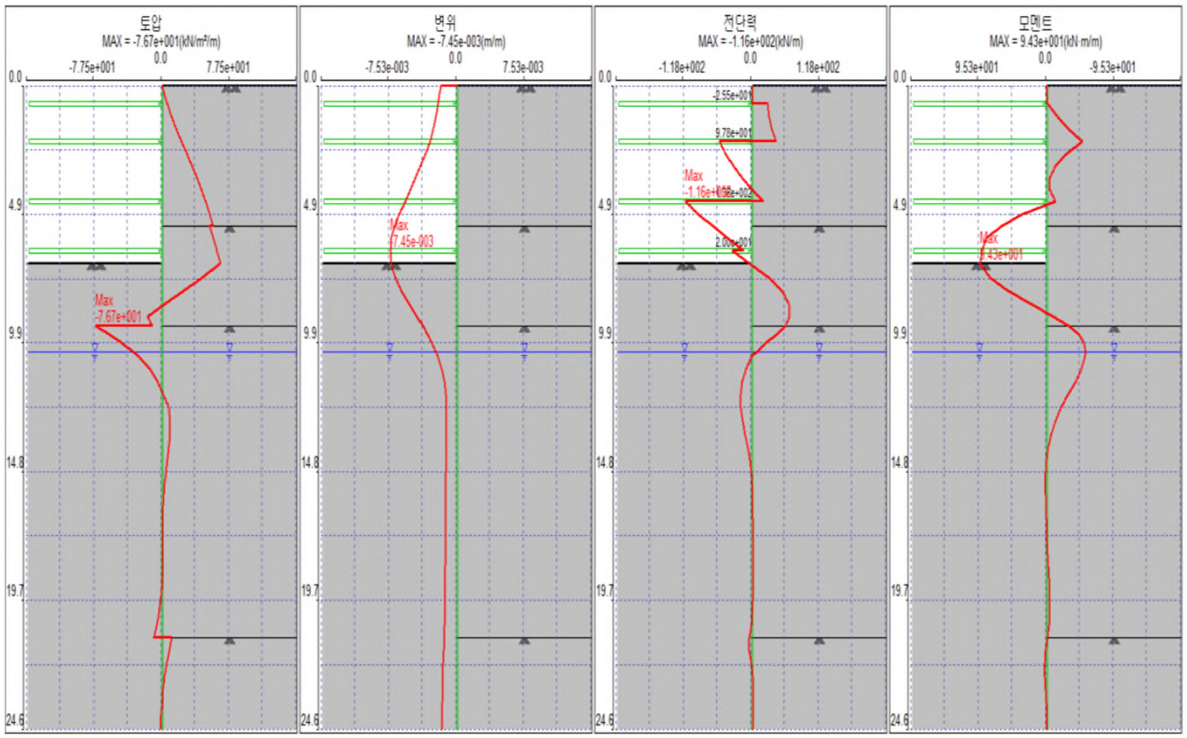
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



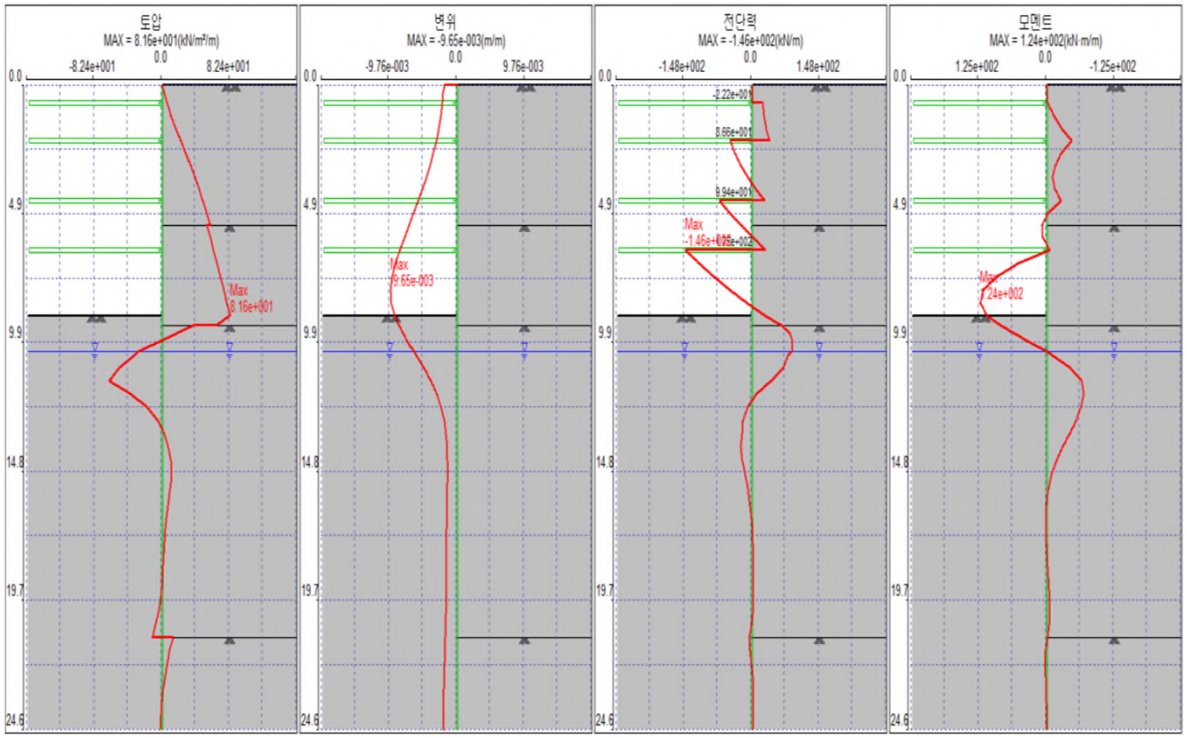
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 6.844 m]



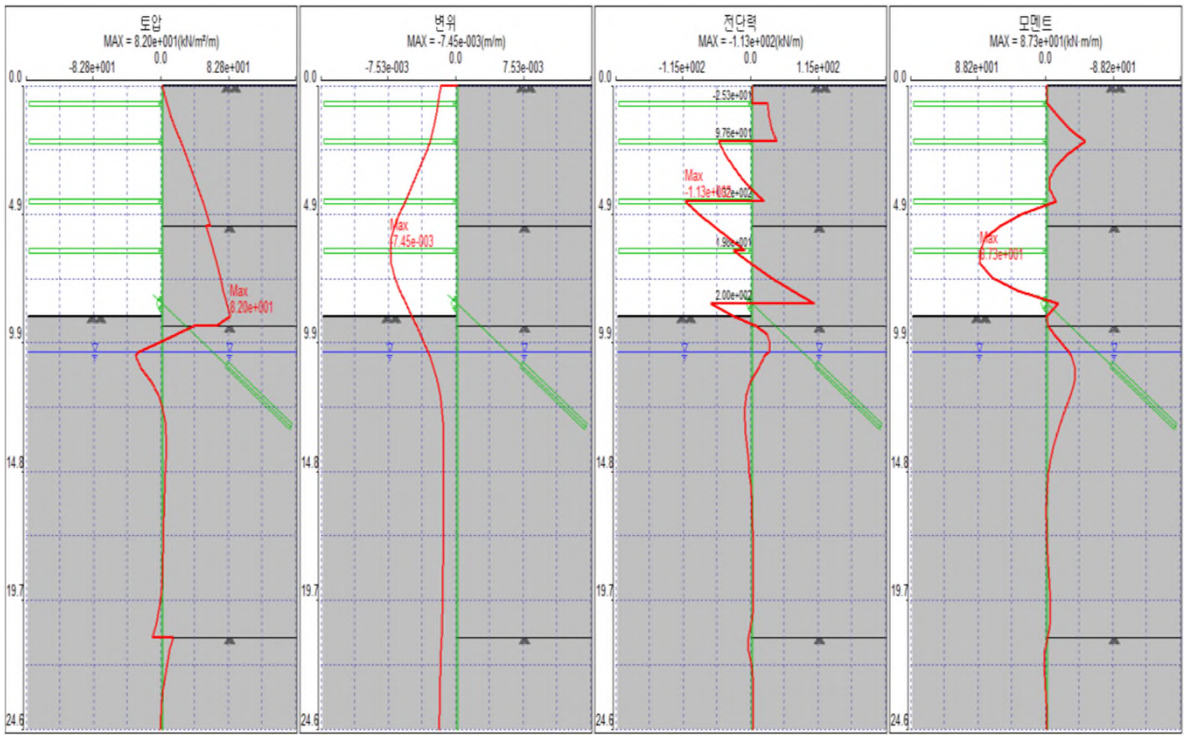
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 강관버팀보-3단]



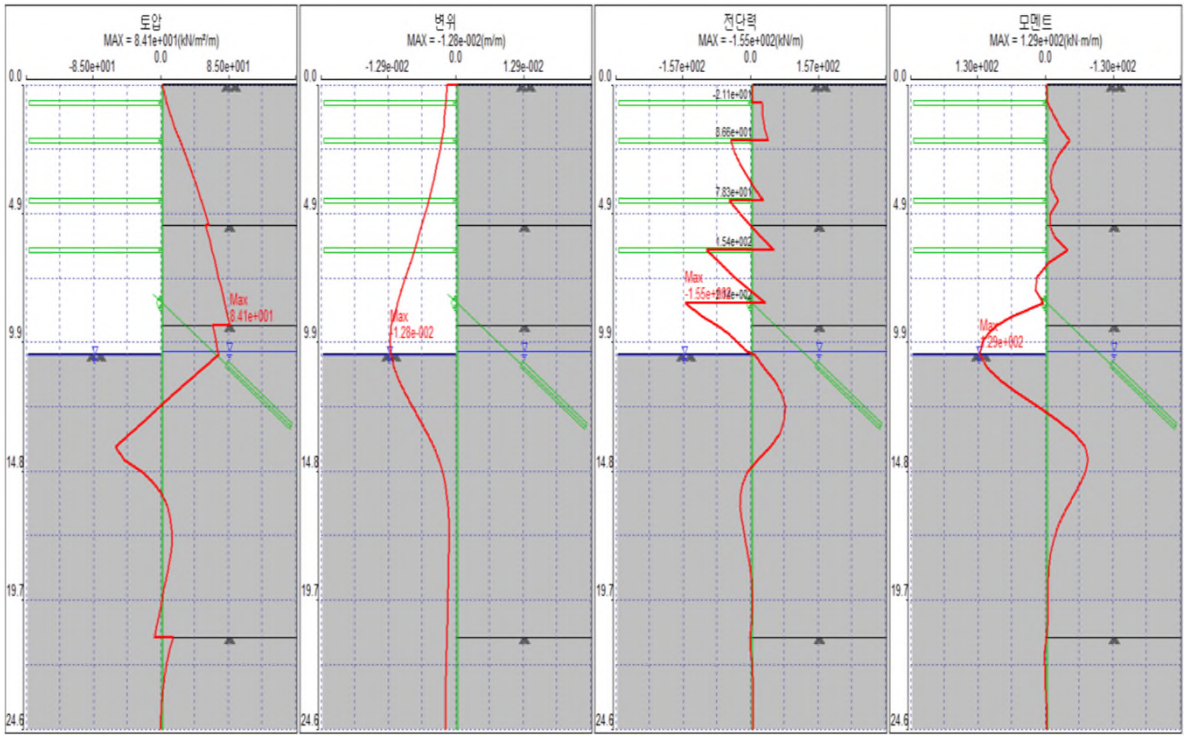
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 8.844 m]



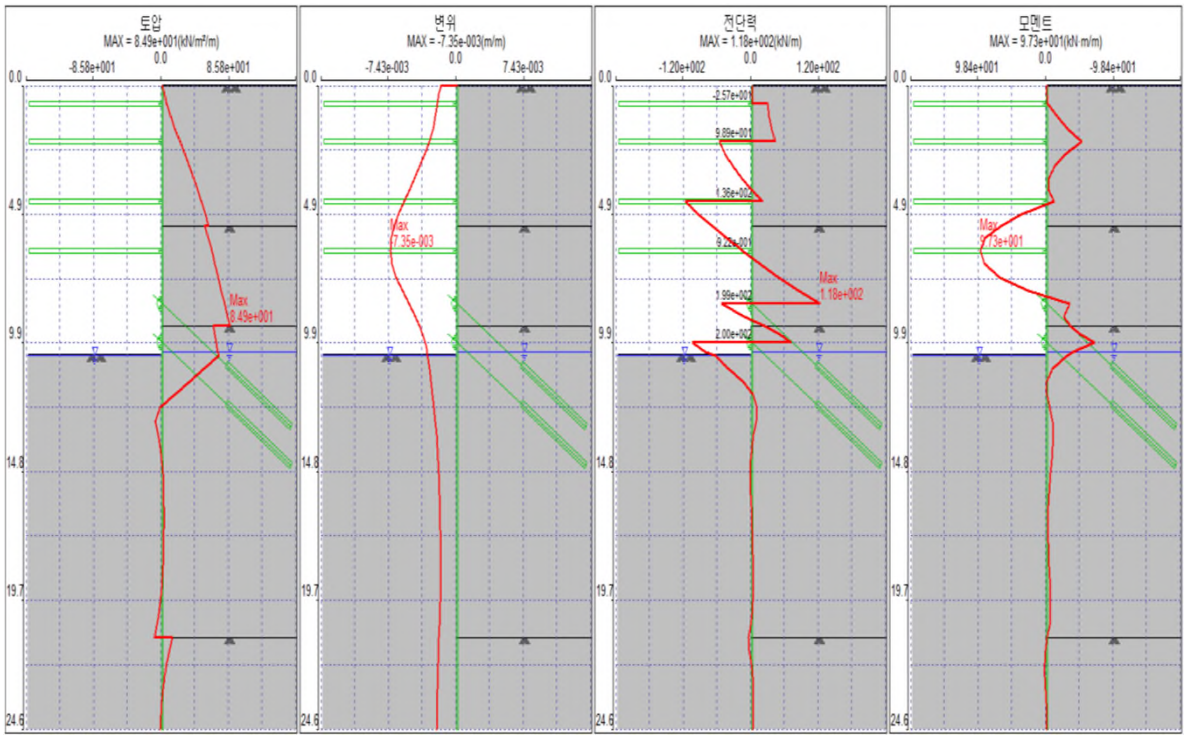
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 앵커1단]



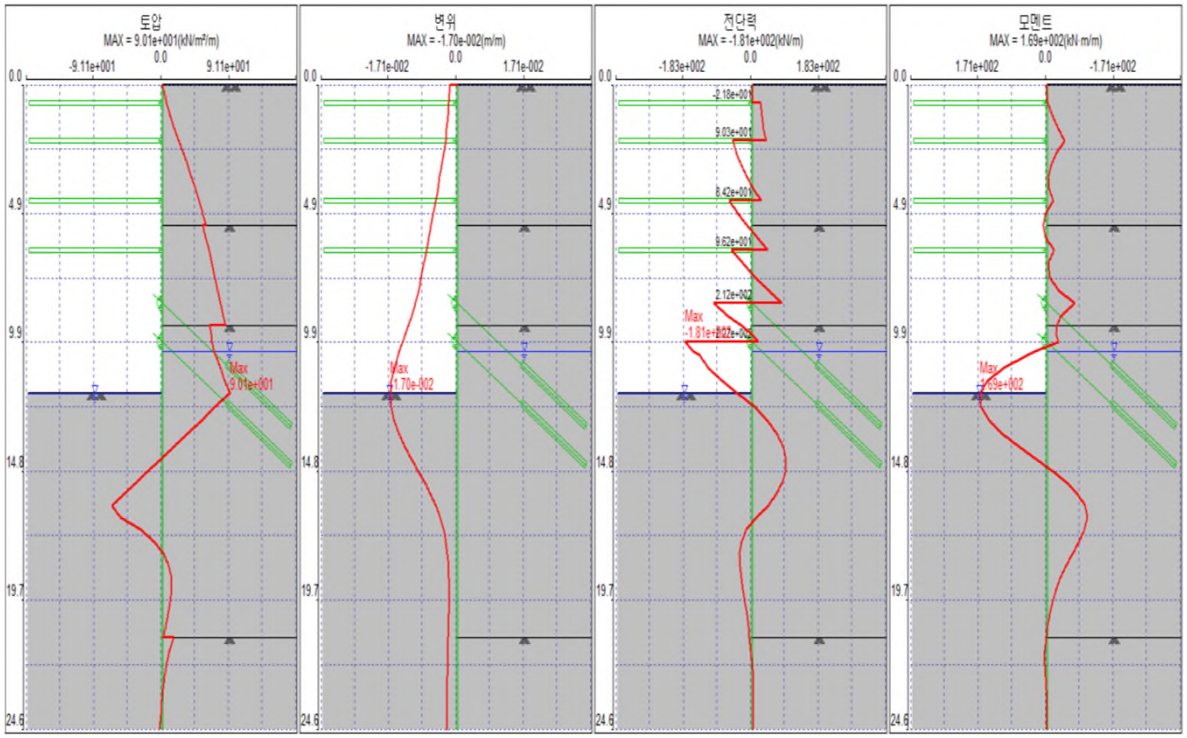
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 10.344 m]



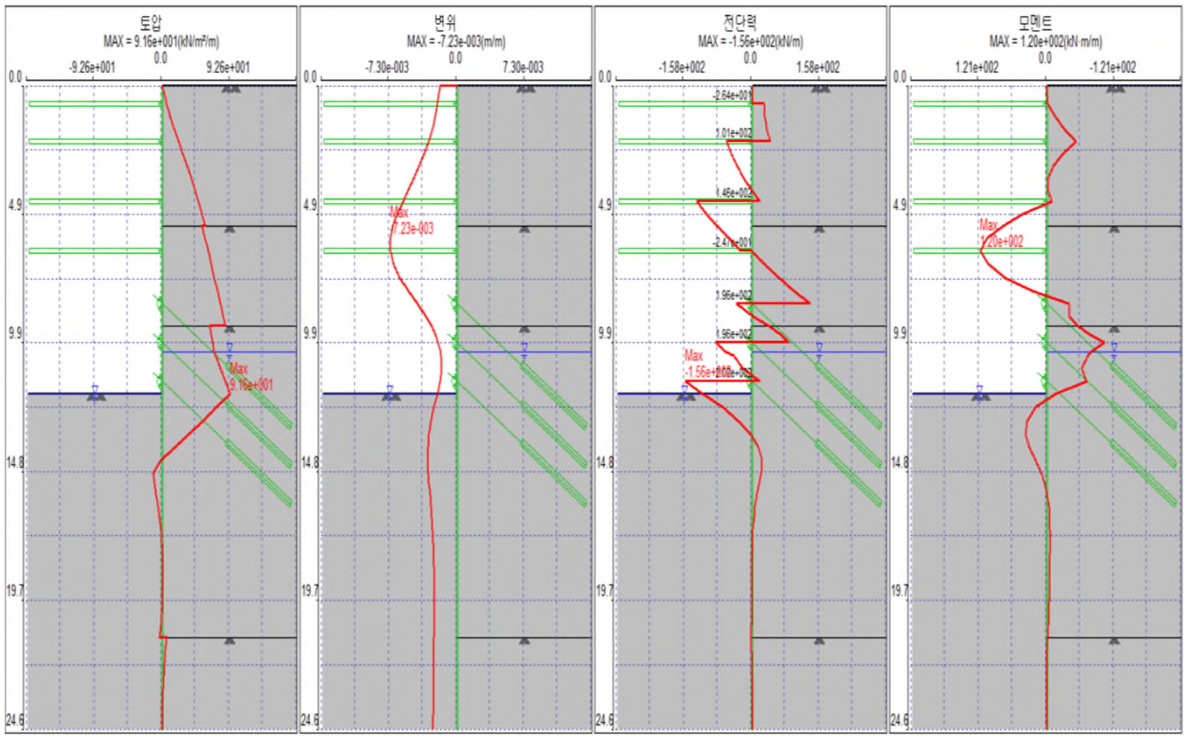
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 앵커2단]



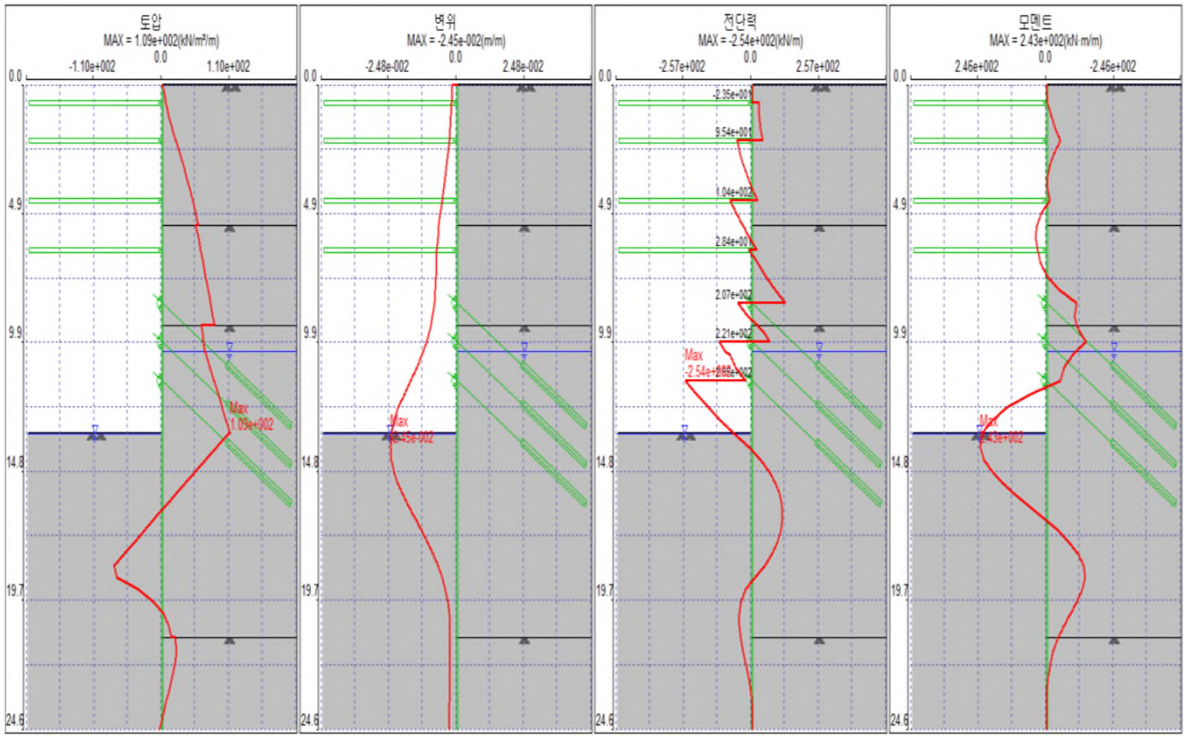
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 11.844 m]



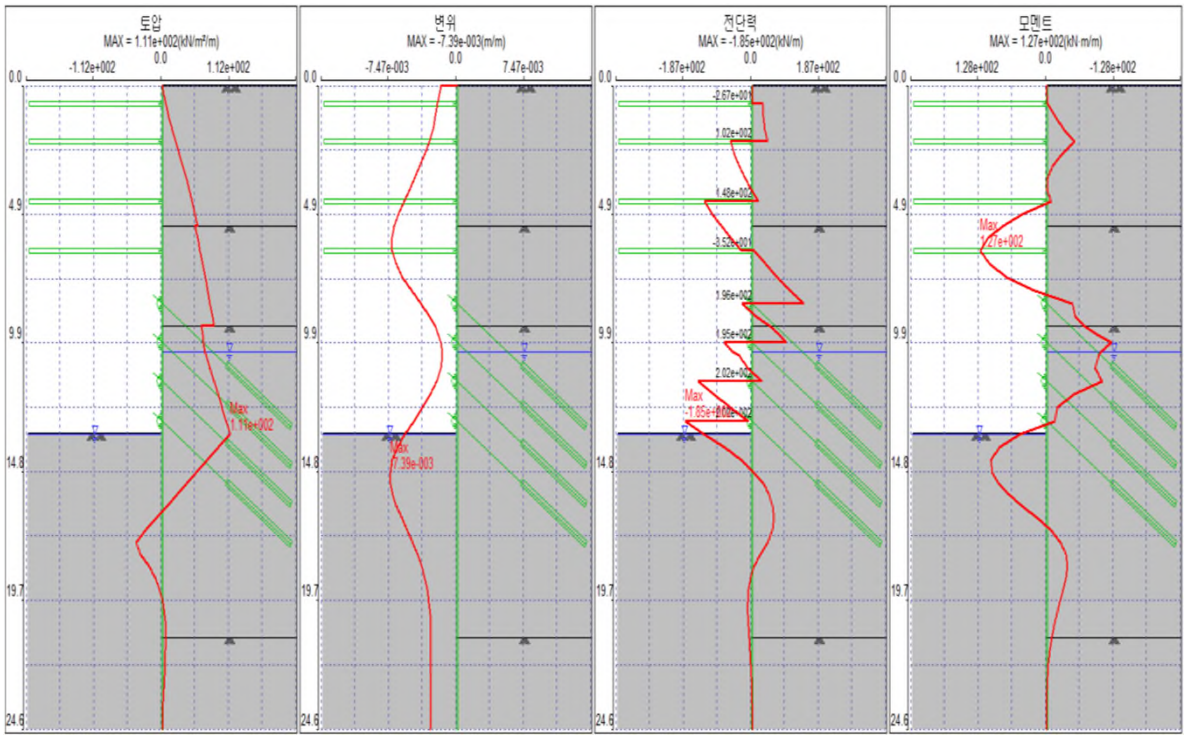
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 앵커3단]



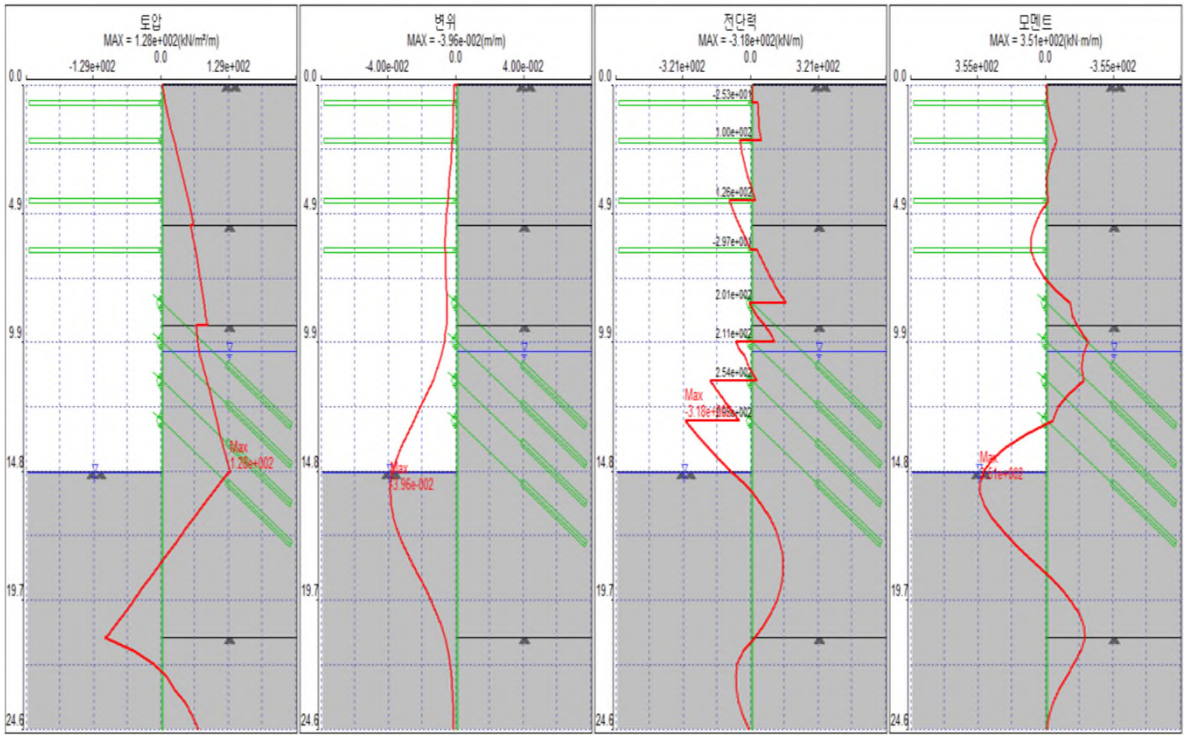
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 13.344 m]



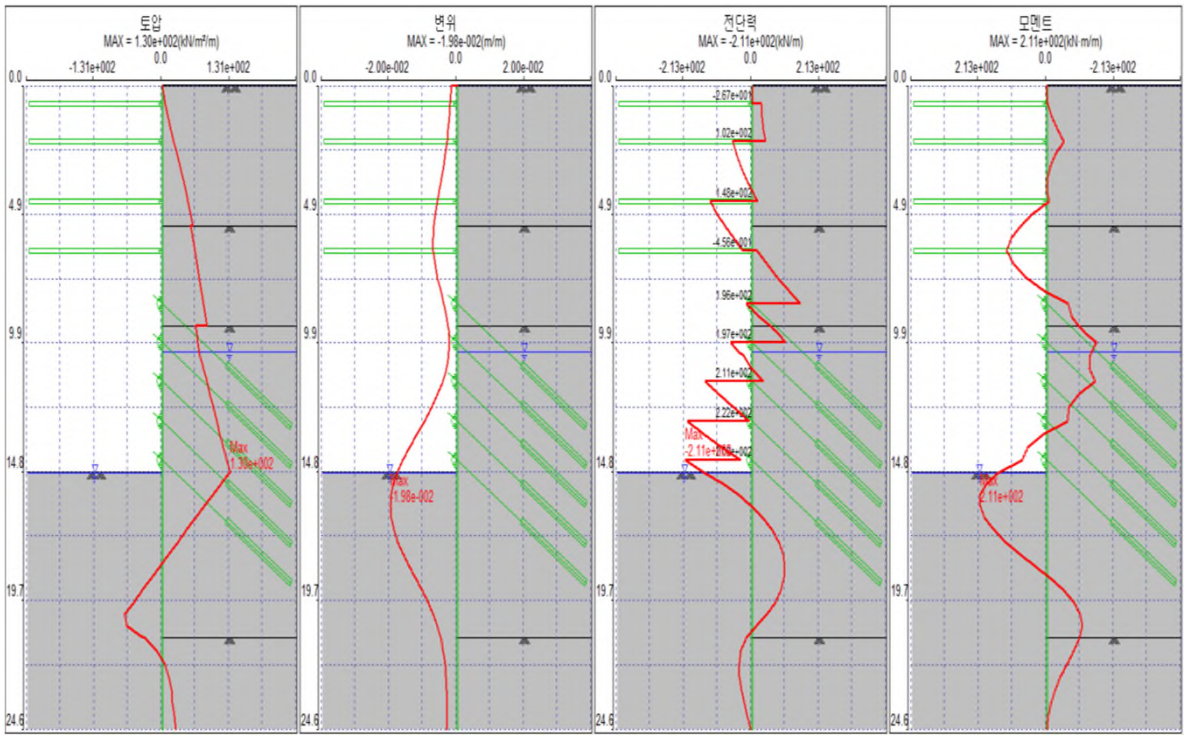
16) 시공 16 단계 [CS16 : 생성 앵커4단]



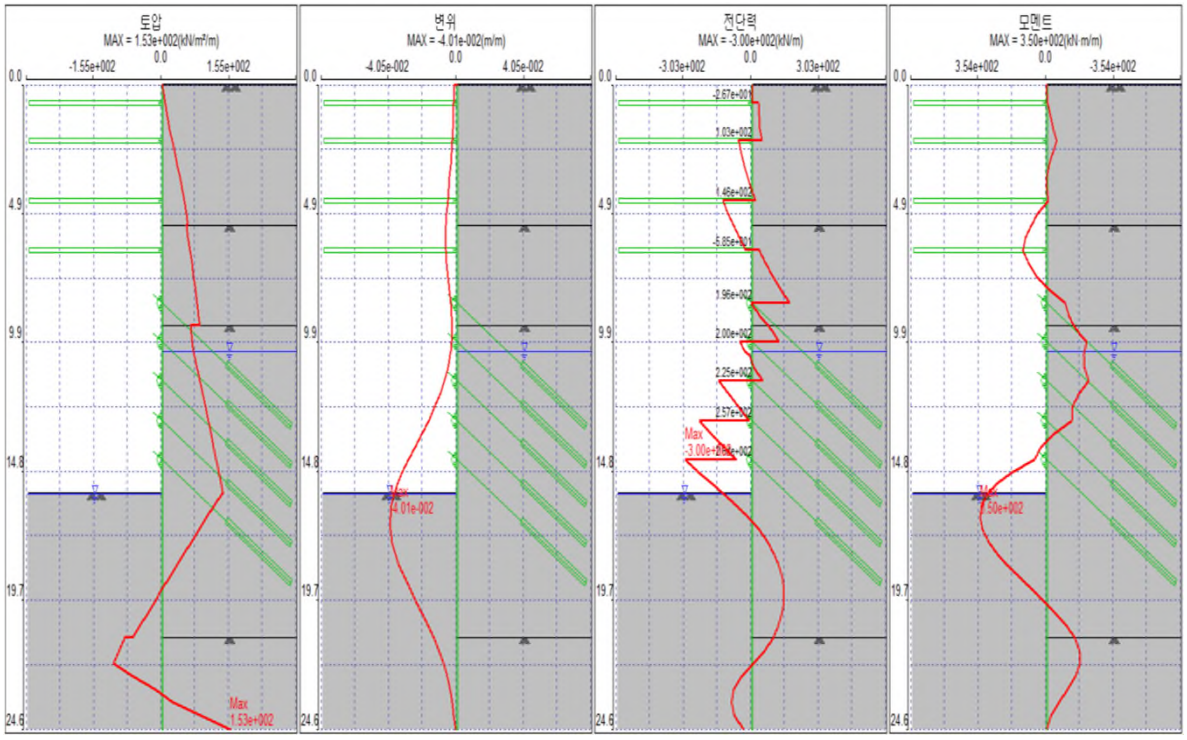
17) 시공 17 단계 [CS17 : 굴착 14.844 m]



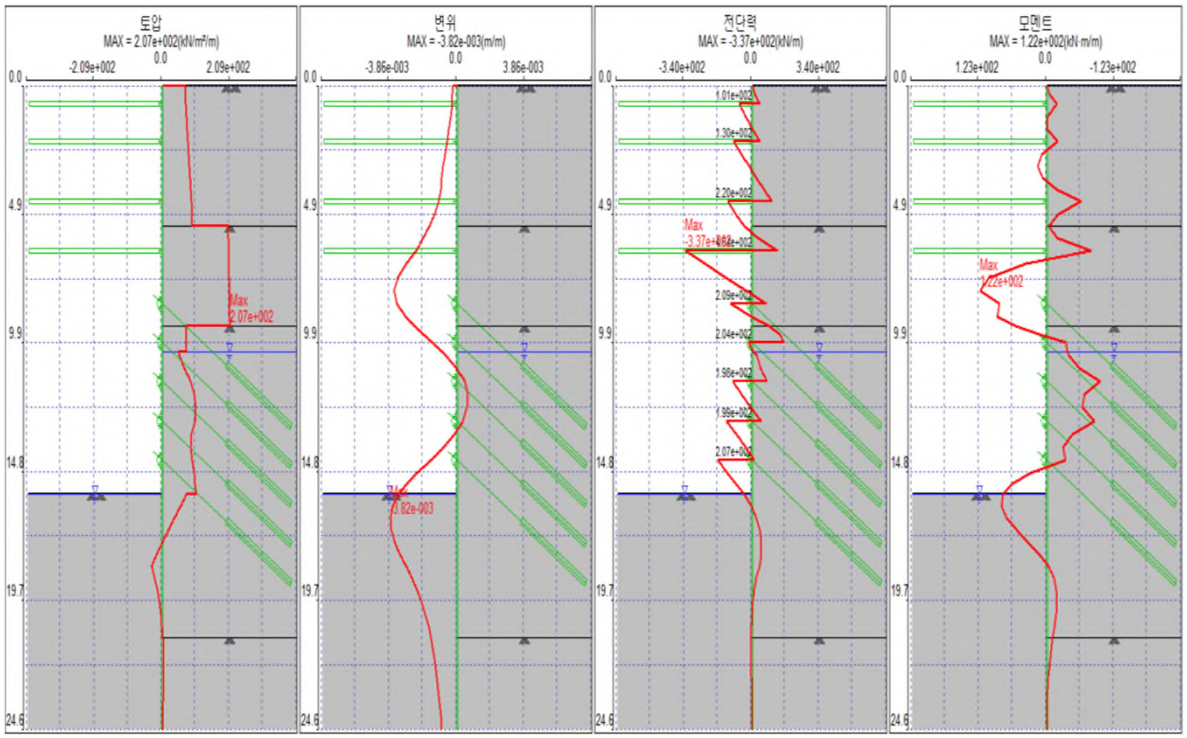
18) 시공 18 단계 [CS18 : 생성 앵커5단]



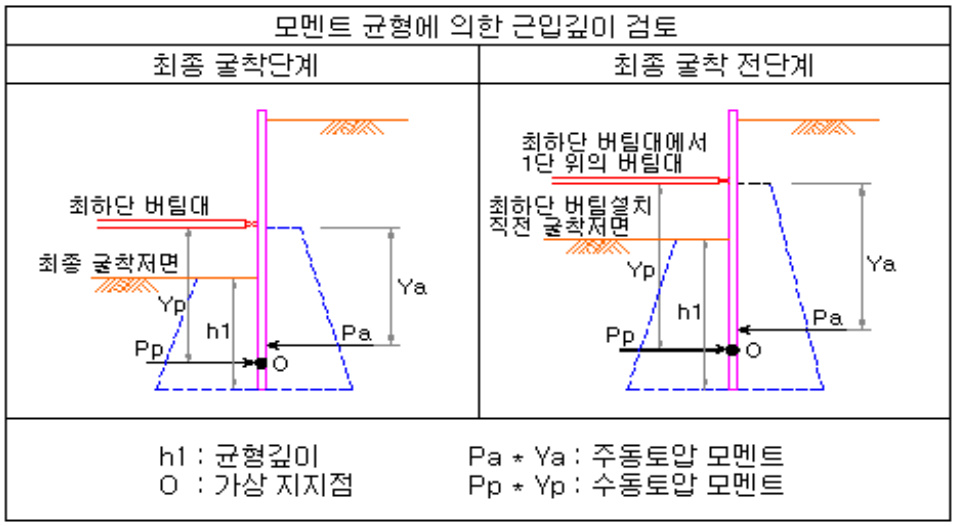
19) 시공 19 단계 [CS19 : 굴착 15.644 m]



20) 시공 20 단계 [CS20 : PECK]



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	6.162	9.000	11506.055	15129.106	1.315	1.200	OK
최종 굴착 전단계	6.142	9.800	14627.470	20689.204	1.414	1.200	OK

13.3.1 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 -14.344 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 173.216 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.664 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1819.051 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 6.262 m

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

Ma = (173.216 x 0.664) + (1819.051 x 6.262) = 11506.055 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2072.473 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 7.3 m

Mp = (Pp x Yp) = (2072.473 x 7.3) = 15129.106 kN · m

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

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 15129.106 / 11506.055 = 1.315

S.F. = 1.315 > 1.2 ... OK

13.3.2. 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 -12.844 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 236.308 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.038 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1928.262 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 7.459 m

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

Ma = (236.308 x 1.038) + (1928.262 x 7.459) = 14627.47 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2428.191 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 8.52 m

Mp = (Pp x Yp) = (2428.191 x 8.52) = 20689.204 kN·m

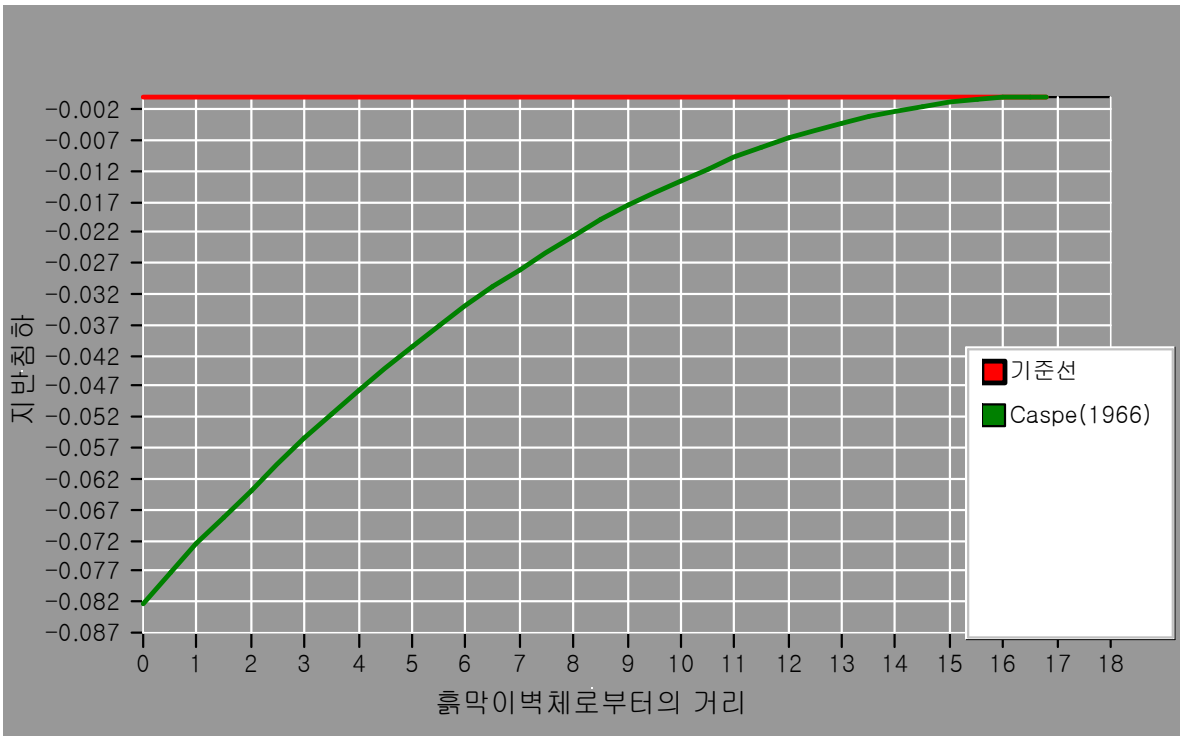
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 20689.204 / 14627.47 = 1.414

S.F. = 1.414 > 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 = -0.345 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 15.6 m, Hw = 15.644 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 30.183 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ /2)

Hp = 0.5 x 15.6 x tan(45 + 30.183/2) = 13.56 m

Ht = Hp + Hw = 13.56 + 15.644 = 29.204 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ /2)

D = 29.204 x tan(45-30.183/2) = 16.799 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.345 / 16.799 = -0.082 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.082 x ((16.799 - Xi) / 16.799)^2

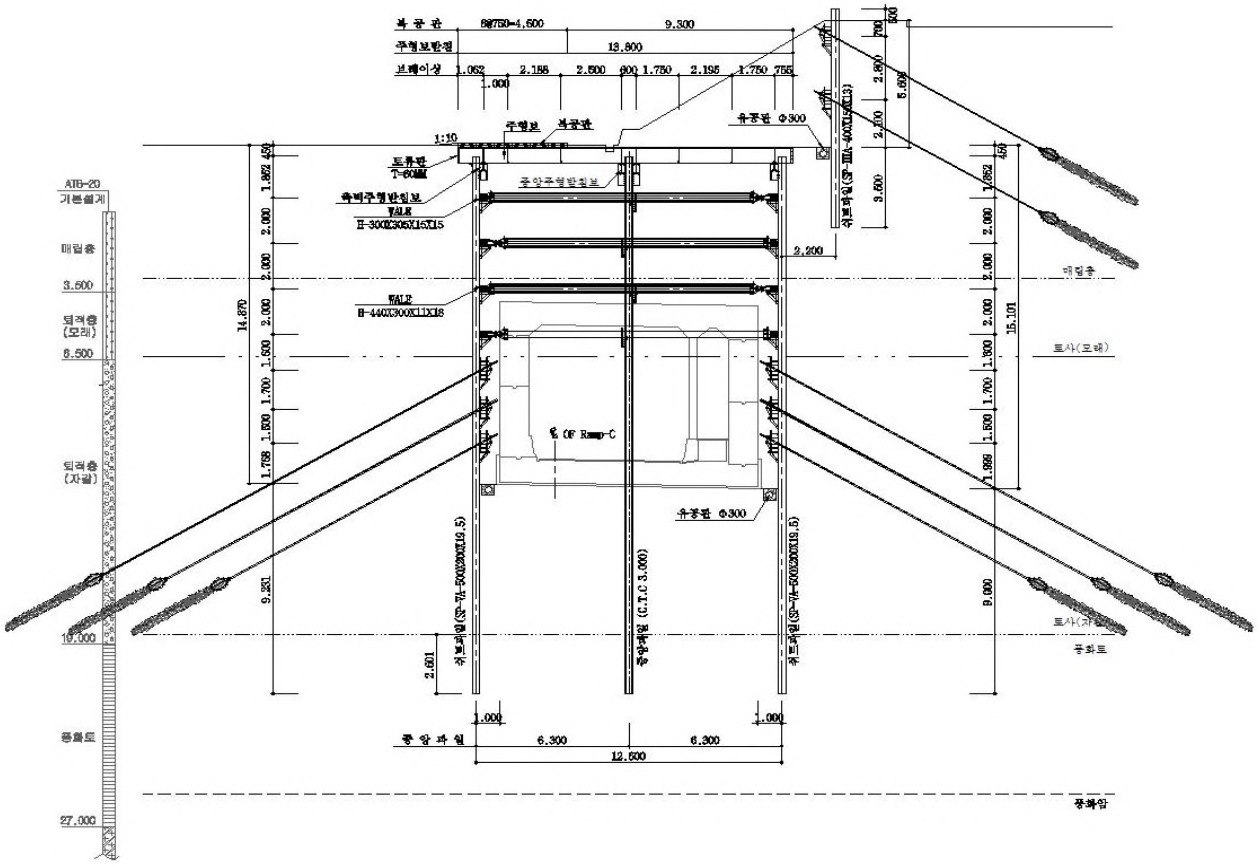
변 경

3. Ramp-C (STA.0+644.000~0+646.250)

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(측벽)
6.2 주형지지보(중앙)
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 (H파일버팀보-4단)
7.6 Earth Anchor 설계 (앵커-5단, 앵커-6단)
7.7 Earth Anchor 설계 (앵커-7단)
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 H파일버팀보-4단 띠장 설계
8.6 앵커-5단 띠장 설계
8.7 앵커-6단 띠장 설계
8.8 앵커-7단 띠장 설계
9.중간말뚝 설계
10. Sheet 설계
10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 24.10m)
11.전산 입력 정보
12.해석결과

1.표준단면


복 공 판
주열보받침
브레이싱
주열보
복공판
유공관 Φ300
토류판
T=60MM
중앙주열받침보
측벽주열받침보
WALE
H-300X305X15X15
WALE
H-440X300X11X18
2.200
유공관 Φ300
중 앙 파 일
6.300
6.300
12.600
1.000
1.000
ATB-20
기본설계
매립층
3.500
퇴적층
(모래)
6.500
퇴적층
(자갈)
19.000
풍화토
27.000
매립층
토사(모래)
풍화암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-B:750x1990x200	-	휨응력	199.674	210.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	12.878	120.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	72.103	176.580	O.K	처짐	O.K
		전단응력	36.298	108.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	107.187	182.334	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	76.222	108.000	O.K		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	91.023	171.180	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	74.246	108.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.45	휨응력	4.307	135.540	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	8.037	106.308	O.K		
		전단응력	1.858	108.000	O.K		
H파일버팀보-4단 H 300x305x15/15	8.30	휨응력	17.227	136.655	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	84.576	113.275	O.K		
		전단응력	3.889	108.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x9	2.30	휨응력	22.716	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	36.373	160.832	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.802	106.692	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x9	4.30	휨응력	22.716	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	42.906	160.832	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.802	106.692	O.K		
강관버팀보-3단 P 406.4x9	6.30	휨응력	22.716	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	45.723	160.832	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.802	106.692	O.K		

부 재	위 치 (m)	Strand 소요개수산정	자유장 산정	정착장 산정
앵커-5단 Strand12.7x4EA	9.90	O.K	O.K	O.K
앵커-6단 Strand12.7x4EA	11.60	O.K	O.K	O.K
앵커-7단 Strand12.7x5EA	13.10	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	0.45	휨응력	11.099	182.334	O.K	
		전단응력	9.208	108.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 300x305x15/15	2.30	휨응력	57.833	177.023	O.K	
		전단응력	38.384	108.000	O.K	
강관버팀보-2단 H 300x305x15/15	4.30	휨응력	72.536	177.023	O.K	
		전단응력	48.142	108.000	O.K	
강관버팀보-3단 H 440x300x11/18	6.30	휨응력	44.542	176.580	O.K	
		전단응력	47.709	108.000	O.K	
H파일버팀보-4단 H 440x300x11/18	8.30	휨응력	115.395	176.580	O.K	WEB보강,14.0mm*2
		전단응력	34.862	108.000	O.K	
앵커-5단 2H 300x300x10/15	9.90	휨응력	25.853	187.380	O.K	
		전단응력	52.089	108.000	O.K	
앵커-6단 2H 250x250x9/14	11.60	휨응력	54.252	184.140	O.K	
		전단응력	73.241	108.000	O.K	
앵커-7단 2H 250x250x9/14	13.10	휨응력	65.279	184.140	O.K	
		전단응력	88.128	108.000	O.K	

2.6 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	64.976	182.334	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	55.644	180.440	O.K	지지력	O.K

2.7 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
흙막이벽(우) I:SP-VA(SY390(SY40)	0.00 ~ 24.10	휨응력	226.642	317.250	O.K	
		전단응력	21.166	168.750	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

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

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.50m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		H 300x305x15/15	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
Earth Anchor	-	Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.50	m
		Strand12.7x5EA	수평간격 :	1.50	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-B:750x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(SS400)	-	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
	H 300x305x15/15(SS400)	2.50m	
버팀보 (강관)	P 406.4x9(SS400)	2.50m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(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	315	390
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 20$ 210	$0 < \ell/r \le 15$ 285	$0 < \ell/r \le 14$ 315	$0 < \ell/r \le 18$ 390
		$20 < \ell/r \le 93$ $210 - 1.3(\ell/r - 20)$	$15 < \ell/r \le 80$ $285 - 2.0(\ell/r - 15)$	$14 < \ell/r \le 76$ $315 - 2.3(\ell/r - 14)$	$18 < \ell/r \le 67$ $390 - 3.3(\ell/r - 18)$
		$93 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$76 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,500+(\ell/r)^2}$	$67 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	210	285	315	390
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.5$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.5$ 315	$\ell/b \le 5.0$ 390
		$4.5 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.6(\ell/b-4.5)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.7(\ell/b-4.0)$	$3.5 < \ell/b \le 27$ $315 - 6.6(\ell/b-3.5)$	$5.0 < \ell/b \le 25$ $390 - 9.9(\ell/b-4.5)$
전단응력 (총단면)		120	165	180	225
지압응력		315	420	465	585
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 210x1.5=315 260x1.5=390	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	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

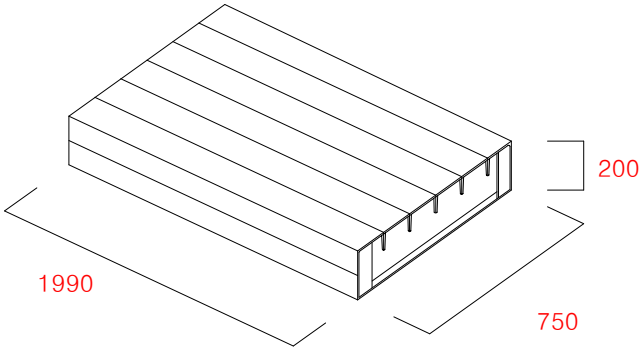
가. midas GeoX V 4.5.0
나. 탄소성법
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64130000
A (mm^2)	13806
Z_x (mm^3)	443000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

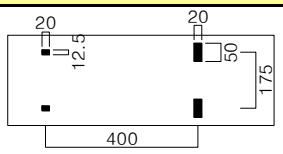
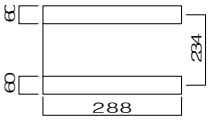
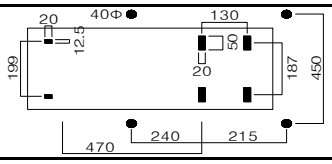
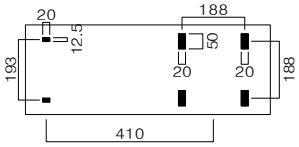
가. 고정하중

w_d = 2.800 × 1 / 1.990

= 1.407 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

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

$$= \frac{1.407 \times \text{###}^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.455 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

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

$$= \frac{1.407 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.800 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.455 × 1000000.000 / 443000 = 199.674 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.800 × 1000.000 / 13806 = 12.878 MPa

4.4 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	×

▶ fba = 1.50 × 140

= 210.000 MPa

▶ $\tau a = 1.50 \times 80$

$= 120.000$ MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 210.000$ MPa > $f_b = 199.674$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 120.000$ MPa > $\tau = 12.878$ MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

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

$$= \frac{5.000 \times 1.407 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 64130000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 64130000}$$

$= 0.0213336 + 2.150$

$= 2.172$ mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

$\delta_a = \text{Min.}(L/400, 5mm)$

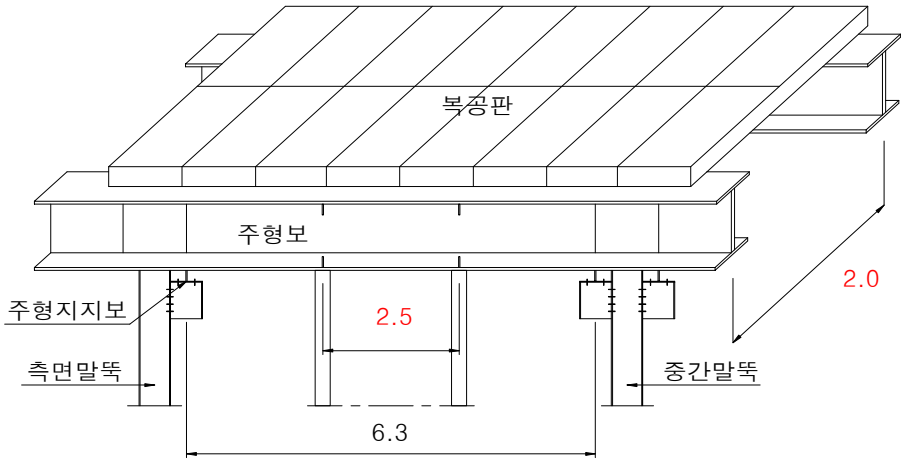
$= \text{Min.}(1990.0 / 400 , 5)$

$= 4.98$ mm > $\delta_l = 2.172$ mm ---> O.K

5.주형보 설계

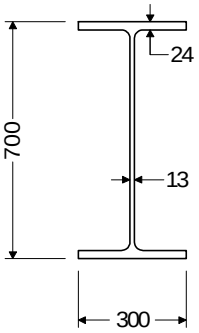
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 6.300 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1814.2
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 = 3.733 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.814 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.698 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.698 \times 6.300 \times 6.300 / 8 = 28.267$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.698 \times 6.300 / 2 = 17.947$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.300)

= 0.324 > 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

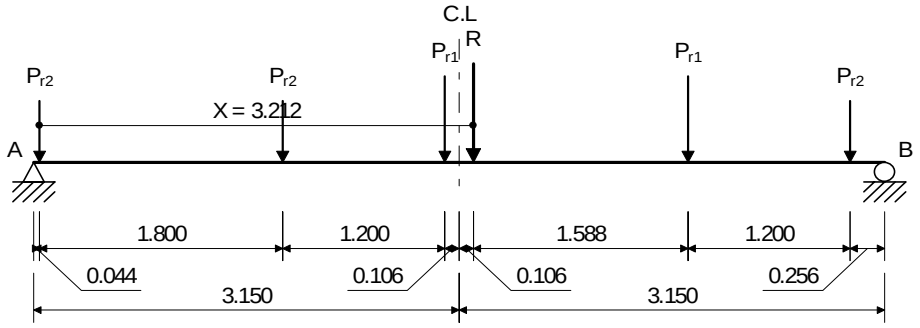
(3) 전륜하중

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

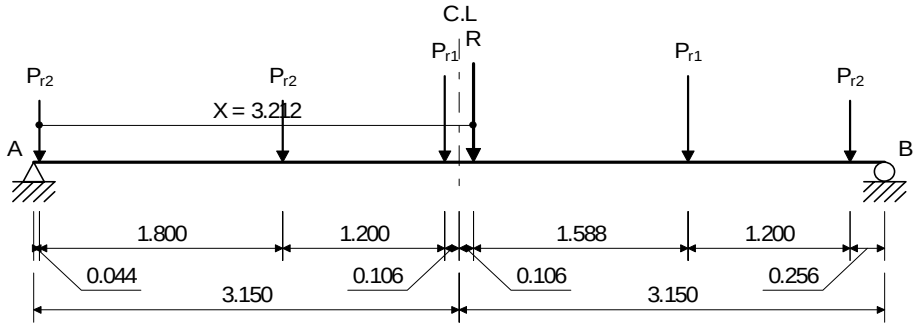
= 530.400 kN

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 6.256 + Pr2 x 4.456 + Pr1 x 3.256 + Pr1 x 1.456 + Pr2 x 0.256) / L

= (93.600 x 6.256 + 93.600 x 4.456 + 124.800 x 3.256 + 124.800 x 1.456 + 93.600 x 0.256) / 6.300

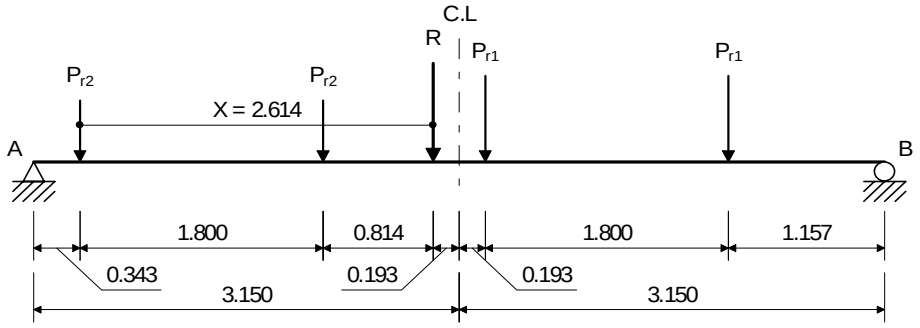
= 256.286 kN

M_l = (Ra x 3.044 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (256.286 x 3.044 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 387.044 kN·m

② 2 차선 재하시 (후륜하중)

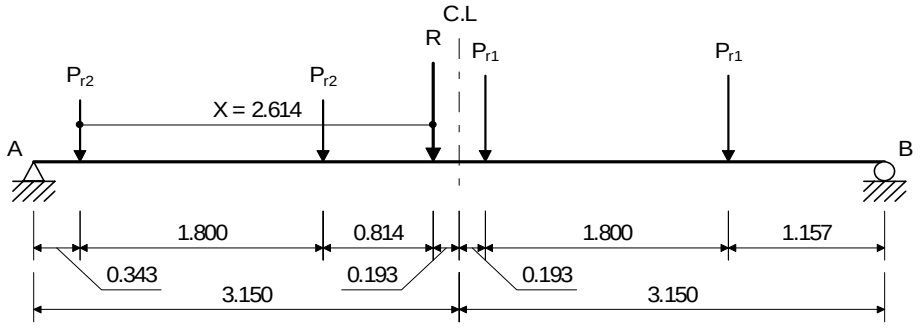


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

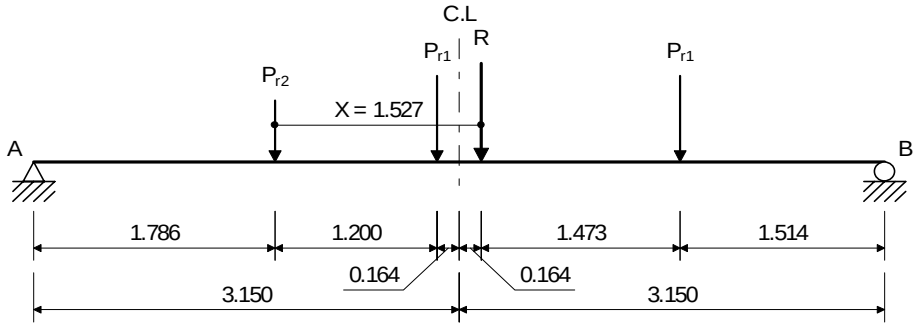
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 5.957 + Pr2 x 4.157 + Pr1 x 2.957 + Pr1 x 1.157) / L
= (93.600 x 5.957 + 93.600 x 4.157 + 124.800 x 2.957 + 124.800 x 1.157) / 6.300
= 231.771 kN

M_l = (Ra x 3.343 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (231.771 x 3.343 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 381.659 kN·m

③ 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

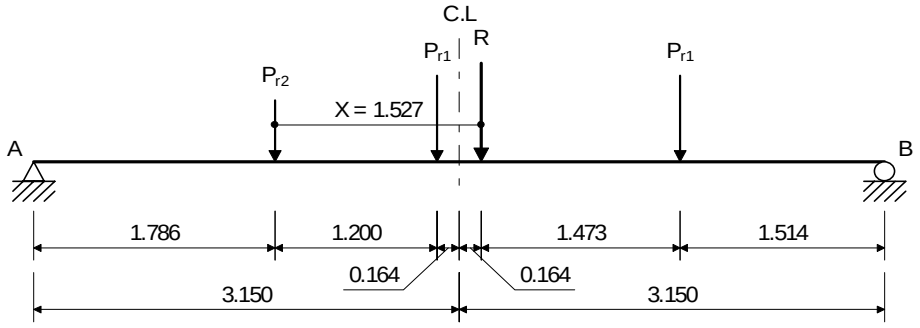


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

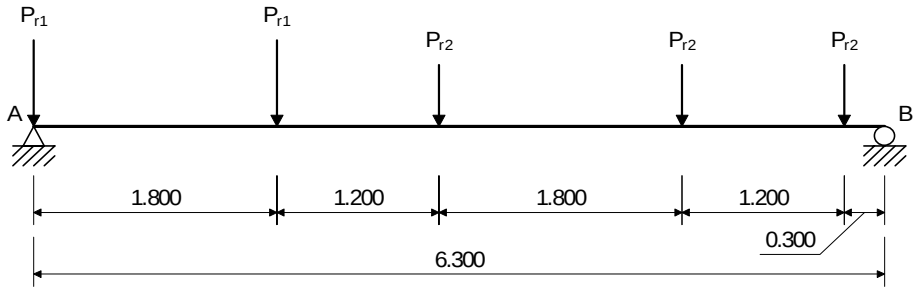


R_a = (Pr2 x 4.514 + Pr1 x 3.314 + Pr1 x 1.514) / L
= (93.600 x 4.514 + 124.800 x 3.314 + 124.800 x 1.514) / 6.300
= 162.686 kN

M_l = (Ra x 2.986 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (162.686 x 2.986 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 373.519 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 6.300 + Pr1 x 4.500 + Pr2 x 3.300 + Pr2 x 1.500 + Pr2 x 0.300) / L

= (124.800 x 6.300 + 124.800 x 4.500 + 93.600 x 3.300 + 93.600 x 1.500 + 93.600 x 0.300) / 6.300

= 289.714 kN

S_l = 289.714 x 1.00 = 289.714 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 28.267 + 387.044 = 415.311 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 17.947 + 289.714 = 307.662 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 415.311 x 1000000 / 5760000.0 = 72.103 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 307.662 x 1000 / 8476 = 36.298 MPa

5.4 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (72.103 + 72.103) / 72.103

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 72.103 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 36.298 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) = 387.044 / 1.300 = 297.726 kN·m

w = 8 x M / L^2 = 8 x 297.726 / (6.30 x 6.30) = 60.010 kN/m

δ_l = 5 x w x L^4 / (384 x E x I_x)

= 5 x 60.010 x 6300.0 ^{4} / (384 x 210000 x 2010000000)

= 2.916 mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (6300.0 / 400 , 25)

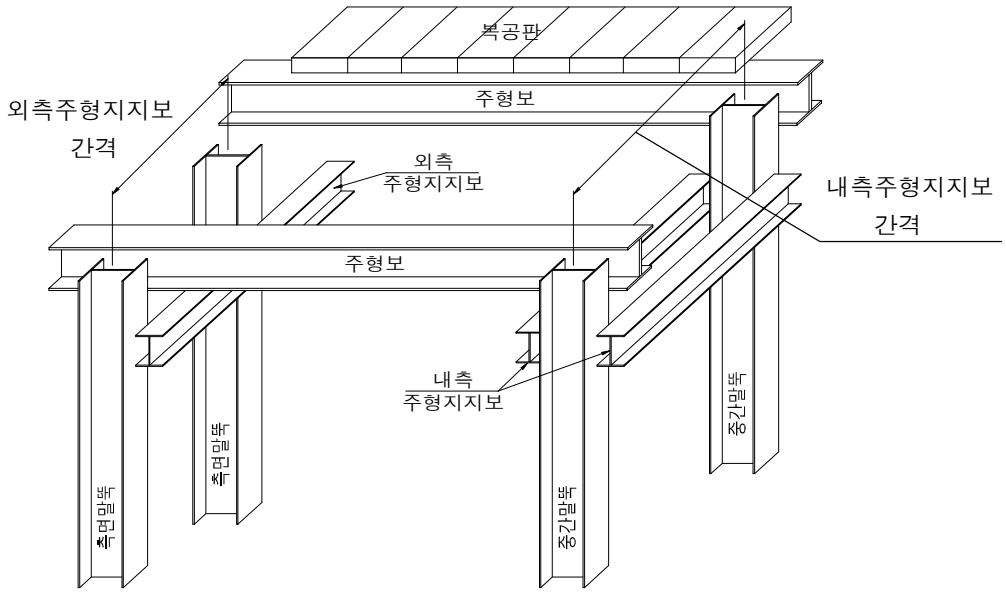
= 15.750 mm > δ_l = 2.916 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(측벽)

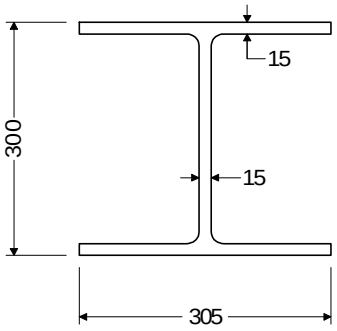
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 2.00 m

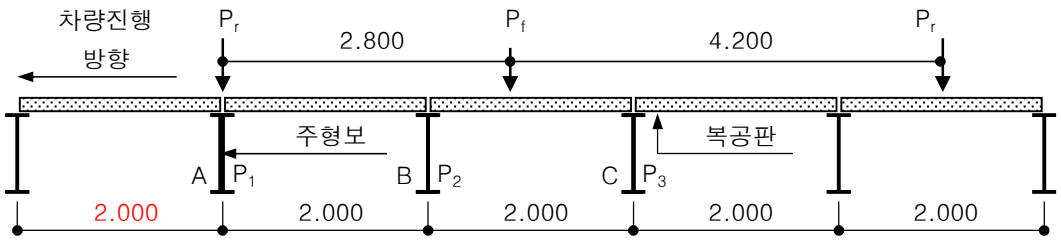


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

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



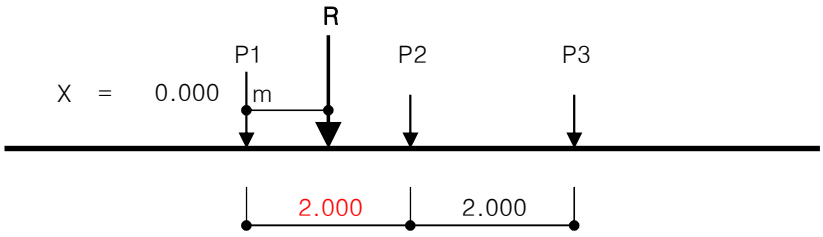
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 17.947 + 289.714 = 307.662 kN

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

= 17.947 + 72.429 x 1.200 / 2.000 = 61.404 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

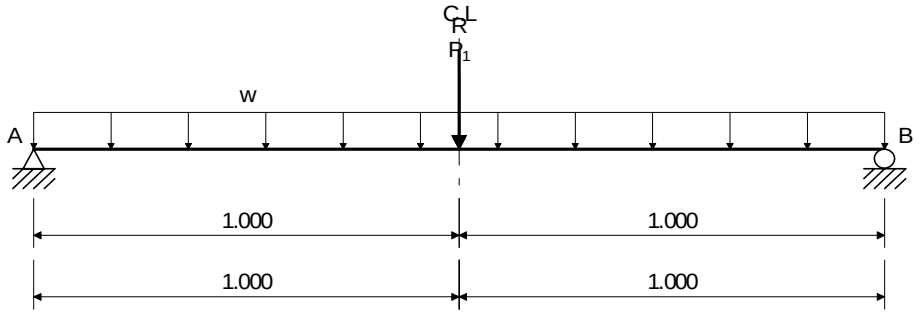


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

$R = P_1$
$= 307.662$
$= 307.662$ kN

$X = (0.000) / R$
$= (0.000) / 307.662$
$= 0.000$ m

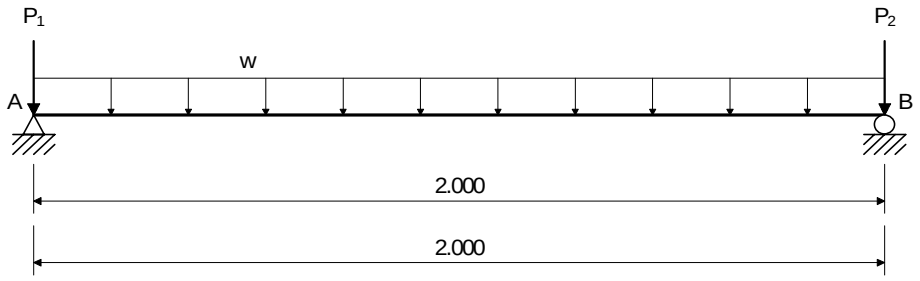
② 최대 휨모멘트



$R_a = (P_1 \times 1.000) / L$
$= (307.662 \times 1.000) / 2.000$
$= 153.831$ kN

$M_{max} = (Ra \times 1.000) + w \times L^2 / 8$
$= (153.831 \times 1.000) + 1.038 \times 2.00^2 / 8$
$= 154.350$ kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 2.000 + P_2 x 0.000) / L
= (307.662 x 2.000 + 61.404 x 0.000) / 2.000
= 307.662 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 307.662 + 1.038 x 2.00 / 2
= 308.699 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 154.350 x 1000000 / 1440000.0 = 107.187 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 308.699 x 1000 / 4050 = 76.222 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (107.187 + 107.187) / 107.187
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305
= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))
= 182.334 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 107.187 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 76.222 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (308699 + 15750)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

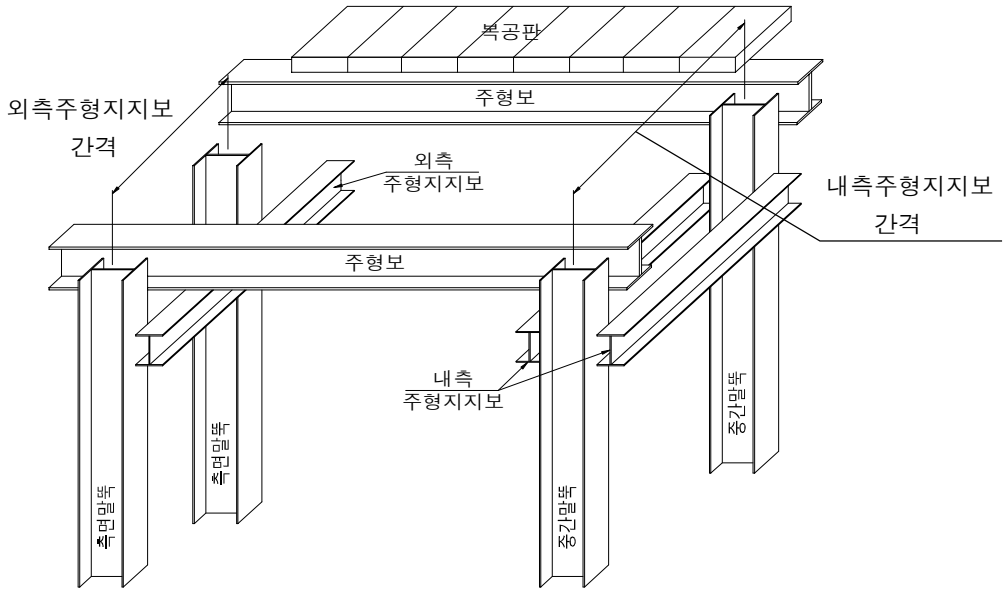
= 4.25 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.25 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(중앙)

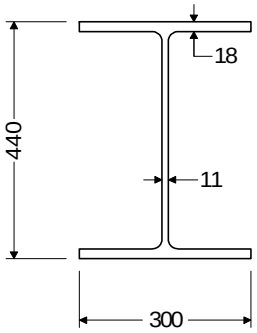
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

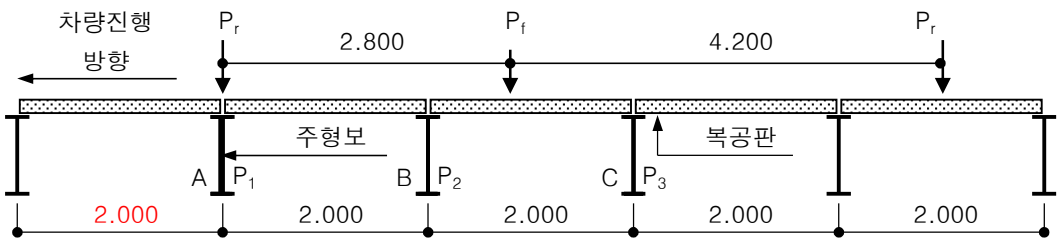


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

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**



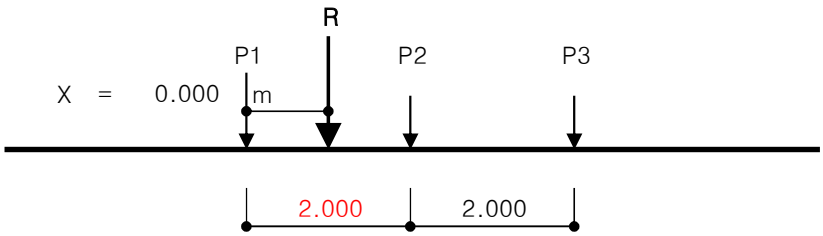
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 17.947 + 289.714 = 307.662 kN

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

= 17.947 + 72.429 x 1.200 / 2.000 = 61.404 kN

다. 최대 휨모멘트 산정



① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1

= 307.662

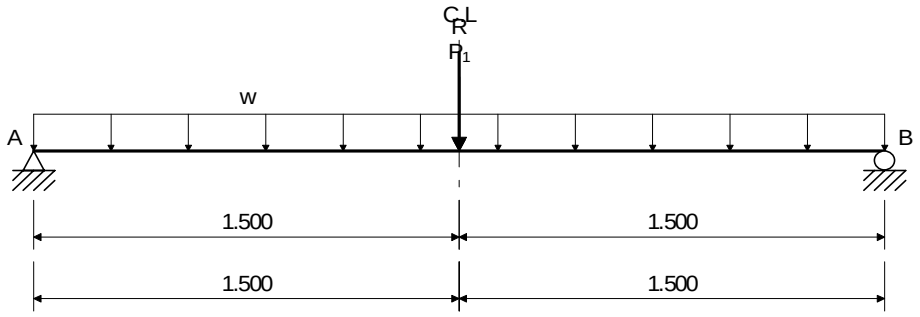
= 307.662 kN

X = (0.000) / R

= (0.000) / 307.662

= 0.000 m

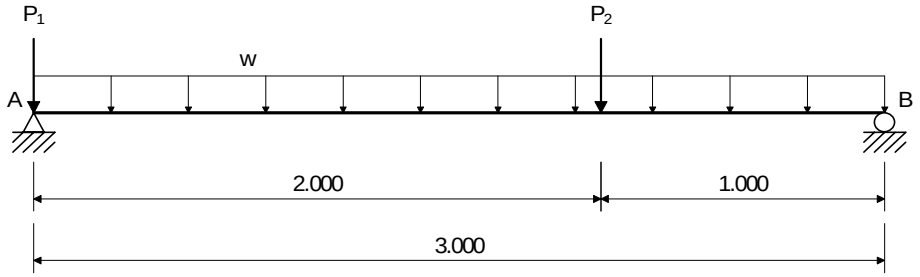
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.500) / L
= (307.662 x 1.500) / 3.000
= 153.831 kN

M_{max} = (Ra x 1.500) + w x L^2 / 8
= (153.831 x 1.500) + 1.212 x 3.00^2 / 8
= 232.109 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (307.662 x 3.000 + 61.404 x 1.000) / 3.000
= 328.130 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 328.130 + 1.212 x 3.00 / 2
= 329.947 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 232.109 x 1000000 / 2550000.0 = 91.023 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 329.947 x 1000 / 4444 = 74.246 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.6i) \le t$ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (91.023 + 91.023) / 91.023$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> $4.5 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 - 2.4 x (10.000 - 4.5))

= 171.180 MPa

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

= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 91.023 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 74.246 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (329947 + 15750)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

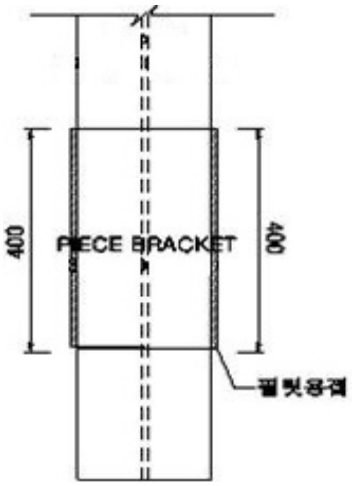
= 4.32 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.32 ea ---> O.K

자. 브라켓 필릿용접검토

▶ 전단응력

$$\tau = \frac{P}{\sum a \times l} = \frac{345.697 \times 10^{3}}{10.61 \times 800} = 40.75 \quad MPa$$



(1) ∑ a (목두께) = a : 모재 두께 (브라켓 H-pile의 Flange)

→ 0.707 × a = 0.707 × 15 = 10.605

(2) l : 유효길이 (브라켓 길이=400mm)

→ 400 + 400 = 800

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80 = 108.0 MPa

→ 모재의 전 강도의 75%이상 갖도록 설계 (도로교설계기준 P.176 3.5.1.1)

τ_a = 108.000 x 0.75

= 81.000 MPa

∴ τ < τa = 40.75 < 81.00 ---> O.K

7.지보재 설계

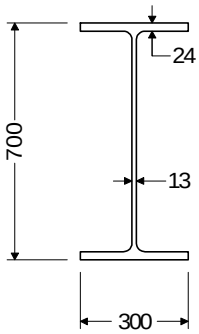
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 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} = 34.630 kN/m ---> 주형보 (CS3 : 굴착 2.802 m)
= 34.630 x 2.00 / 1 단
= 69.260 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 69.260 + 120.0 = 189.260 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 x 1000000 / 5760000.0 = 4.307 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 189.260 x 1000 / 23550 = 8.037 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.750 x 1000 / 8476 = 1.858 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 1.407

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (12.343 - 3.730) / 12.343$

= 0.698

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6300 / 293

21.502 ---> 20 < Lx/Rx ≤ 93 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (21.502 − 20))

= 187.297 MPa

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

= 187.297 MPa

L_y / R_y = 6300 / 67.8

92.920 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (92.920 − 20))

= 106.308 MPa

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

= 106.308 MPa

$\therefore f_{ca} = \text{Min.}(f_{cax}, f_{cay})$ = 106.308 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6300 / 300

= 21.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (21.000 − 4.5))

= 135.540 MPa

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

= 135.540 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (21.502)^2

= 3504.041 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 106.308 MPa > f_c = 8.037 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 135.540 MPa > f_b = 4.307 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 1.858 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{8.037}{106.308} + \frac{4.307}{135.540 \times (1 - (8.037 / 3504.041))}$$

$$= 0.107 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 8.037 + \frac{4.307}{1 - (8.037 / 3504.041)}$$

$$= 12.353 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.107 , 0.065)

= 0.107 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{12.343}{106.308} + \left\{ \frac{1.858}{108.000} \right\}^2$$

$$= 0.116 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

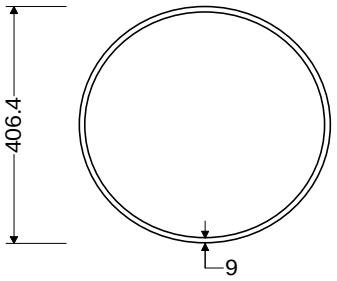
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 115.480 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 4.802 m)
= 115.480 x 2.50 / 1 단
= 288.700 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 288.700 + 120.0 = 408.700 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 x 1000000 / 1092000.0 = 22.716 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 408.700 x 1000 / 11236.2 = 36.373 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.750 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.802 MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.077 x 9)

= 20.966 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.077

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (59.090 − 13.657) / 59.090

= 0.769 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6300 / 140.5

44.840 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (44.840 − 20))

= 160.832 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 160.832 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.840)^2

= 805.724 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> r/t ≤ 125 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.832 MPa > f_c = 36.373 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 22.716 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.802 MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{36.373}{160.832} + \dfrac{22.716}{189.000 \times (1 - (36.373 / 805.724))}$

= 0.352 < 1.0 ---> O.K

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

$= 36.373 + \dfrac{22.716}{1 - (36.373 / 805.724)}$

= 60.164 < f_{cal} = 189.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.352 , 0.318)

= 0.352 < 1.0 ---> O.K

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

$= \dfrac{59.090}{160.832} + \left\{ \dfrac{2.802}{106.692} \right\}^2$

= 0.368 < 1.0 ---> O.K

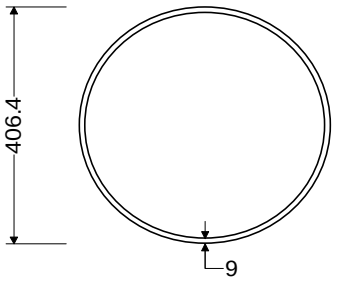
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 144.839 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 6.802 m)
= 144.839 x 2.50 / 1 단
= 362.097 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 362.097 + 120.0 = 482.097 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 x 1000000 / 1092000.0 = 22.716 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 482.097 x 1000 / 11236.2 = 42.906 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.750 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.802 MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.069 x 9)

= 21.116 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.069

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (65.622 − 20.189) / 65.622

= 0.692 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6300 / 140.5

44.840 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (44.840 − 20))

= 160.832 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 160.832 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.840)^2

= 805.724 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.832 MPa > f_c = 42.906 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 22.716 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.802 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{42.906}{160.832} + \frac{22.716}{189.000 \times (1 - (42.906 / 805.724))}$$

$$= 0.394 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 42.906 + \frac{22.716}{1 - (42.906 / 805.724)}$$

$$= 66.900 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.394 , 0.354)

= 0.394 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{65.622}{160.832} + \left\{ \frac{2.802}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.409 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

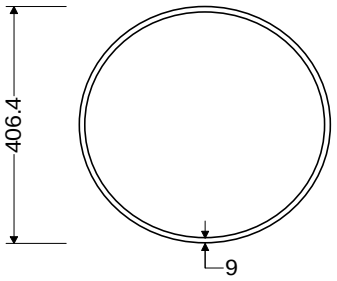
7.4 Strut 설계 (강관버팀보-3단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 157.501 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 8.802 m)
= 157.501 x 2.50 / 1 단
= 393.752 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 393.752 + 120.0 = 513.752 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 x 1000000 / 1092000.0 = 22.716 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 513.752 x 1000 / 11236.2 = 45.723 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{15.750 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.802 MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.066 x 9)

= 21.172 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.066

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (68.439 − 23.007) / 68.439

= 0.664 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6300 / 140.5

44.840 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (44.840 − 20))

= 160.832 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 160.832 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.840)^2

= 805.724 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.832 MPa > f_c = 45.723 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 22.716 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.802 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{45.723}{160.832} + \frac{22.716}{189.000 \times \left(1 - \left(45.723 / 805.724\right)\right)}$$

$$= 0.412 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 45.723 + \frac{22.716}{1 - \left(45.723 / 805.724\right)}$$

$$= 69.806 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.412 , 0.369)

= 0.412 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{68.439}{160.832} + \left\{\frac{2.802}{106.692}\right\}^2$$

$$= 0.426 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

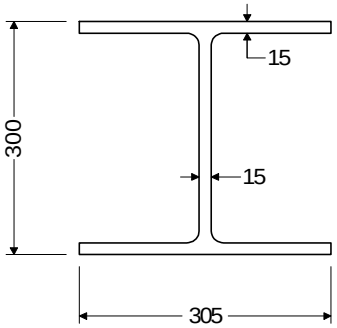
7.5 Strut 설계 (H파일버팀보-4단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 408.036 kN/m ---> H파일버팀보-4단 (CS23 : 해체6)
= 408.036 x 2.50 / 1 단
= 1020.089 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 1020.089 + 120.0 = 1140.089 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 x 1000000 / 1440000.0 = 17.227 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1140.089 x 1000 / 13480 = 84.576 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.750 x 1000 / 4050 = 3.889 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.118

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (101.803 − 67.350) / 101.803

= 0.338

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6300 / 126

50.000 ---> 20 < Lx/Rx ≤ 93 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (50.000 − 20))

= 154.980 MPa

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

= 154.980 MPa

L_y / R_y = 6300 / 72.6

86.777 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (86.777 − 20))

= 113.275 MPa

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

= 113.275 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 113.275 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6300 / 305

= 20.656 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (20.656 − 4.5))

= 136.655 MPa

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

= 136.655 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (50.000)^2

= 648.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 113.275 MPa > f_c = 84.576 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 136.655 MPa > f_b = 17.227 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 3.889 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{84.576}{113.275} + \frac{17.227}{136.655 \times (1 - (84.576 / 648.000))}$$

$$= 0.892 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 84.576 + \frac{17.227}{1 - (84.576 / 648.000)}$$

$$= 104.389 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.892 , 0.552)

= 0.892 < 1.0 ---> O.K

7.6 Earth Anchor 설계 (앵커1~3단)

1. **지 반 조 건**

TYPE	설치위치 (-m)	앵커 C.T.C (m)	설계하중 (kN)	정착지반	단위중량 (kN/㎥)	내부마찰각 (°)	지반과그라우트의 마찰저항값 (kN/㎡)
1단	8.344	1.50	379.1	자갈층	20.00	35	450
2단	9.844	1.50	399.1	자갈층	20.00	35	450
3단	11.344	1.50	473.8	자갈층	20.00	35	450

■ 내부마찰각 적용 : 35 ° 적용

■ 단위중량 적용 : 20 kN/㎥ 적용

■ 주변마찰 저항값 적용 : 450 kN/㎡ 적용

■ 기본 및 실시설계시 대표 N값과 시공중 Ramp C와 Ramp D구간에서 시추조사를 통한 N값 분석으로 대표 N값을 재산정하여 마찰저항값 사용

-앵커의 주변마찰저항 (굴착 및 흙막이 공법 / 한국지반공학회 P252)

지반의 종류			주변마찰저항 (kN/㎡)
사력	N치	10	100~200
		20	170~250
		30	250~350
		40	350~450
		50	450~700
모래	N치	10	100~140
		20	180~220
		30	230~270
		40	290~350
		50	300~400
점성토			100c (c: Cohesion)
풍화암			400~1000

-Working Bond Vallue Between Grout & Strand(Ground Anchors And Anchored Structures, P133)

Strand Type	Working Bond (kN/㎡)
clean plain wire or plain bar tend	1000
clean crimped wire tendon	1500
clean strand or deformed dar	2000

2. 설 계 조 건

1) 천 공 직 경 (ø) : 127 mm

2) PC STRAND 제원

- 규 격 : 12.7 ㎜ (KSD 7002 SWPC 7B LOW RELAXATION)
- 극 한 하 중 (Pu) : 183 kN
- 항 복 하 중 (Py) : 156 kN
- 단 면 적 : 98.71 ㎟
- 탄 성 계 수 : 2.0×10^5 MPa
- RELAXATION : 5% (max)

3) PC STRAND 허용 인장 응력도

- Pa = 0.65 × Pu = 0.65 × 183 = **118.95** kN/ea
- Pa = 0.80 × Py = 0.80 × 156 = **124.80** kN/ea

적용 118.95 kN/ea

3. **인장재 계산**

(1) 1단

- 소요 강선수 (= Pw / 118.95 = 379.1 / 118.95 = **3.19** 가닥

적용 4 가닥

(2) 2단

- 소요 강선수 (= Pw / 118.95 = 399.1 / 118.95 = **3.36** 가닥

적용 4 가닥

(3) 3단

- 소요 강선수 (= Pw / 118.95 = 473.8 / 118.95 = **3.98** 가닥

적용 5 가닥

4. **정착장 계산**

(1) 1단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

1) 마찰저항장(La1)

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : 총 설계축력

S.F : 안전율 2 (가설앵커의 극한인발 안전율)

D : 천공직경

τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{379.1 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 450} = \mathbf{3.167}\ m$$

앵커이름	Pw (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_a (m)	T (kN)
1단	379.067	자갈층	1.50	127	450	3.167	379.067
합계	-	-	-	-	-	3.167	-

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 379.1 ÷ 2 = 189.53 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m) = 0.09 m

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{189.53}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{33.5}\ cm \leq \mathbf{30.00}\ cm$$

L : 4.50 m

(2) 2단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : 총 설계축력

S.F : 안전율 2 (가설앵커의 극한인발 안전율)

D : 천공직경

τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{399.1 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 450} = \mathbf{3.334}\ m$$

앵커이름	Pw (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_a (m)	T (kN)
2단	399.093	자갈층	1.50	127	450	3.334	399.093
합계	-	-	-	-	-	3.334	-

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 399.1 ÷ 3 = 133.03 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m) = 0.09 m

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{133.03}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{23.5}\ cm \leq \mathbf{30.00}\ cm$$

La : 4.50 m

(3) 3단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : 총 설계축력

S.F : 안전율 2 (가설앵커의 극한인발 안전율)

D : 천공직경

τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{473.8 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 450} = \mathbf{3.958}\ m$$

앵커이름	Pw (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_a (m)	T (kN)
3단	473.755	자갈층	1.50	127	450	3.958	473.755
합계	-	-	-	-	-	3.958	-

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 473.8 ÷ 3 = 157.92 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m) = 0.09 m

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{157.92}{\pi \times 0.090 \times 2000} = 27.9 \text{ cm} \leq 30.00 \text{ cm}$$

La : 4.50 m

5. 자유장 계산

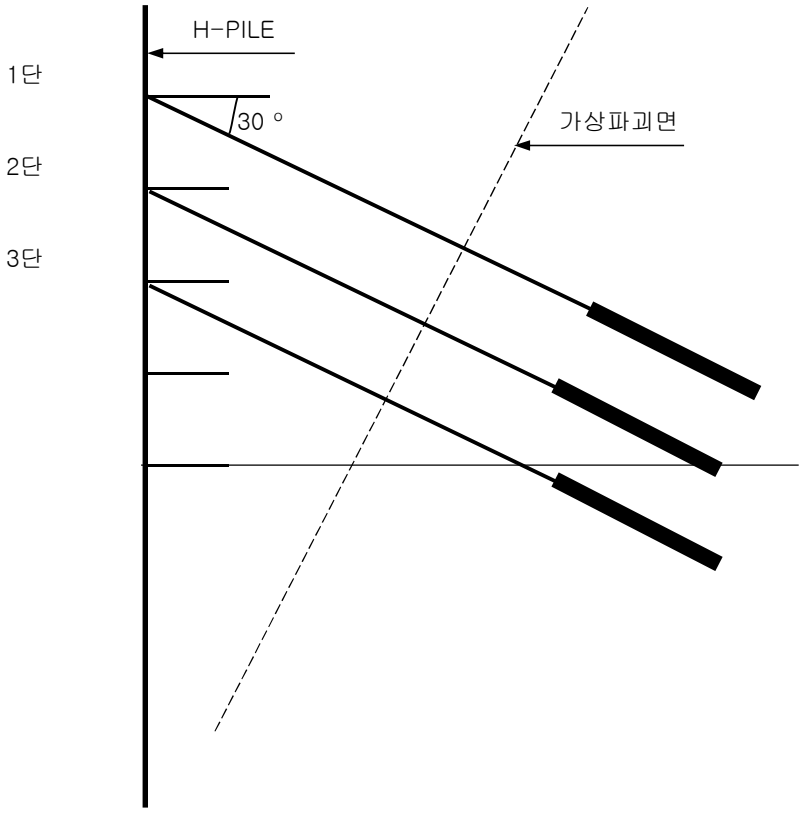
토층의 파괴면을 그 층의 내부마찰각에 따라 45 + ø/2 로 가정한 다음 ANCHOR의 자유장이 파괴면 밖에 위치하는지를 검토한다.

자유장은 굴착깊이를 H 라 할때 가상파괴면에서 0.15 x H 또는 최소 1.5 M 연장한다.

∴ 설계자유장 > ANCHOR지점에서 파괴면까지의 거리+0.15H (또는 1.5m)

로 하며 이 때 최소 설계자유장은 4.5M로 한다.

(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)



- Anchor의 자유장은 최소4.5M이상으로 한다. (그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

구분	형식	설계하중	적용 자유장
1단	굴곡형제거식패커앵커	379.07 KN	18.0 m
2단	굴곡형제거식패커앵커	399.09 KN	15.0 m
3단	굴곡형제거식패커앵커	473.76 KN	12.0 m

6. 초기 인장력 산정

(1) 1단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수 = 4

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{18.0 \times 1000} = 26,323 \text{ N} = \mathbf{26.32} \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

P_L = (P + Ps) x 5% ⓐ

= (379.1 + 26.32) x 5% = **20.3 kN**

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L$ = 379.1 + 26.32 + 20.3 = **425.7 kN**

4) Jacking Force Check

T_{at} = 0.65 × Pu × N

= 0.65 × 183 × 4 = **475.80** kN

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 425.7 kN < 475.8 kN ∴ O.K

(2) 2단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수 = 4

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{15.0 \times 1000} = 31,587 \text{ N} = \mathbf{31.59} \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (399.1 + 31.59) \times 5\% = \mathbf{21.5\ kN}$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 399.093 + 31.59 + 21.5 = \mathbf{452.2\ kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = 475.80$ kN

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 452.2 kN < 475.8 kN ∴ O.K

(3) 3단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수 = 5

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 5 \times 2.0 \times 10^5}{12.0 \times 1000} = 49,355 \text{ N} = \mathbf{49.36} \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

P_L = (P + Ps) x 5% ⓐ

= (473.8 + 49.36) x 5% = **26.2 kN**

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L$ = 473.8 + 49.36 + 26.2 = **549.3 kN**

4) Jacking Force Check

T_{at} = 0.65 × Pu × N

= 0.65 × 183 × 5 = **594.75** kN

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 549.3 kN < 594.8 kN ∴ O.K

7. **RESULT**

위치	앵커 C.T.C (m)	설계 하중 (kN)	자유장 (M)	정착장 (M)	여유장 (M)	총길이 (M)	Jacking Force (kN)
1단	1.50	379.1	18.0	4.5	1.5	24.0	425.690
2단	1.50	399.1	15.0	4.5	1.5	21.0	452.180
3단	1.50	473.8	12.0	4.5	1.5	18.0	549.310

* 설계도면에 표기된 정착장은 상기 계산된 정착장에 지반조건의 변화에 따른 설계상 안전율이 포함된 길이임.

* 구조검토시 적용된 지반조건은 설계시 제한된 지반조사 결과와 경험값에 의해 검토된 사항으로, 앵커시공시 시험시공을 통해 안정성 확보 여부를 검토하고, 안정성 미확보시 감독원의 승인을 득하여 안정성이 확보되도록 변경해야 함.

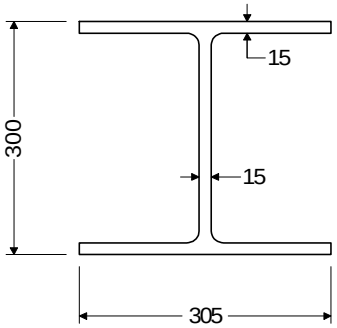
8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

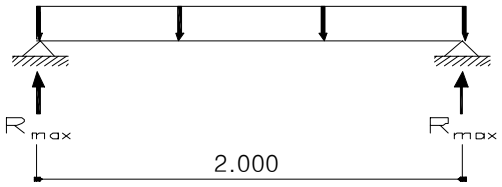
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 34.630 kN/m ---> 주형보 (CS3 : 굴착 2.802 m)

P = 34.630 × 2.00 m / 1 ea = 69.260 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 69.260 / (13 × 2.000)
= 31.966 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 31.966 × 2.000^2 / 8
= 15.983 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 31.966 × 2.000 / 12
= 37.294 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 15.983 x 1000000 / 1440000.0 = 11.099 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 37.294 x 1000 / 4050 = 9.208 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (11.099 + 11.099) / 11.099

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

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

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 11.099 MPa ---> O.K

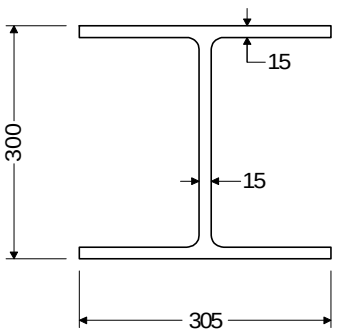
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 9.208 MPa ---> O.K

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

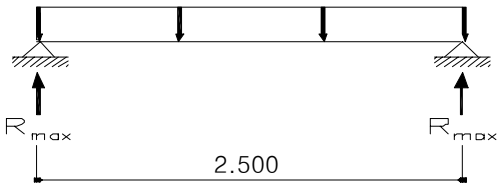
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 115.480 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 4.802 m)

P = 115.480 × 2.50 m / 1 ea = 288.700 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 288.700 / (13 × 2.500)
= 106.597 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 106.597 × 2.500^2 / 8
= 83.279 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 106.597 × 2.500 / 12
= 155.454 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 83.279 x 1000000 / 1440000.0 = 57.833 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 155.454 x 1000 / 4050 = 38.384 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (57.833 + 57.833) / 57.833
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.197 − 4.5))

= 177.023 MPa

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

= 177.023 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 177.023 MPa > f_b = 57.833 MPa ---> O.K

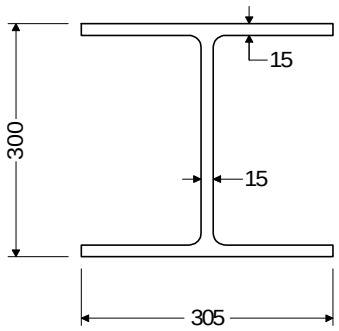
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 38.384 MPa ---> O.K

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

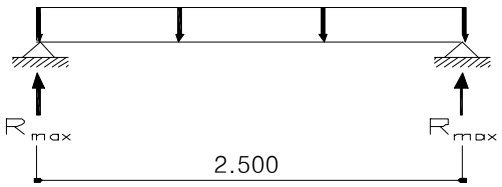
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 144.839 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 6.802 m)

P = 144.839 × 2.50 m / 1 ea = 362.097 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)

= 12 × 362.097 / (13 × 2.500)

= 133.697 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 133.697 × 2.500 ^{2} / 8
= 104.451 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 133.697 × 2.500 / 12
= 194.975 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 104.451 x 1000000 / 1440000.0 = 72.536 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 194.975 x 1000 / 4050 = 48.142 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (72.536 + 72.536) / 72.536
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305
= 8.197 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.197 − 4.5))
= 177.023 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 177.023 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 177.023 MPa > f_b = 72.536 MPa ---> O.K

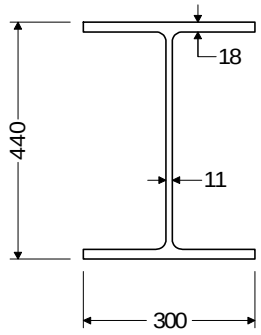
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 48.142 MPa ---> O.K

8.4 강관버팀보-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

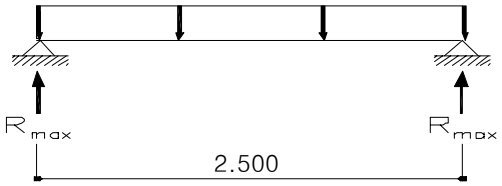
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 157.501 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 8.802 m)

P = 157.501 × 2.50 m / 1 ea = 393.752 kN

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

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

$= 12 \times 393.752 / (13 \times 2.500)$

$= 145.386$ kN/m

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

$= 145.386 \times 2.500^2 / 8$

$= 113.582$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$

$= 7 \times 145.386 \times 2.500 / 12$

$= 212.021$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 113.582 \times 1000000 / 2550000.0 = 44.542$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 212.021 \times 1000 / 4444 = 47.709$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (44.542 + 44.542) / 44.542

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 44.542 MPa ---> O.K

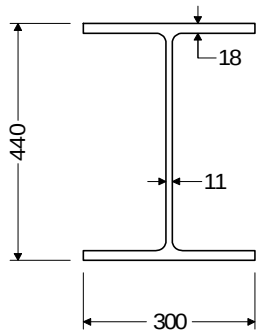
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 47.709 MPa ---> O.K

8.5 H파일버팀보-4단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

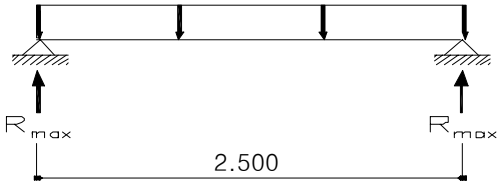
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 408.036 kN/m ---> H파일버팀보-4단 (CS23 : 해체6)

P = 408.036 × 2.50 m / 1 ea = 1020.089 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 1020.089 / (13 × 2.500)
= 376.648 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 376.648 × 2.500^2 / 8
= 294.256 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 376.648 × 2.500 / 12
= 549.279 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 294.256 x 1000000 / 2550000.0 = 115.395 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 549.279 x 1000 / 4444 = 123.600 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (115.395 + 115.395) / 115.395
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300
= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))
= 176.580 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

$τ_a$ = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 115.395 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $τ_a$ = 108.000 MPa < τ = 123.600 MPa ---> N.G

바. 스티프너 단면보강 전단응력 검토

A' = (440.000 − 18.000 x 2) x 14 x 2 = ####### mm^2

A_w' = A_w + A'

= ####### mm + 11312.000 mm^2 = ####### mm^2

τ' = S_{max} / A_w' = 549278.750 / 15756.000 = 34.862 MPa

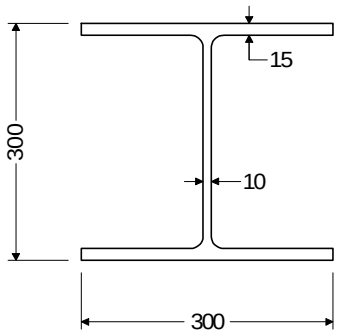
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ' = 34.862 MPa ---> O.K

8.6 앵커-5단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x300x10/15(SS400)

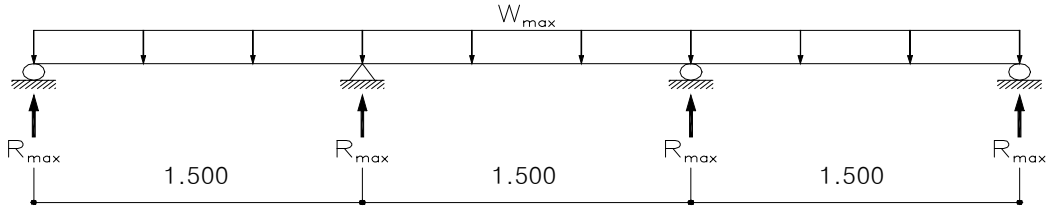
w (N/m)	922.2
A (mm^2)	11980.0
I_x (mm^4)	204000000.0
Z_x (mm^3)	1360000.0
A_w (mm^2)	2700.0
R_x (mm)	131.0



(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계

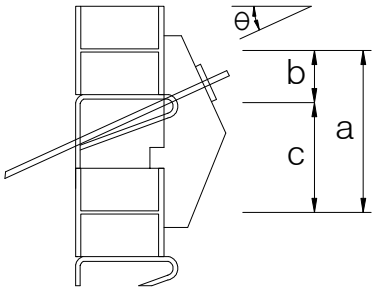


a = 0.550 m

b = 0.157 m

c = 0.393 m

θ = 30.0 도



Jf_{used} = 416.669 kN ---> 지보재설계의 JFreq

R_{max} = Jf_{used} × cosθ × (c / a)

P = 416.669 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)

= 257.841 kN

R_{max} = 11 × W_{max} × L / 10

∴ W_{max} = 10 × R_{max} / (11 × L)

= 10 × 257.841 / (11 × 1.500)

= 156.267 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 10
= 156.267 × 1.500 ^{2} / 10
= 35.160 kN·m

S_{max} = 6 × W_{max} × L / 10
= 6 × 156.267 × 1.500 / 10
= 140.640 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 35.160 x 1000000 / 1360000.0 = 25.853 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 140.640 x 1000 / 2700 = 52.089 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (25.853 + 25.853) / 25.853
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 300
= 5.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (5.000 − 4.5))
= 187.380 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 187.380 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 187.380 MPa > f_b = 25.853 MPa ---> O.K

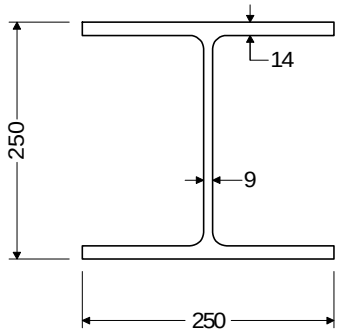
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 52.089 MPa ---> O.K

8.7 앵커-6단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

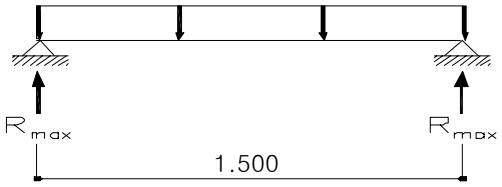
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



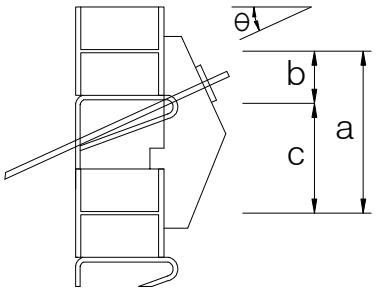
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



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



Jf_{used} = 439.173 kN ---> 지보재설계의 JFreq

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

P = 439.173 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 271.767 kN

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
= 12 × 271.767 / (13 × 1.500)
= 167.241 kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
= 167.241 × 1.500 ^{2} / 8
= 47.037 kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
= 7 × 167.241 × 1.500 / 12
= 146.336 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 47.037 x 1000000 / 867000.0 = 54.252 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 146.336 x 1000 / 1998 = 73.241 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (54.252 + 54.252) / 54.252

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250

= 6.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.000 − 4.5))

= 184.140 MPa

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

= 184.140 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 184.140 MPa > f_b = 54.252 MPa ---> O.K

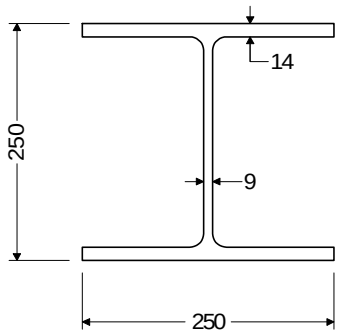
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 73.241 MPa ---> O.K

8.8 앵커-7단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

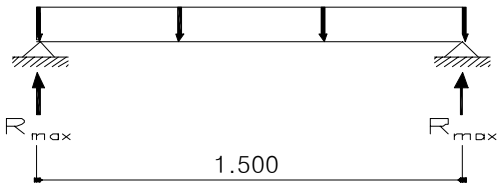
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



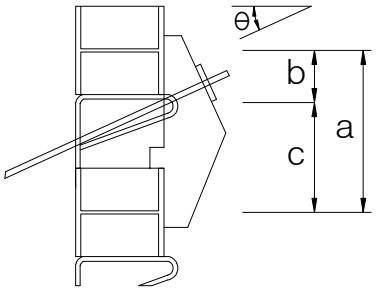
(2) 띠장 계산지간 : 1.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



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



Jf_{used} = 528.440 kN ---> 지보재설계의 JFreq

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

P = 528.440 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 327.007 kN

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
= 12 × 327.007 / (13 × 1.500)
= 201.235 kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
= 201.235 × 1.500 ² / 8
= 56.597 kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
= 7 × 201.235 × 1.500 / 12
= 176.080 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x$ = 56.597 x 1000000 / 867000.0 = 65.279 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w$ = 176.080 x 1000 / 1998 = 88.128 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (65.279 + 65.279) / 65.279$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1500 / 250
= 6.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.000 − 4.5))
= 184.140 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 184.140 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 184.140 MPa > f_b = 65.279 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 88.128 MPa ---> O.K

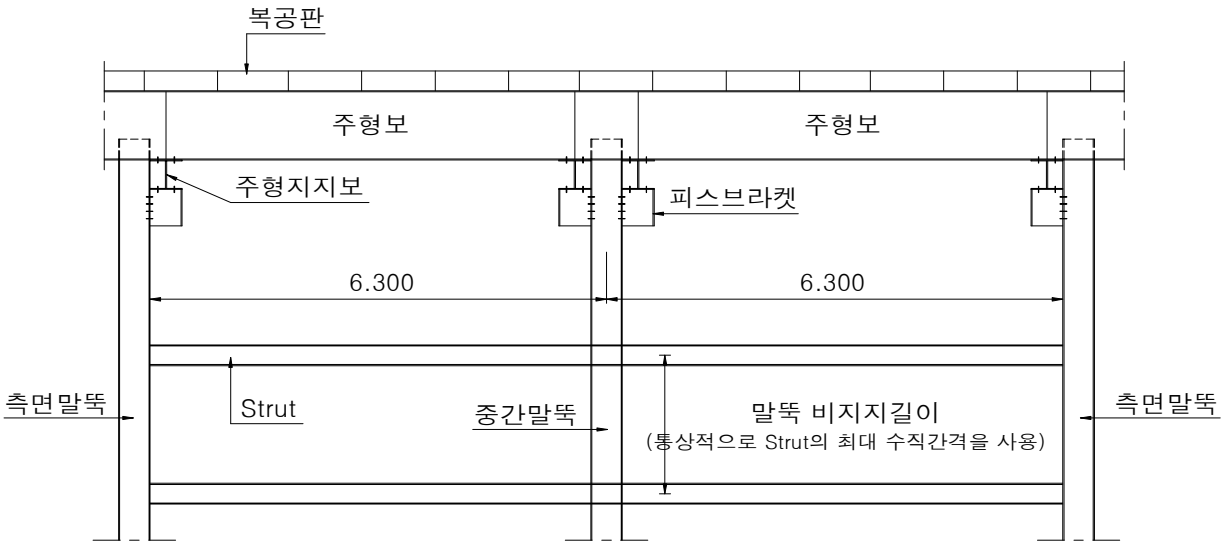
9.중간말뚝 설계

9.1 설계제원

가. 계산지간 : 6.300 + 6.300 = 12.600 m

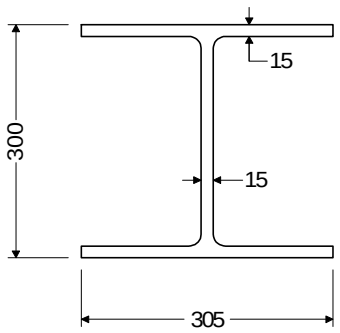
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 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
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



9.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 32.488 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 4.722 kN

(3) 버팀보 자중 = 111.920 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 11.445 kN

ΣP_s = 161.635 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.698 x 6.300) / 2 = 17.947 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.698 x 6.300) / 2 = 17.947 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.300)

= 0.324 > 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

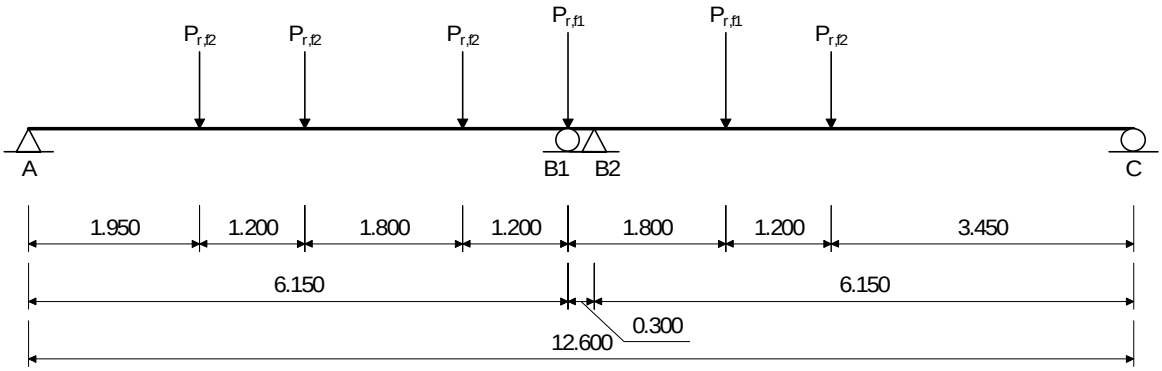
(2) 전륜하중

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 1.5 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 6.150 + 93.600 x 4.950 + 93.600 x 3.150 + 93.600 x 1.950) / 6.150

= 277.756 kN

R_{B2} = (124.800 x 4.650 + 93.600 x 3.450) / 6.150

= 146.868 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 277.756 x 1.00 = 277.756 kN

P_{r2} = 146.868 x 1.00 = 146.868 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 6.150 + 23.400 x 4.950 + 23.400 x 3.150 + 23.400 x 1.950) / 6.150

= 69.439 kN

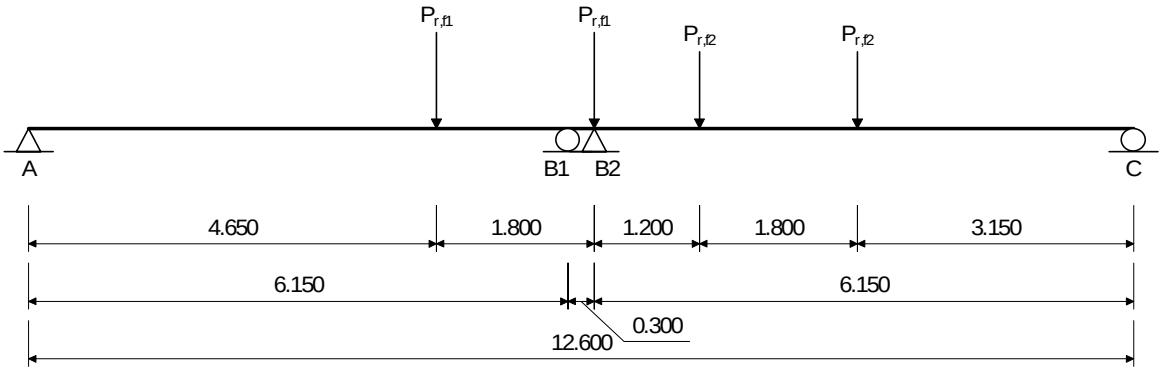
R_{B2} = (31.200 x 4.650 + 23.400 x 3.450) / 6.150

= 36.717 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 69.439 x 1.00 = 69.439 kN

P_{f2} = 36.717 x 1.00 = 36.717 kN

② 1.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.650) / 6.150

= 94.361 kN

R_{B2} = (124.800 x 6.150 + 93.600 x 4.950 + 93.600 x 3.150) / 6.150

= 248.078 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 94.361 x 1.00 = 94.361 kN

P_{r2} = 248.078 x 1.00 = 248.078 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.650) / 6.150

= 23.590 kN

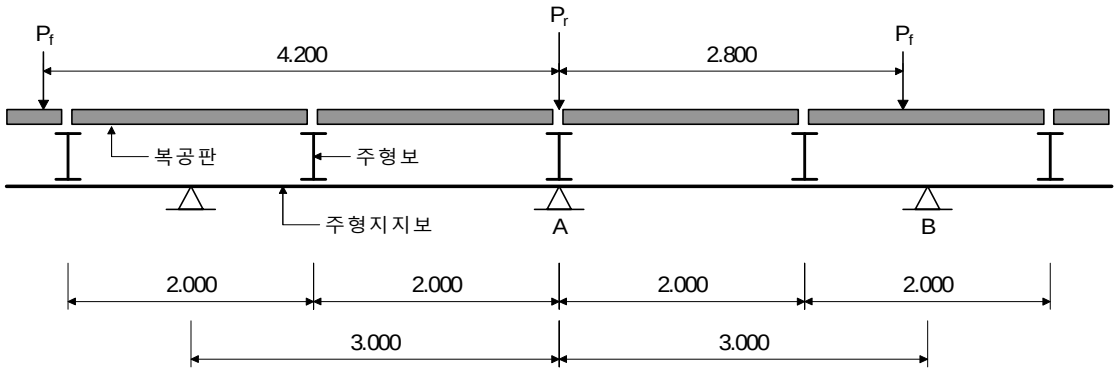
R_{B2} = (31.200 x 6.150 + 23.400 x 4.950 + 23.400 x 3.150) / 6.150

= 62.020 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 23.590 x 1.00 = 23.590 kN

P_{f2} = 62.020 x 1.00 = 62.020 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (277.756 x 3.000 + 69.439 x 0.200) / 3.000

= 282.385 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

$P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} \times 3.00 / 2.00$

$= 282.385 + 17.947 \times 3.00 / 2.00 = 309.306$ kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

$R_2 = (248.078 \times 3.000 + 62.020 \times 0.200) / 3.000$

$= 252.213$ kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

$P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} \times 3.00 / 2.00$

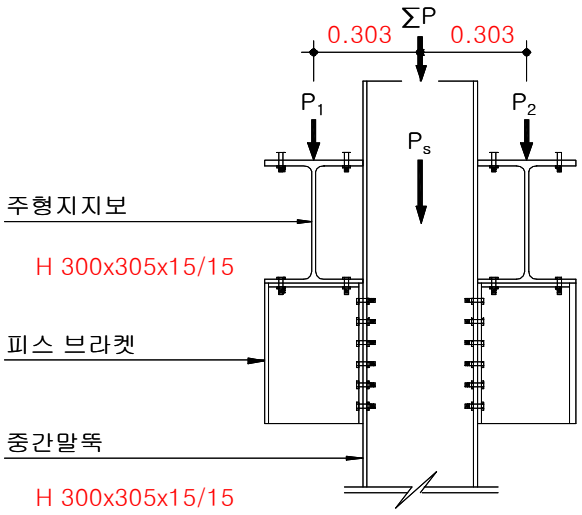
$= 252.213 + 17.947 \times 3.00 / 2.00 = 279.134$ kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P = P_1 + P_2 + P_s$

$= 309.306 + 279.134 + 161.635 = 750.075$ kN

9.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , $f_c = \sum P / A = 750.075 \times 1000 / 13480 = 55.644$ MPa

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 93.565 \times 1000000 / 1440000 = 64.976$ MPa

여기서, $M_{max} = P_1 \times e = 309.306 \times 0.303 = 93.565$ kN·m

나. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 1.895

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (120.619 - -9.332) / 120.619$

= 1.077

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 2000 / 126

15.873 ---> Lx/Rx ≤ 20 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

L_y / R_y = 2000 / 72.6

27.548 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 - 0.84 x (27.548 - 20))

= 180.440 MPa

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

= 180.440 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 180.440 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 - 2.4 x (6.557 - 4.5))

= 182.334 MPa

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

= 182.334 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (15.873)^2

= 6429.780 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 180.440 MPa > f_c = 55.644 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 64.976 MPa ---> O.K

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

$= \frac{55.644}{180.440} + \frac{64.976}{182.334 \times (1 - (55.644 / 6429.780))}$

$= 0.668 < 1.0$ ---> O.K

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

$= 55.644 + \frac{64.976}{1 - (55.644 / 6429.780)}$

$= 121.187 < f_{cal} = 189.000$ ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.668 , 0.641)

= 0.668 < 1.0 ---> O.K

9.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 750.07 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 25 \cdot N \cdot A_p + 0.2 \cdot N_s \cdot U \cdot L_s + 0.5 \cdot N_c \cdot U \cdot L_c$(선굴착 최종경타 공법)

여기서,

N(선단의 N치)	=	20	
N_s(선단까지의 모래층 N치 평균값)	=	20	
N_c(선단까지의 점토층 N치 평균값)	=	0	
L_s(모래층 중의 길이)	=	24.101	m
L_c(점토층 중의 길이)	=	0.000	m
A_p(H-Pile 단면적)	=	0.0915	m^2
U(파일의 둘레길이)	=	1.210	m

= 25 x 20 x 0.0915 + 0.2 x 20 x 1.210 x ###

+ 0.5 x 0 x 1.210 x 0.000

= 162.399 tonf

= 1592.59 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 1592.59 / 2.0

= 796.294 kN

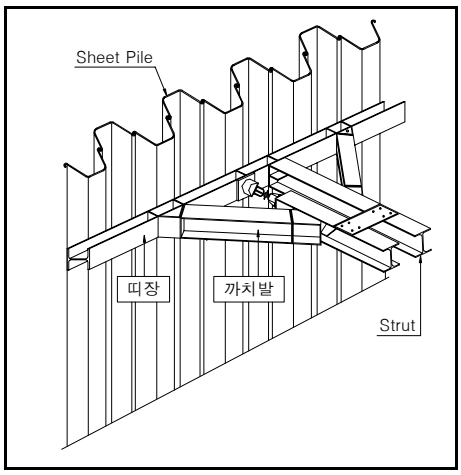
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

10. Sheet 설계

10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 24.10m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY390(SY40)
Sheet Pile Size	U:SP-VA
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	235.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	125.0
총단면적(A, mm^2)	26760.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	15600.0
$I_x(mm^4)$	630000000.0
$Z_x(mm^3)$	3150000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 382.774 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS17 : 굴착 15.101 m)
= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭
= 382.774 (kN·m/m) × 1.00 m = 382.774 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 330.197 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS17 : 굴착 15.101 m)
= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭
= 330.197 (kN/m) × 1.00 m = 330.197 kN

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

P_{max} = 주형보 반력 + 자중 및 작업하중 + 지보재 수직분력
= 153.831 kN/m + 74.228 kN/m + 417.305 kN/m
= 645.364 kN/m
= 단위폭당 최대 연직하중 × 단위폭
= 645.364 (kN/m) × 1.00 m = 645.364 kN

다. 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

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수
= (1.5 × 235.0) × 0.9 = 317.25 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수
= (1.5 × 125.0) × 0.9 = 168.75 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{max}}{A}$$

$$= \frac{382.774 \times 10^{6}}{0.6 \times 3150000.00} + \frac{645.364 \times 10^{3}}{26760.0} = 226.642 \text{ MPa}$$

$f_b < f_{ba}' = 317.25$ MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{330.197 \times 10^{3}}{15600.00} = 21.166 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_a' = 168.75$ MPa ---> O.K

11. 탄소성 입력 데이터

11.1 해석종류 : 탄소성보법

11.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

11.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 27.2 m, 굴착폭 = 6.3 m, 최대굴착깊이 = 15.101 m, 전모델높이 = 40 m

11.4 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	5.86	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(모래)	9.27	18.00	19.00	0.00	28.00	6	-	20000.00
3	퇴적층(자갈)	21.50	20.00	21.00	0.00	35.00	50	-	32000.00
4	풍화토	28.50	20.00	21.00	21.00	29.00	35	-	31000.00
5	풍화암	34.24	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
7	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	5	9000.00	12000.00

11.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-VA	SY390(SY40)	24.101	1

11.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.45	2	6.3	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x9	SS400	2.302	2.5	6.3	50	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x9	SS400	4.302	2.5	6.3	50	1
4	강관버팀보-3단	P 406.4x9	SS400	6.302	2.5	6.3	50	1
5	H파일버팀보-4단	H 300x305x15/15	SS400	8.302	2.5	6.3	50	1

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	설치각도 [(deg)]	자유장 (강축길이) (m)	초기작용력 (kN)
1	앵커-5단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	9.902	1.5	30	18	350
2	앵커-6단	Strand12.7x4EA	SWPC7B	11.602	1.5	30	15	350
3	앵커-7단	Strand12.7x5EA	SWPC7B	13.102	1.5	30	12	350

11.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브	7.346	0	5.3	C27	1	-
2	기초	14.601	0	5.3	C27	1	-
3	벽체	5.3	6.846	15.101	C27	1.2	뒤채움

11.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

11.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 10.426 m, 수위차 = 15.101 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	0.95	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	2.80	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	4.80	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	6.80	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	강관버팀보-3단		-	-	-	-	X	X
9	8.80	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	H파일버팀보-4단		-	-	-	-	X	X
11	10.40	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	앵커-5단		-	-	-	-	X	X
13	12.10	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	앵커-6단		-	-	-	-	X	X
15	13.60	-	-	-	-	-	-	X	X
16	-	앵커-7단		-	-	-	-	X	X
17	15.10	-	-	-	-	-	-	X	X
18	-	-	-	13.703	-	-	-	X	X
19	-	-	-	10.574	-	-	-	X	X
20	-		앵커-6단 앵커-7단	-	-	-	-	X	X
21	-	-	-	8.371	-	-	-	X	X
22	-		앵커-5단	-	-	-	-	X	X
23	-	-	-	6.846	-	-	-	X	X

12. 해석 결과
12.1 전산 해석결과 집계

12.1.1 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 0.95 m	0.95	6.72	9.6	-6.32	3.8	8.57	5.2	-6.76	10.4
CS2 : 생성 주형보	0.95	6.73	9.6	-6.07	3.8	8.46	5.2	-6.74	10.4
CS3 : 굴착 2.802 m	2.80	16.90	3.8	-34.65	0.5	49.99	2.8	-15.42	9.9
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.80	13.26	5.9	-24.87	2.3	34.40	2.8	-14.53	9.9
CS5 : 굴착 4.802 m	4.80	45.89	6.3	-92.08	2.3	87.66	4.8	-33.74	9.9
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.80	39.15	6.3	-78.98	2.3	74.10	4.8	-30.53	9.9
CS7 : 굴착 6.802 m	6.80	73.68	8.4	-133.33	4.3	126.63	6.3	-62.78	10.6
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.80	67.35	8.8	-119.84	4.3	109.68	6.8	-58.05	10.6
CS9 : 굴착 8.802 m	8.80	95.82	9.9	-138.57	6.3	140.33	8.3	-72.89	12.1
CS10 : 생성 H파일버팀보-4단	8.80	89.39	9.9	-125.14	6.3	127.64	7.8	-68.96	11.6
CS11 : 굴착 10.402 m	10.40	75.00	12.6	-162.65	8.3	127.16	10.4	-74.59	14.6
CS12 : 생성 앵커-5단	10.40	121.23	9.9	-111.58	6.3	104.71	7.8	-40.85	13.7
CS13 : 굴착 12.102 m	12.10	98.08	14.6	-196.54	9.9	194.92	12.1	-108.90	17.1
CS14 : 생성 앵커-6단	12.10	136.00	9.9	-143.78	11.6	103.06	7.8	-61.14	11.6
CS15 : 굴착 13.602 m	13.60	123.47	16.6	-249.41	11.6	274.14	14.2	-156.39	19.0
CS16 : 생성 앵커-7단	13.60	152.44	9.9	-195.59	13.1	111.23	7.8	-106.85	11.6
CS17 : 굴착 15.101 m	15.10	146.82	18.5	-330.20	13.1	382.77	15.6	-193.70	9.9
CS18 : 해체1	15.10	146.37	18.5	-329.96	13.1	382.47	15.6	-193.71	9.9
CS19 : 해체2	15.10	146.37	18.5	-329.96	13.1	382.47	15.6	-193.71	9.9
CS20 : 해체3	15.10	148.04	8.3	-197.38	9.9	258.57	16.1	-200.78	8.3
CS21 : 해체4	15.10	148.04	8.3	-197.38	9.9	258.57	16.1	-200.78	8.3
CS22 : 해체5	15.10	172.24	8.3	-235.78	8.3	234.55	16.1	-275.70	8.3
CS23 : 해체6	15.10	172.25	8.3	-235.79	8.3	234.49	16.1	-275.73	8.3
TOTAL		172.25	8.3	-330.20	13.1	382.77	15.6	-275.73	8.3

12.1.2 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.

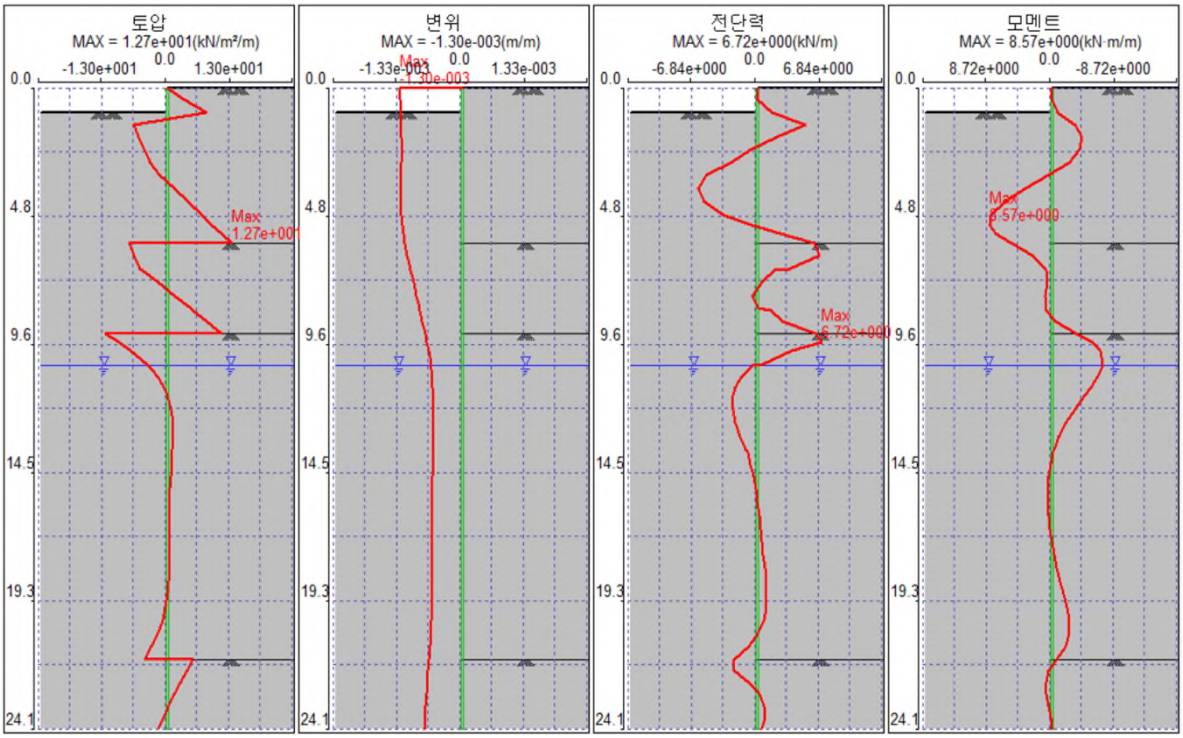
시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단	강관버팀보-3단	H파일버팀보-4단
		0.45 (m)	2.302 (m)	4.302 (m)	6.302 (m)	8.302 (m)
CS1 : 굴착 0.95 m	0.95	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	0.95	0.00	-	-	-	-
CS3 : 굴착 2.802 m	2.80	34.63	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.80	23.77	20.00	-	-	-
CS5 : 굴착 4.802 m	4.80	-4.52	115.48	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.80	0.49	97.38	20.00	-	-
CS7 : 굴착 6.802 m	6.80	-14.52	87.03	144.84	-	-

CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.80	-12.54	88.16	128.24	20.00	-
CS9 : 굴착 8.802 m	8.80	-11.96	72.84	114.51	157.50	-
CS10 : 생성 H파일버팀보-4단	8.80	-12.01	74.64	115.94	140.90	20.00
CS11 : 굴착 10.402 m	10.40	-9.84	72.66	95.97	113.27	219.22
CS12 : 생성 앵커-5단	10.40	-11.65	74.99	112.99	129.58	29.81
CS13 : 굴착 12.102 m	12.10	-9.01	74.46	89.78	77.65	207.60
CS14 : 생성 앵커-6단	12.10	-11.66	75.33	113.30	126.61	17.40
CS15 : 굴착 13.602 m	13.60	-9.07	75.70	91.00	66.88	161.64
CS16 : 생성 앵커-7단	13.60	-11.84	75.58	115.00	127.99	-2.17
CS17 : 굴착 15.101 m	15.10	-9.69	76.61	96.84	71.19	93.12
CS18 : 해체1	15.10	-9.69	76.61	96.87	71.26	92.87
CS19 : 해체2	15.10	-9.69	76.61	96.87	71.26	92.87
CS20 : 해체3	15.10	-7.57	75.65	77.90	34.76	254.32
CS21 : 해체4	15.10	-7.57	75.65	77.90	34.76	254.32
CS22 : 해체5	15.10	-6.19	73.63	64.67	24.42	408.02
CS23 : 해체6	15.10	-6.19	73.63	64.66	24.41	408.04
TOTAL		34.63	115.48	144.84	157.50	408.04

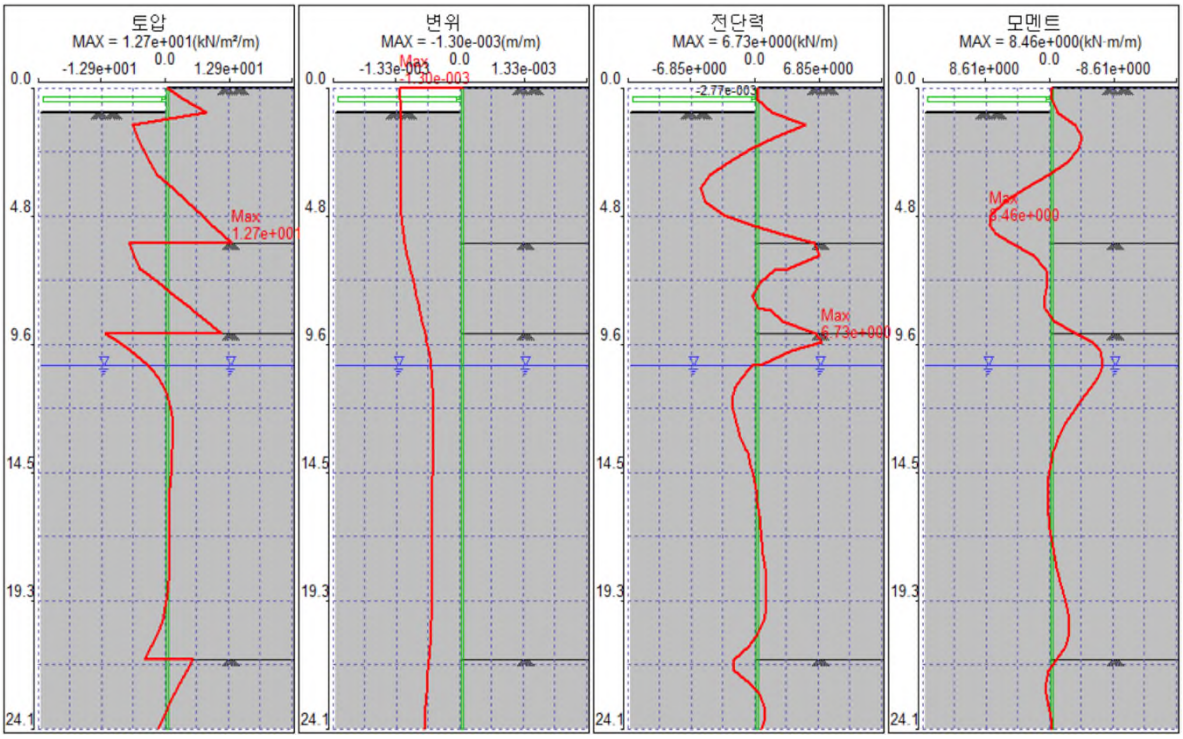
시공단계	굴착 깊이	앵커-5단	앵커-6단	앵커-7단		
		9.902 (m)	11.602 (m)	13.102 (m)		
CS1 : 굴착 0.95 m	0.95	-	-	-		
CS2 : 생성 주형보	0.95	-	-	-		
CS3 : 굴착 2.802 m	2.80	-	-	-		
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.80	-	-	-		
CS5 : 굴착 4.802 m	4.80	-	-	-		
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.80	-	-	-		
CS7 : 굴착 6.802 m	6.80	-	-	-		
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.80	-	-	-		
CS9 : 굴착 8.802 m	8.80	-	-	-		
CS10 : 생성 H파일버팀보-4단	8.80	-	-	-		
CS11 : 굴착 10.402 m	10.40	-	-	-		
CS12 : 생성 앵커-5단	10.40	233.36	-	-		
CS13 : 굴착 12.102 m	12.10	245.60	-	-		
CS14 : 생성 앵커-6단	12.10	233.38	233.33	-		
CS15 : 굴착 13.602 m	13.60	245.66	266.06	-		
CS16 : 생성 앵커-7단	13.60	232.61	232.89	233.53		
CS17 : 굴착 15.101 m	15.10	243.03	264.85	315.84		
CS18 : 해체1	15.10	243.01	264.81	315.78		
CS19 : 해체2	15.10	243.01	264.81	315.78		
CS20 : 해체3	15.10	252.71	-	-		
CS21 : 해체4	15.10	252.71	-	-		
CS22 : 해체5	15.10	-	-	-		
CS23 : 해체6	15.10	-	-	-		
TOTAL		252.71	266.06	315.84		

12.2 시공단계별 단면력도

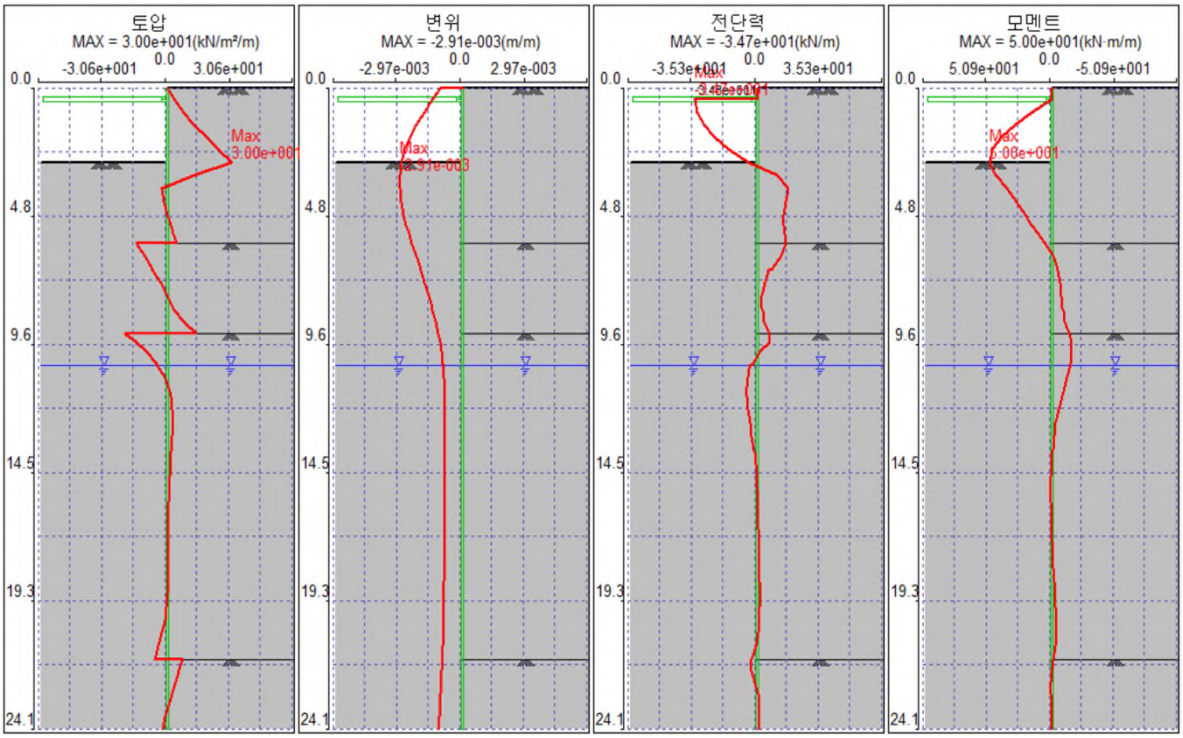
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 0.95 m]



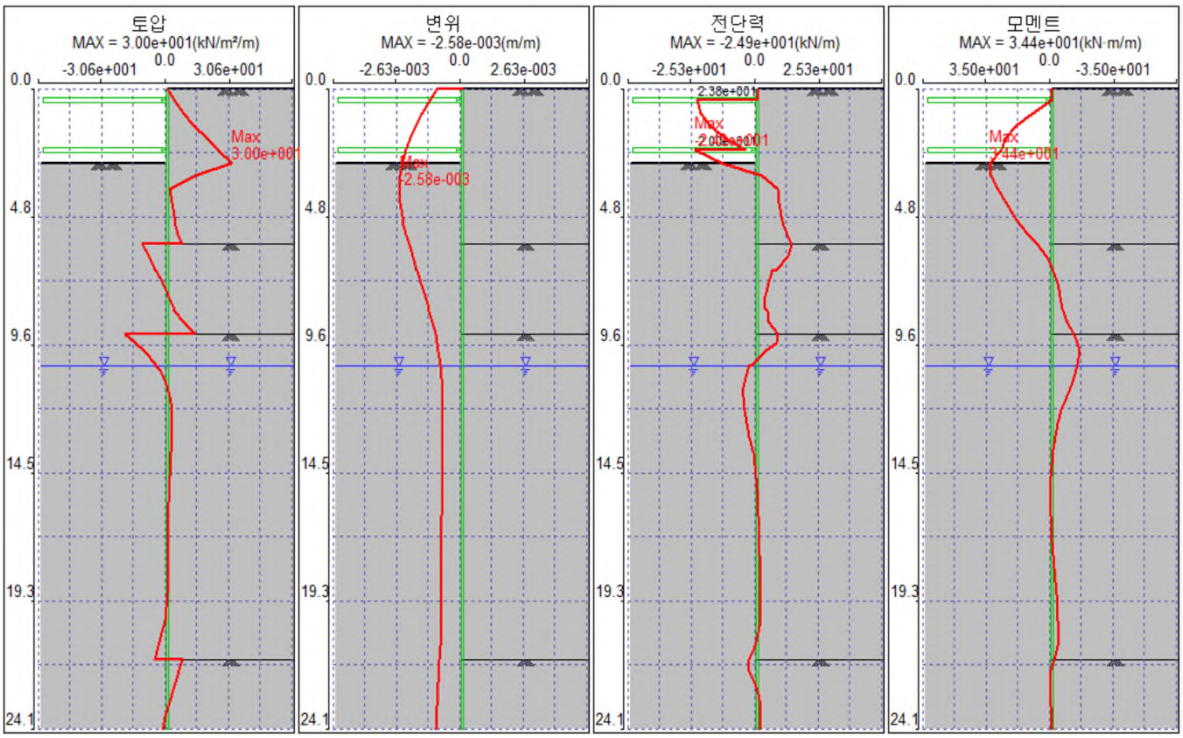
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



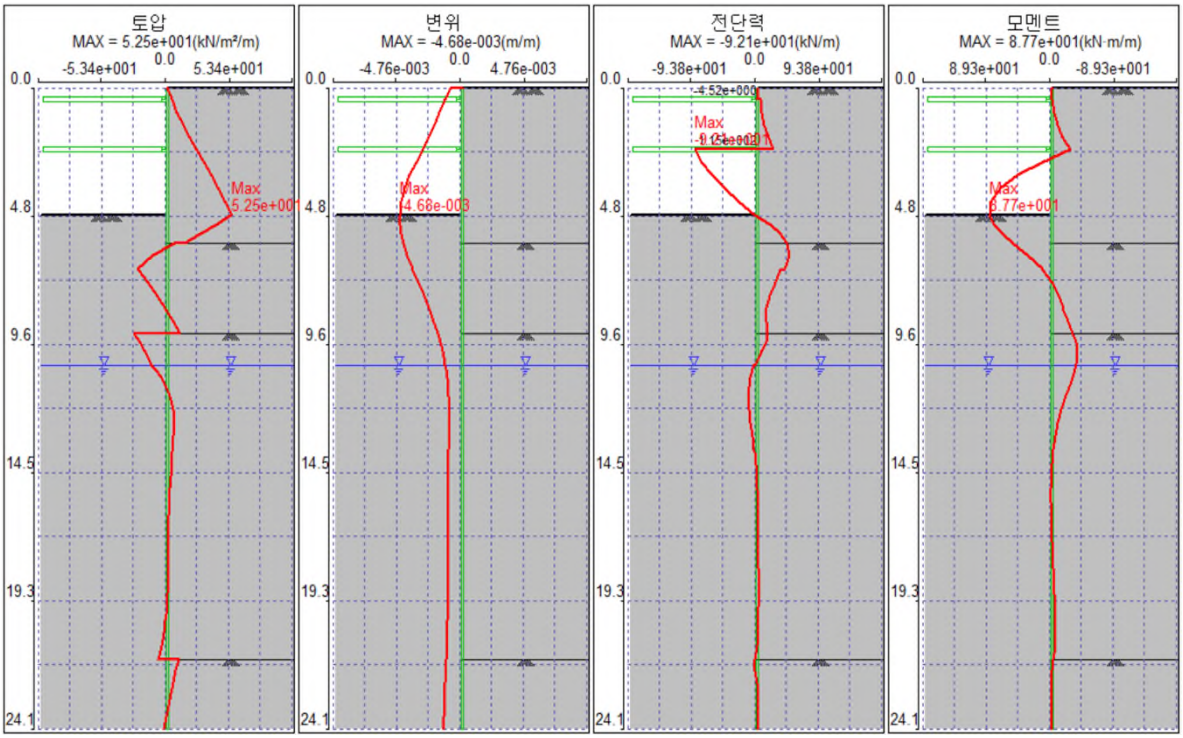
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 2.802 m]



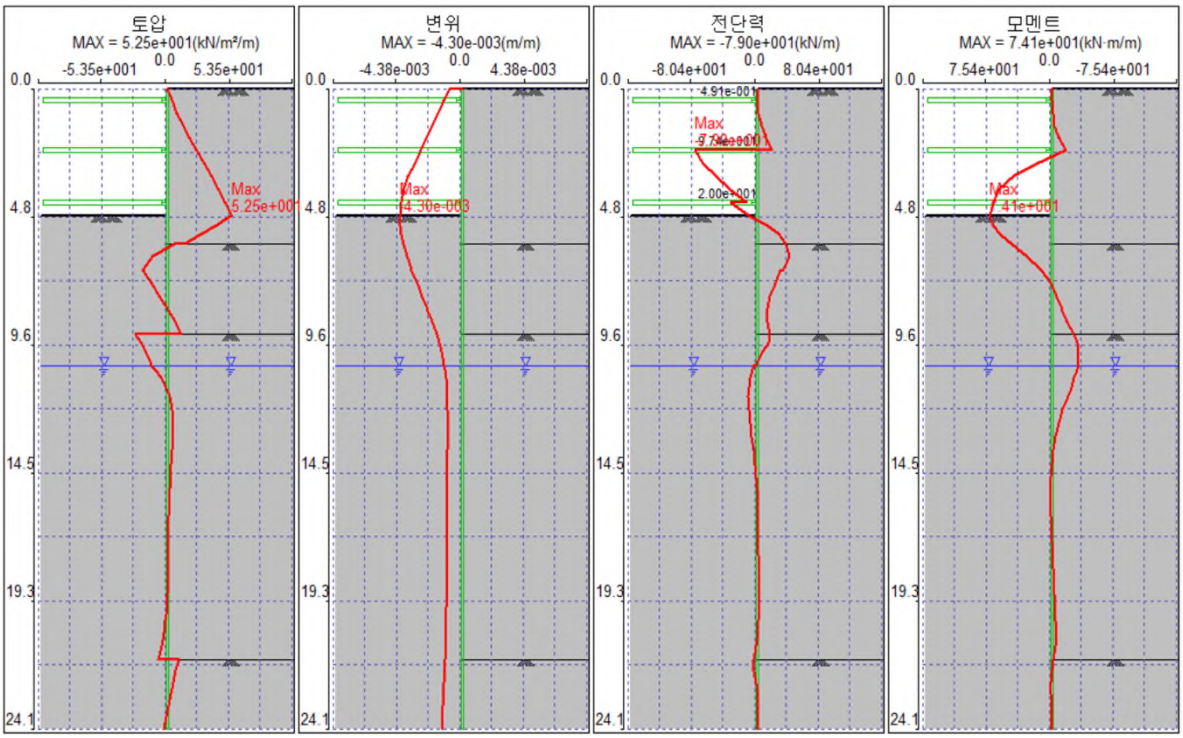
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



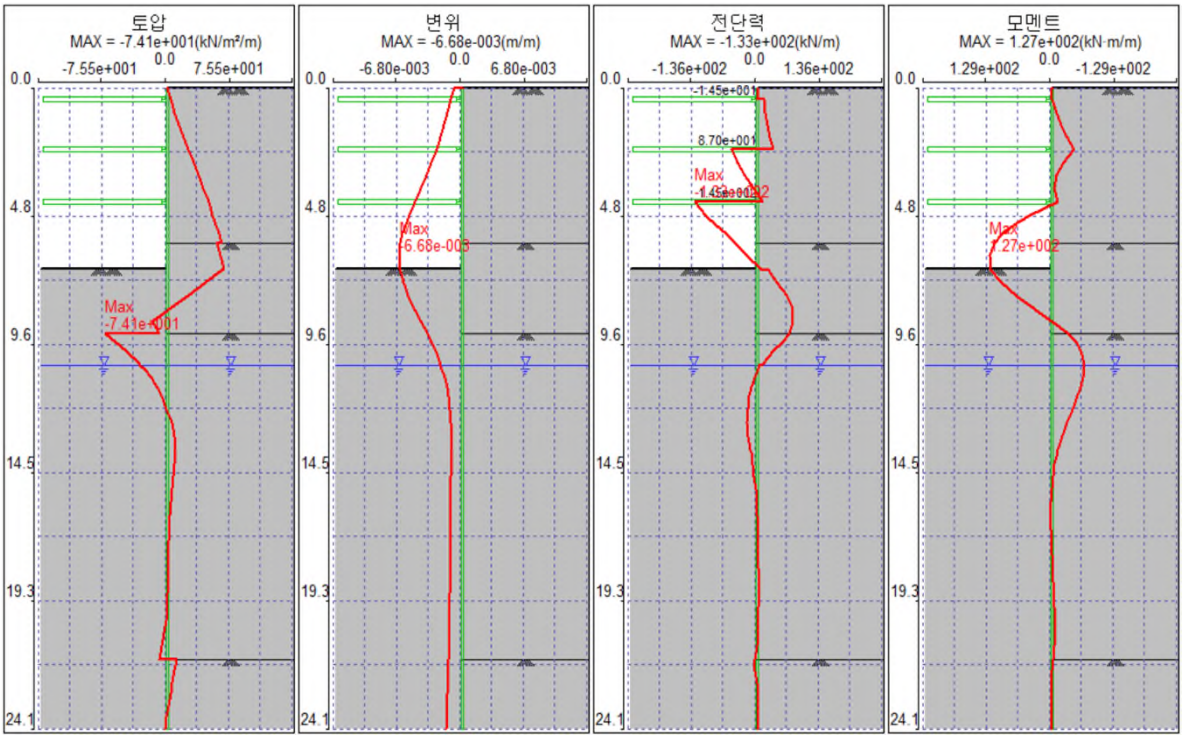
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 4.802 m]



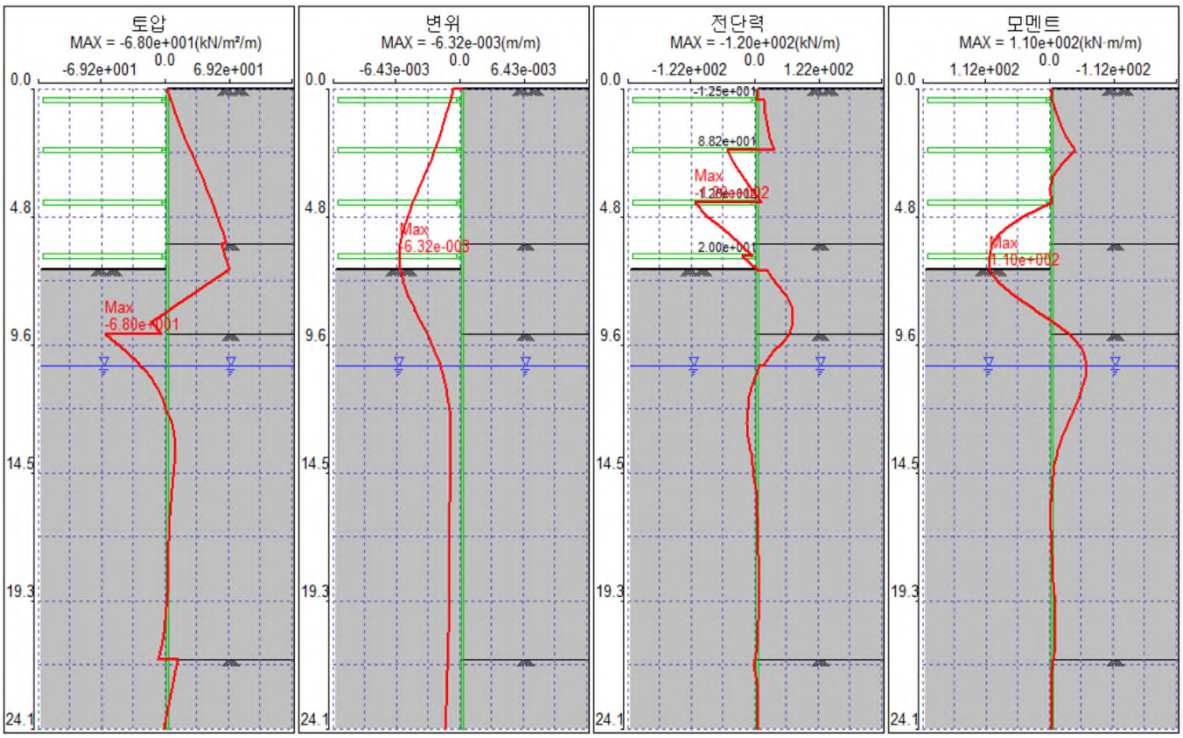
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



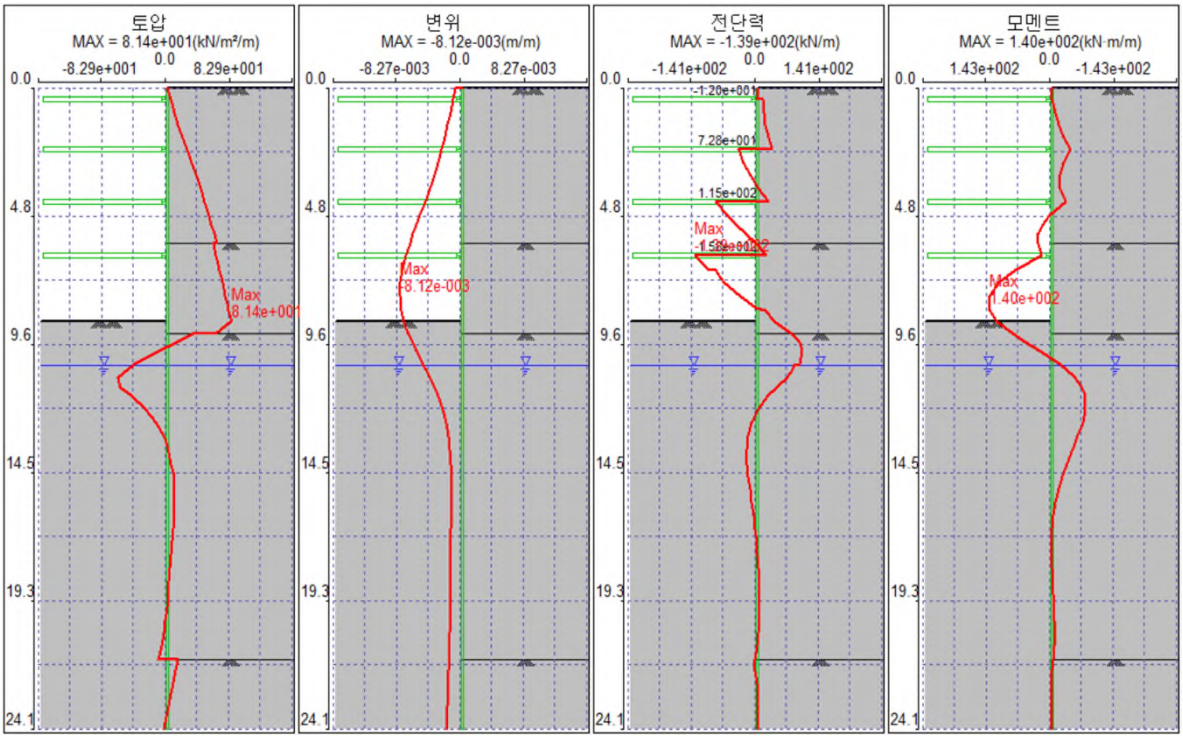
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 6.802 m]



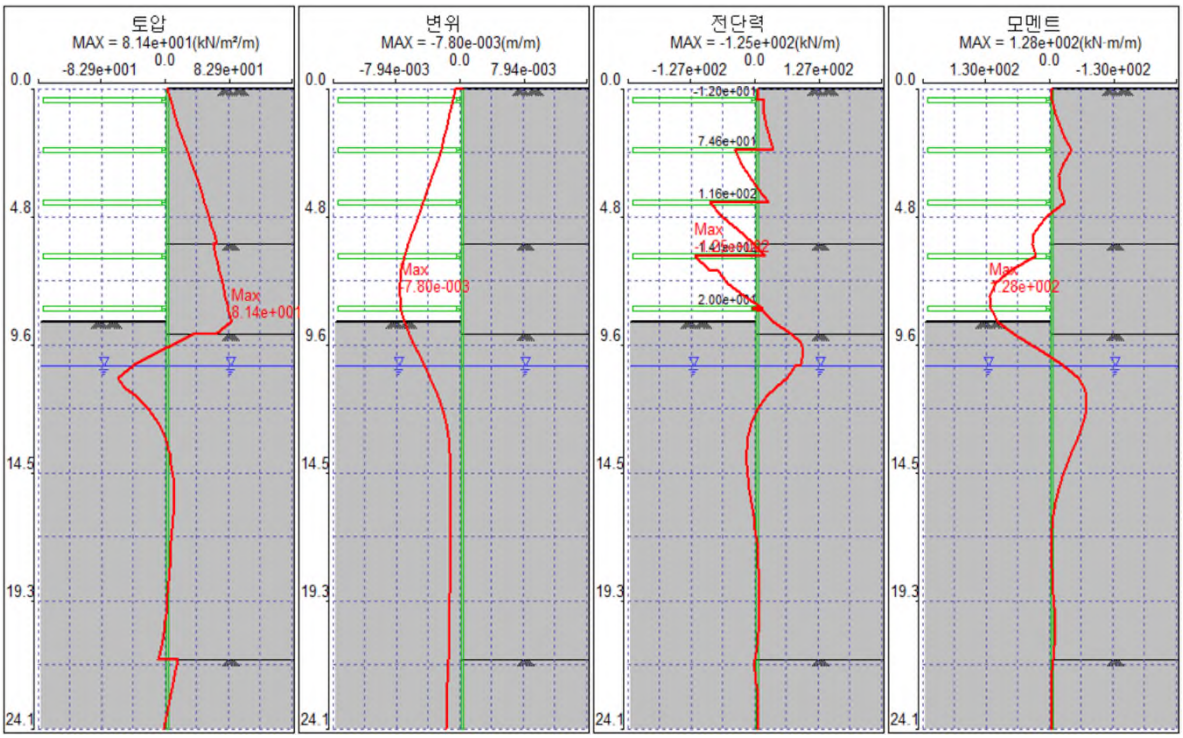
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 강관버팀보-3단]



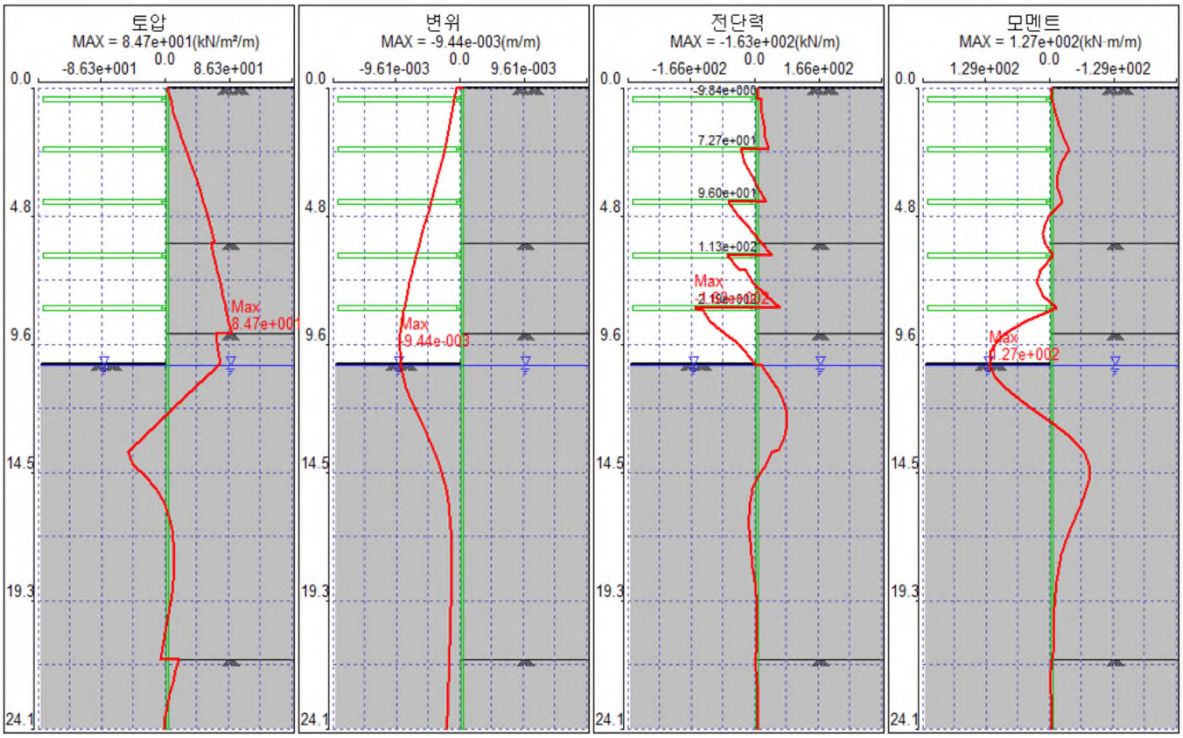
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 8.802 m]



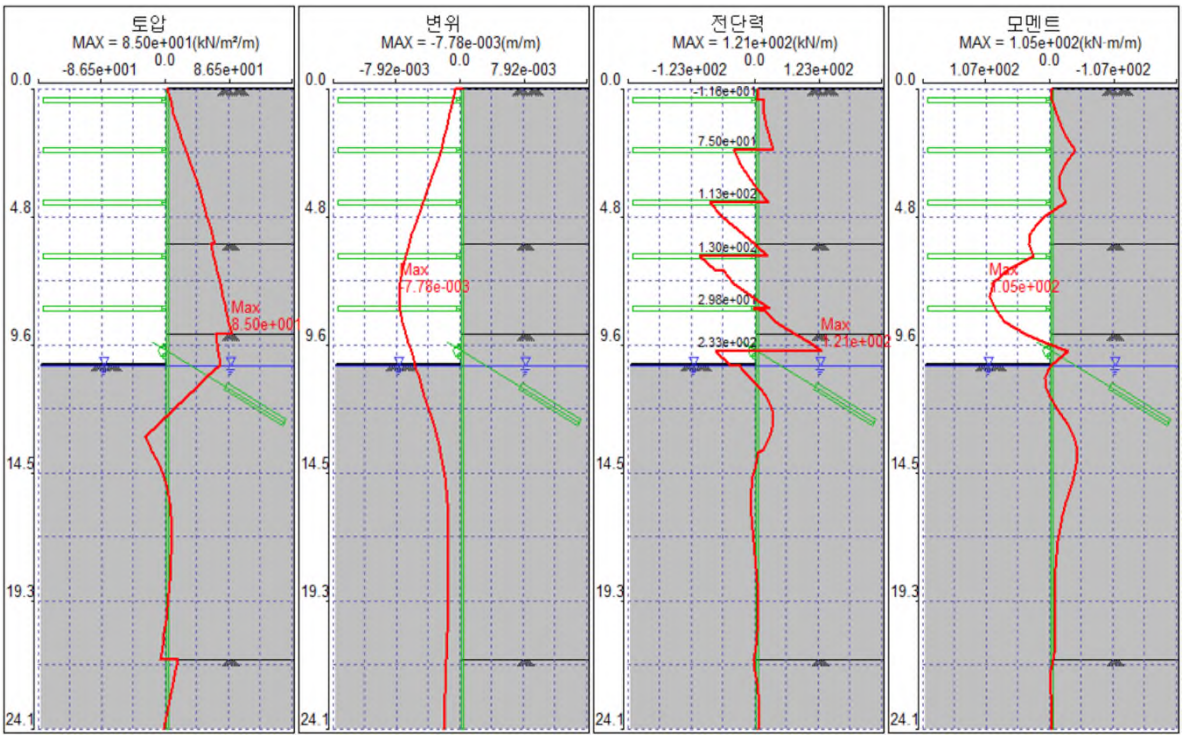
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 H파일버팀보-4단]



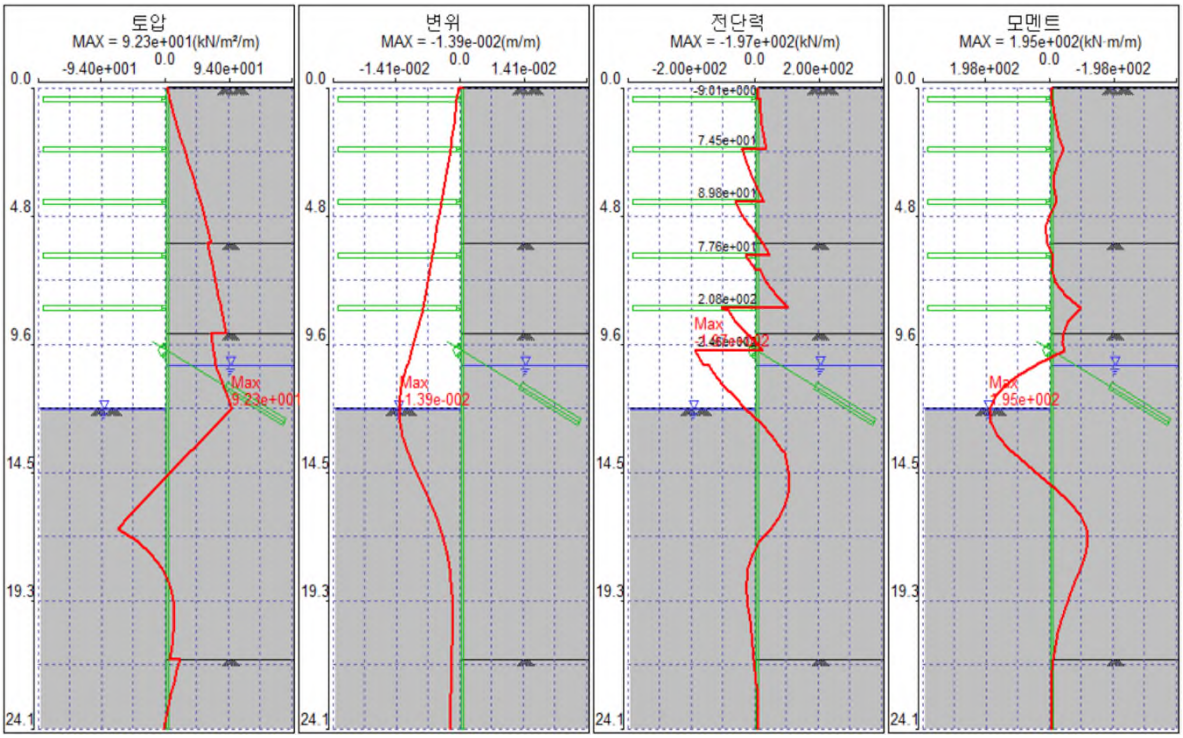
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 10.402 m]



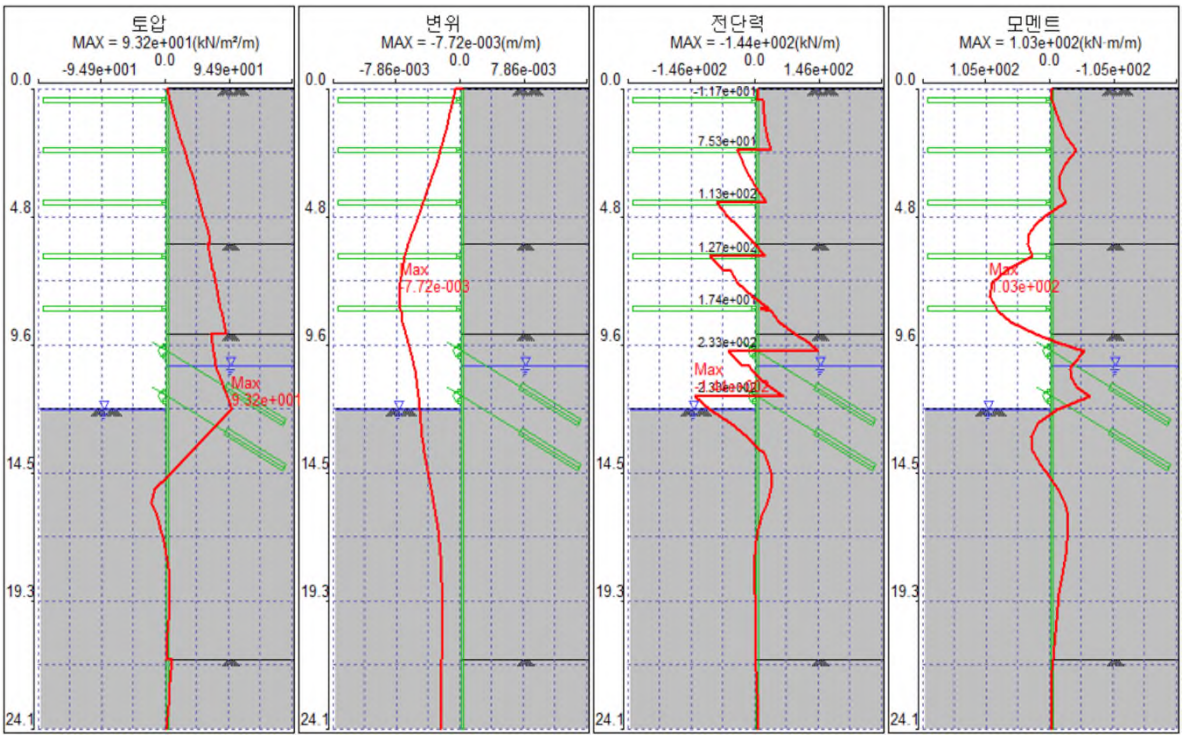
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 앵커-5단]



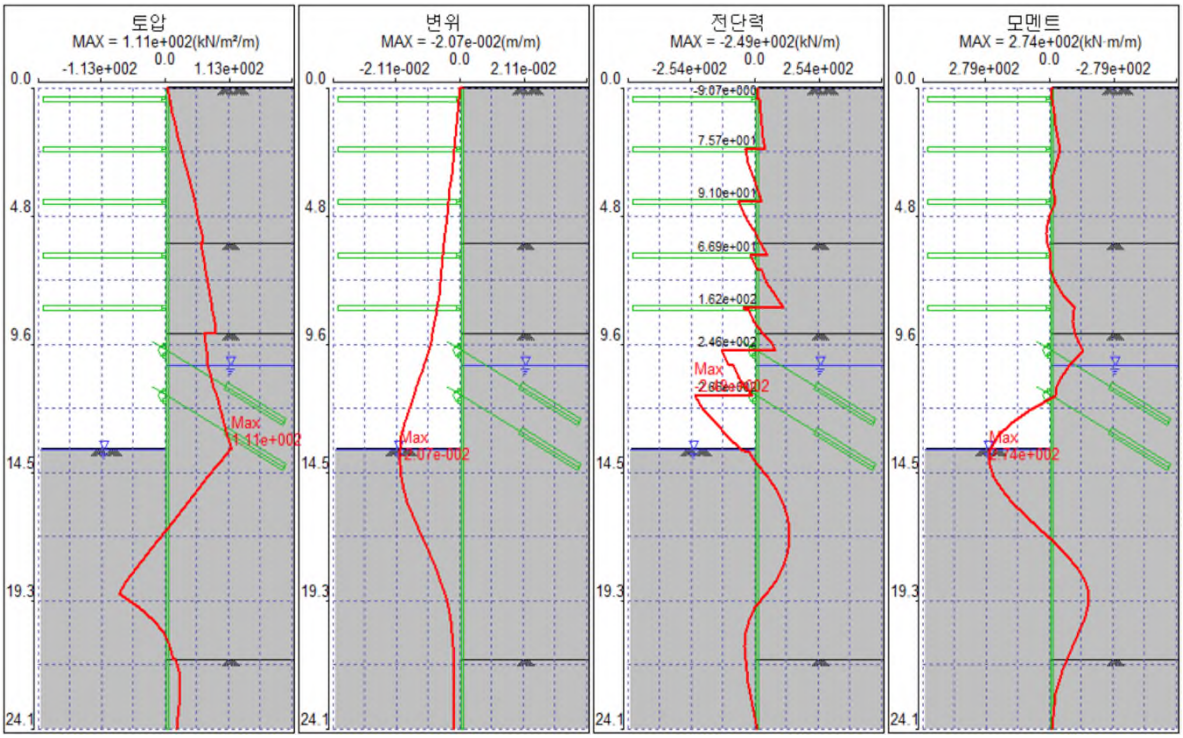
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 12.102 m]



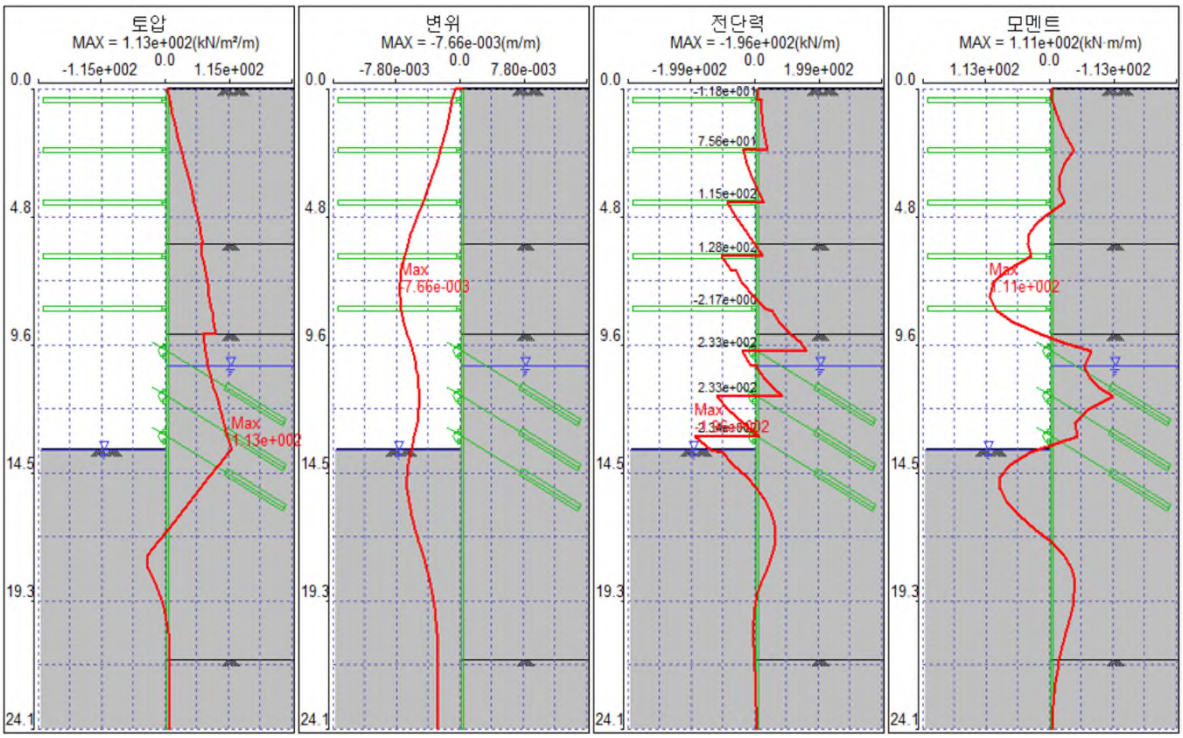
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 앵커-6단]



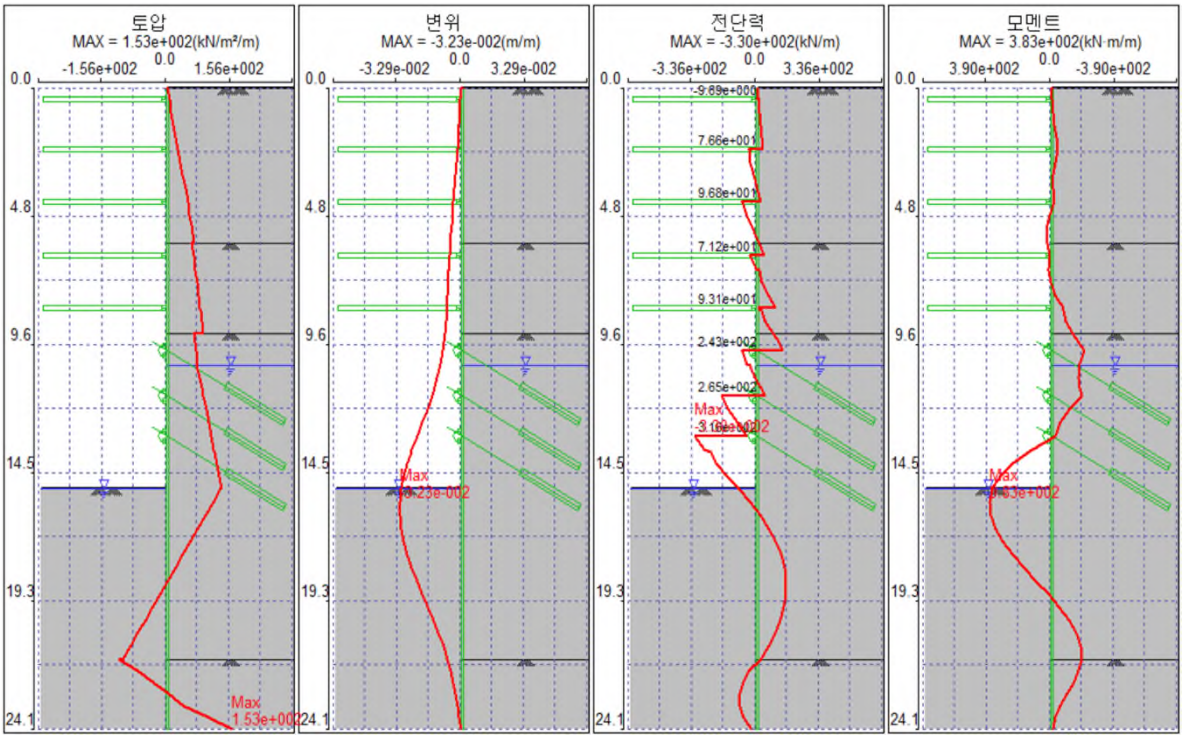
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 13.602 m]



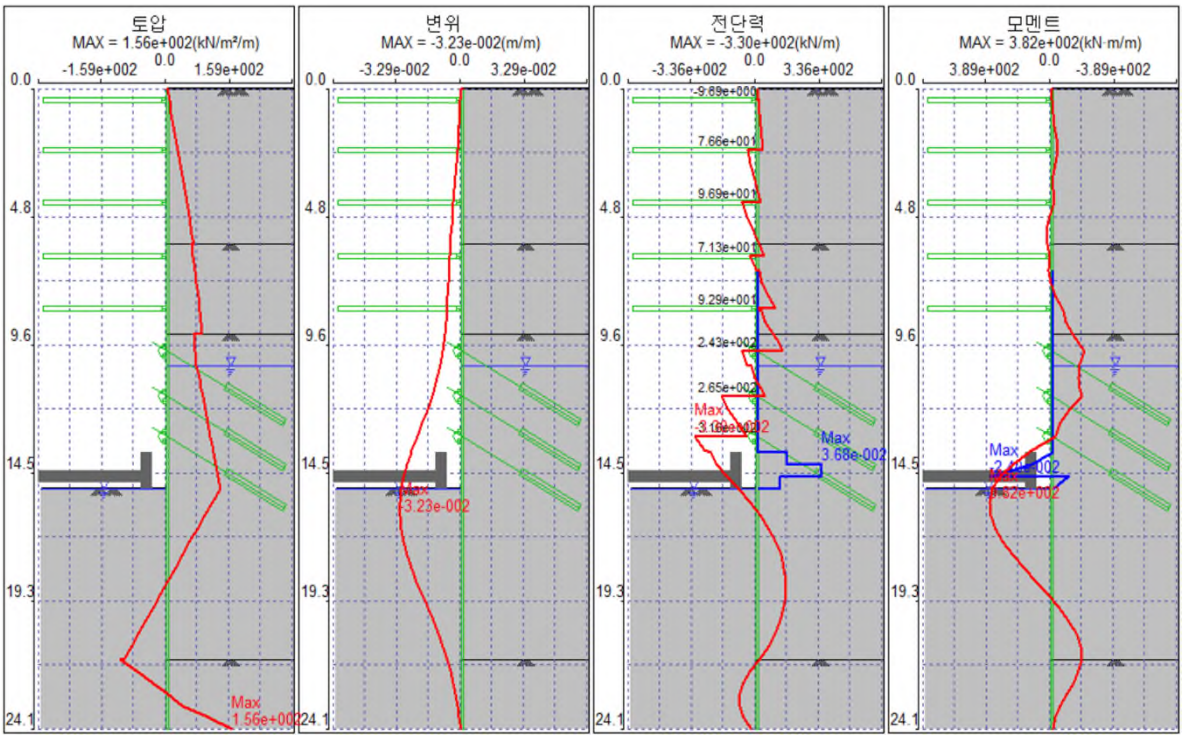
16) 시공 16 단계 [CS16 : 생성 앵커-7단]



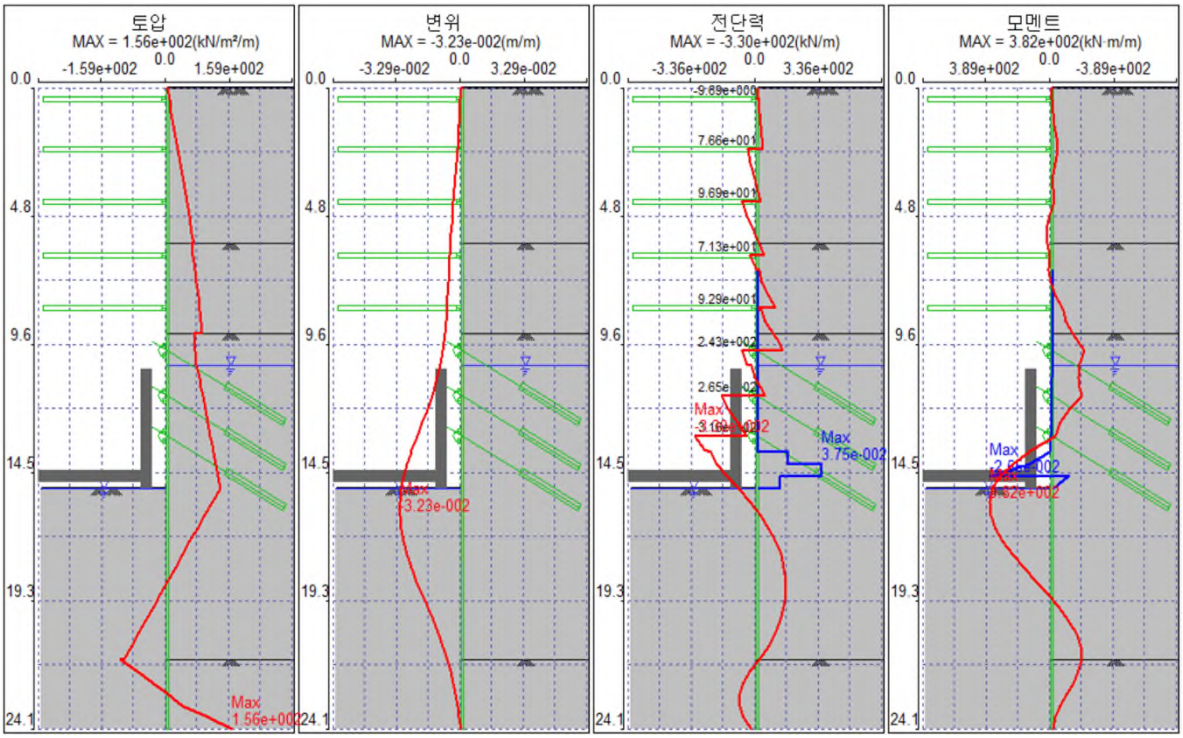
17) 시공 17 단계 [CS17 : 굴착 15.101 m]



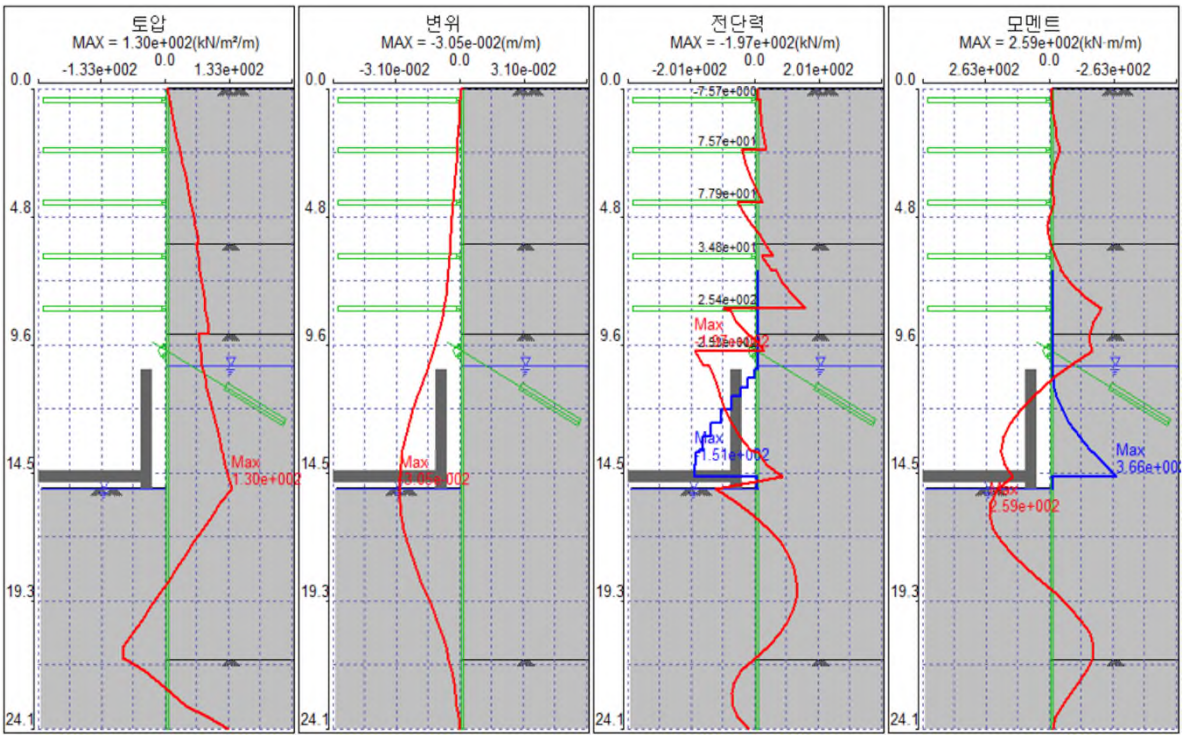
18) 시공 18 단계 [CS18 : 해체1]



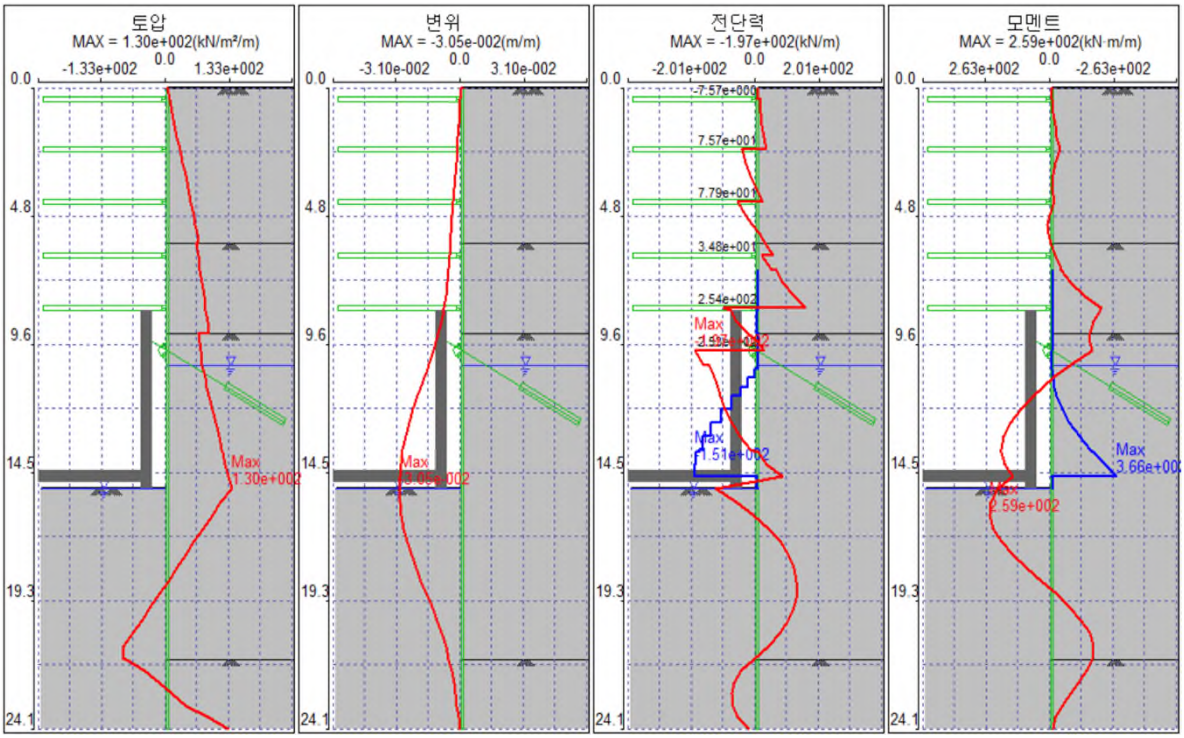
19) 시공 19 단계 [CS19 : 해체2]



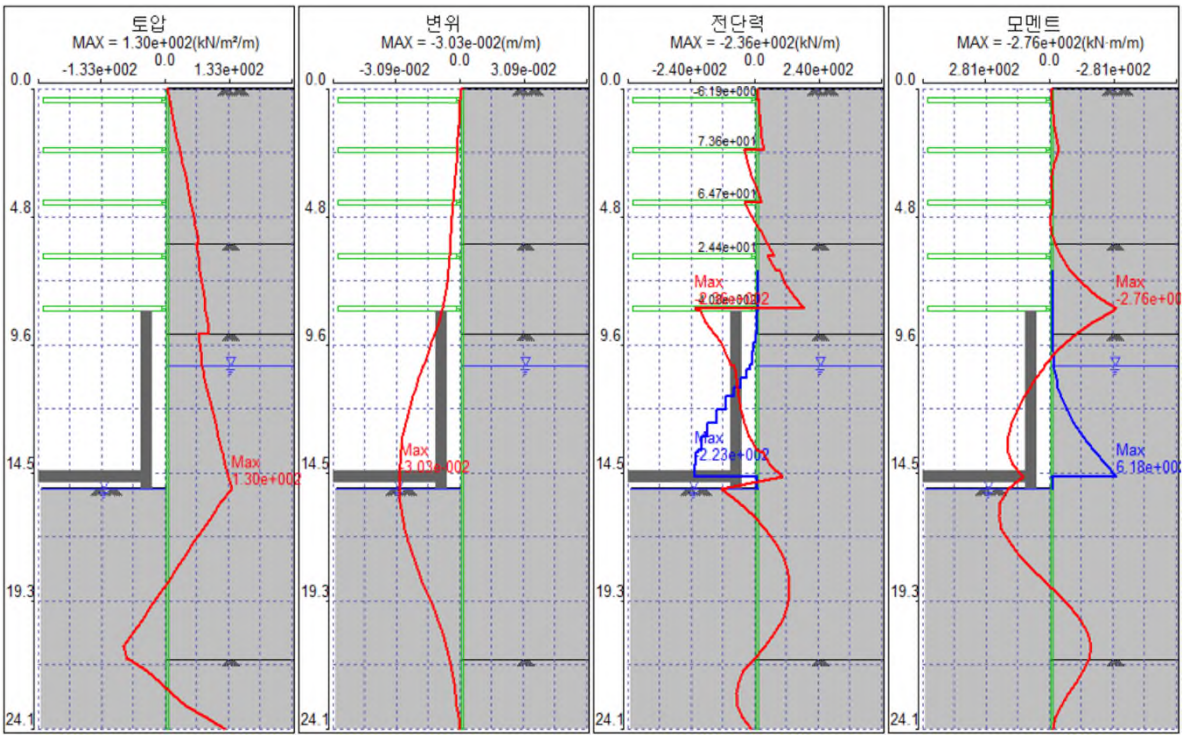
20) 시공 20 단계 [CS20 : 해체3]



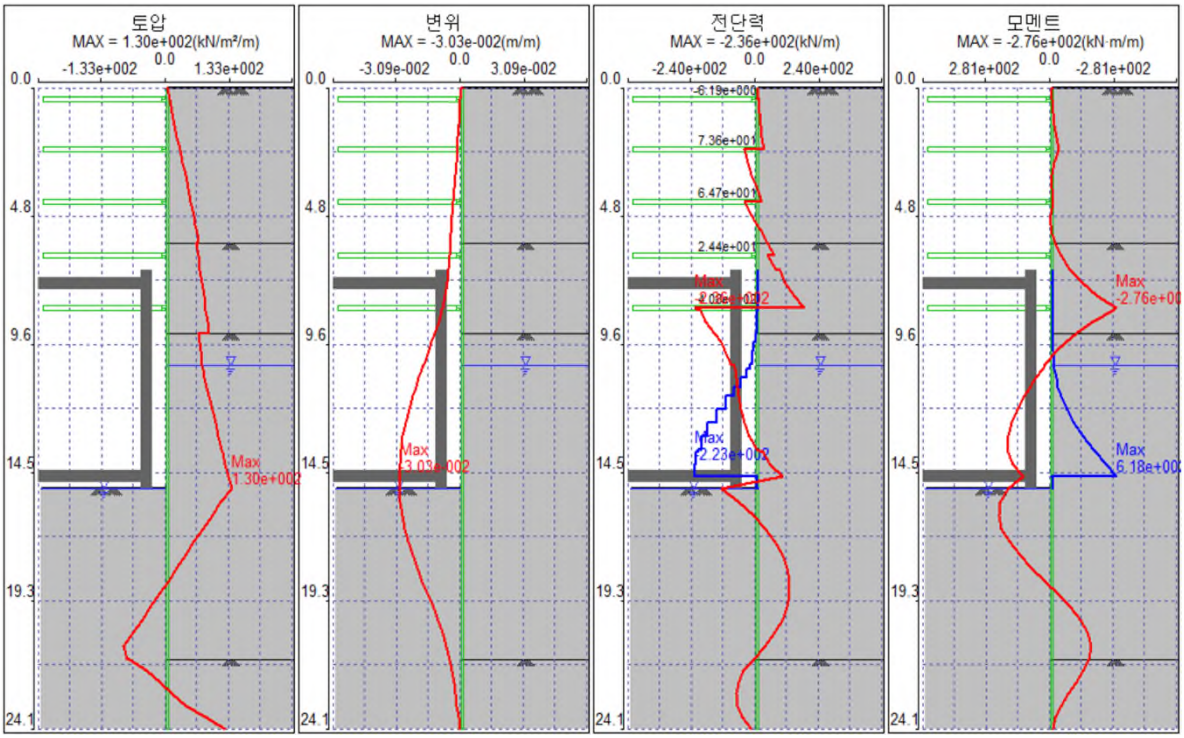
21) 시공 21 단계 [CS21 : 해체4]



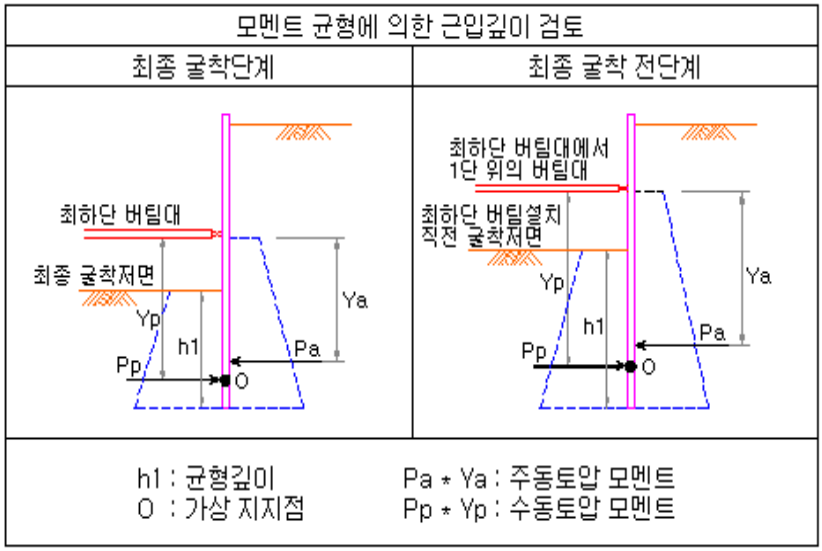
22) 시공 22 단계 [CS22 : 해체5]



23) 시공 23 단계 [CS23 : 해체6]



12.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	6.210	9.000	12369.115	16450.463	1.330	1.200	OK
최종 굴착 전단계	5.431	10.499	15446.784	24777.294	1.604	1.200	OK

12.3.1 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 -13.102 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 239.77 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.036 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1736.825 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 6.979 m

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

Ma = (239.77 x 1.036) + (1736.825 x 6.979) = 12369.115 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2056.409 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 8 m

Mp = (Pp x Yp) = (2056.409 x 8) = 16450.463 kN · m

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

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 16450.463 / 12369.115 = 1.33

S.F. = 1.33 > 1.2 ... OK

12.3.2. 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 -11.602 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 200.328 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.045 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1921.549 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 7.93 m

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

Ma = (200.328 x 1.045) + (1921.549 x 7.93) = 15446.784 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2761.126 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 8.974 m

Mp = (Pp x Yp) = (2761.126 x 8.974) = 24777.294 kN·m

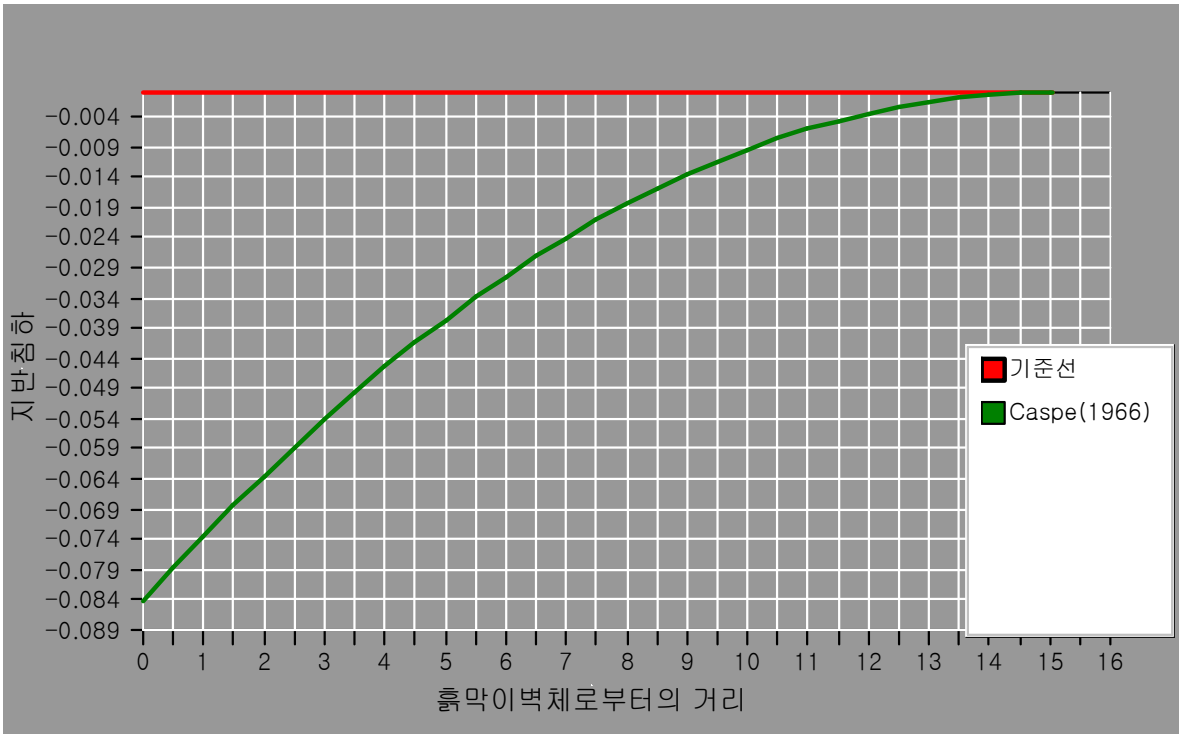
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 24777.294 / 15446.784 = 1.604

S.F. = 1.604 > 1.2 ... OK

12.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



12.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.317 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 12.6 m, Hw = 15.101 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 29.927 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ /2)

Hp = 0.5 x 12.6 x tan(45 + 29.927/2) = 10.896 m

Ht = Hp + Hw = 10.896 + 15.101 = 25.997 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ /2)

D = 25.997 x tan(45-29.927/2) = 15.031 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.317 / 15.031 = -0.084 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.084 x ((15.031 - Xi) / 15.031)^2

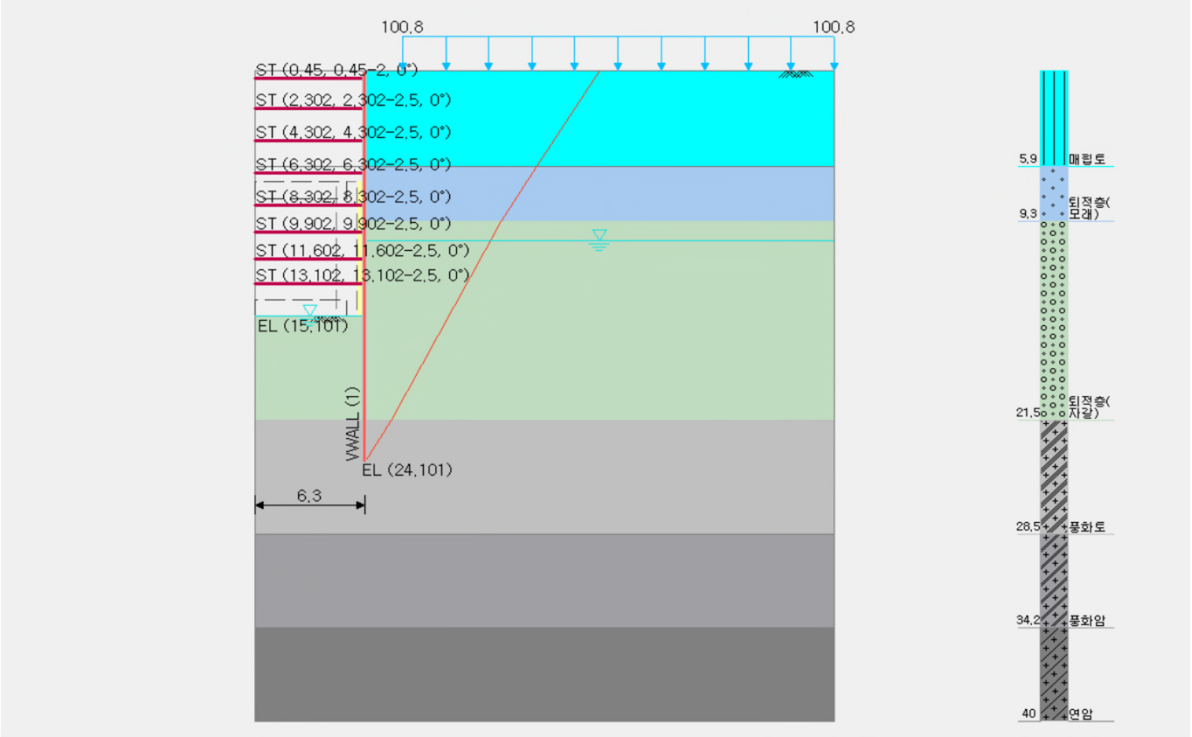
변 경

4. RAMP-C(STA.0+646.250~654.000)

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(측벽)
6.2 주형지지보(중앙)
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 (H파일버팀보-4단)
7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)
7.7 Strut 설계 (H파일버팀보-6단)
7.8 Strut 설계 (강관버팀보-7단)
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 H파일버팀보-4단 띠장 설계
8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계
8.7 H파일버팀보-6단 띠장 설계
8.8 강관버팀보-7단 띠장 설계
9.중간말뚝 설계
10. Sheet 설계
10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 24.10m)
11.전산 입력 정보
12.해석결과

1.표준단면


100.8
100.8
ST (0.45, 0.45-2, 0°)
ST (2.302, 2.302-2.5, 0°)
ST (4.302, 4.302-2.5, 0°)
ST (6.302, 6.302-2.5, 0°)
ST (8.302, 8.302-2.5, 0°)
ST (9.902, 9.902-2.5, 0°)
ST (11.602, 11.602-2.5, 0°)
ST (13.102, 13.102-2.5, 0°)
EL (15.101)
VWALL (1)
EL (24.101)
6.3
5.9
매립토
9.3
퇴적층(모래)
21.5
퇴적층(자갈)
28.5
풍화토
34.2
풍화암
40
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-B:750x1990x200	-	휨응력	199.674	210.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	12.878	120.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	72.103	176.580	O.K	처짐	O.K
		전단응력	36.298	108.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	107.187	182.334	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	76.222	108.000	O.K		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	91.023	171.180	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	74.246	108.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.45	휨응력	4.307	135.540	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	8.037	106.308	O.K		
		전단응력	1.858	108.000	O.K		
H파일버팀보-4단 H 300x305x15/15	8.30	휨응력	17.227	136.655	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	49.558	113.275	O.K		
		전단응력	3.889	108.000	O.K		
H파일버팀보-6단 H 300x305x15/15	11.60	휨응력	17.227	136.655	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	92.932	113.275	O.K		
		전단응력	3.889	108.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x9	2.30	휨응력	22.716	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	36.373	160.832	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.802	106.692	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x9	4.30	휨응력	22.716	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	42.906	160.832	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.802	106.692	O.K		
강관버팀보-3단 P 406.4x9	6.30	휨응력	22.716	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	45.723	160.832	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.802	106.692	O.K		
강관버팀보-5단 P 406.4x9	9.90	휨응력	22.716	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	64.410	160.832	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.802	106.692	O.K		
강관버팀보-7단 P 406.4x9	13.10	휨응력	22.716	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	86.642	160.832	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.802	106.692	O.K		

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
주형보 H 300x305x15/15	0.45	휨응력	11.099	182.334	O.K	
		전단응력	9.208	108.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 300x305x15/15	2.30	휨응력	57.833	177.023	O.K	
		전단응력	38.384	108.000	O.K	
강관버팀보-2단 H 300x305x15/15	4.30	휨응력	72.536	177.023	O.K	
		전단응력	48.142	108.000	O.K	
강관버팀보-3단 H 440x300x11/18	6.30	휨응력	44.542	176.580	O.K	
		전단응력	47.709	108.000	O.K	
H파일버팀보-4단 H 440x300x11/18	8.30	휨응력	61.996	176.580	O.K	
		전단응력	66.404	108.000	O.K	
강관버팀보-5단 H 440x300x11/18	9.90	휨응력	68.295	176.580	O.K	
		전단응력	73.151	108.000	O.K	
H파일버팀보-6단 H 440x300x11/18	11.60	휨응력	128.136	176.580	O.K	WEB보강,14.0mm*2
		전단응력	38.711	108.000	O.K	
강관버팀보-7단 H 440x300x11/18	13.10	휨응력	96.553	176.580	O.K	
		전단응력	103.419	108.000	O.K	

2.6 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	64.976	182.334	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	55.644	180.440	O.K	지지력	O.K

2.7 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
흙막이벽(우) I:SP-VA(SY390(SY40)	0.00 ~ 24.10	휨응력	189.750	317.250	O.K	
		전단응력	22.056	168.750	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관)로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.50m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		H 300x305x15/15	수평간격 :	2.50	m
		H 300x305x15/15	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-B:750x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(SS400)	-	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
	H 300x305x15/15(SS400)	2.50m	
버팀보 (강관)	P 406.4x9(SS400)	2.50m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(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	315	390
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 20$ 210	$0 < \ell/r \le 15$ 285	$0 < \ell/r \le 14$ 315	$0 < \ell/r \le 18$ 390
		$20 < \ell/r \le 93$ $210 - 1.3(\ell/r - 20)$	$15 < \ell/r \le 80$ $285 - 2.0(\ell/r - 15)$	$14 < \ell/r \le 76$ $315 - 2.3(\ell/r - 14)$	$18 < \ell/r \le 67$ $390 - 3.3(\ell/r - 18)$
		$93 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$76 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,500+(\ell/r)^2}$	$67 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압 축 응 력	인장연 (순단면)	210	285	315	390
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.5$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.5$ 315	$\ell/b \le 5.0$ 390
		$4.5 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.6(\ell/b-4.5)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.7(\ell/b-4.0)$	$3.5 < \ell/b \le 27$ $315 - 6.6(\ell/b-3.5)$	$5.0 < \ell/b \le 25$ $390 - 9.9(\ell/b-4.5)$
전단응력 (총단면)		120	165	180	225
지압응력		315	420	465	585
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 압 축 응 력	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 210x1.5=315 260x1.5=390	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	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.5.0

나. 탄소성법

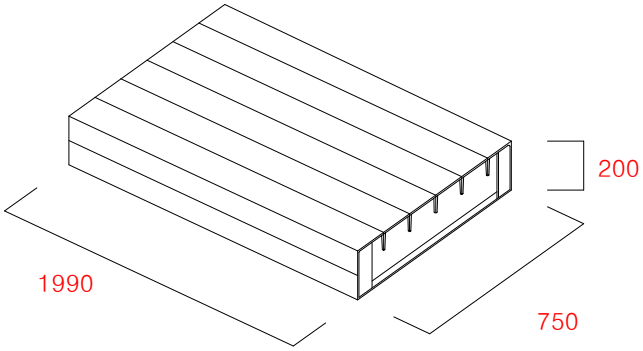
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64130000
A (mm^2)	13806
Z_x (mm^3)	443000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

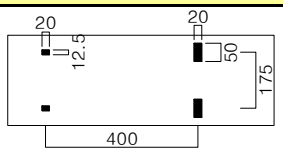
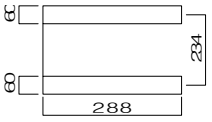
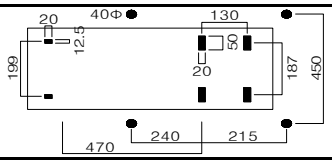
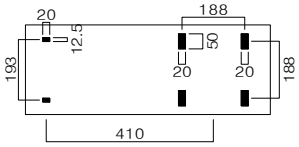
가. 고정하중

w_d = 2.800 × 1 / 1.990

= 1.407 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

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

$$= \frac{1.407 \times \text{###}^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.455 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

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

$$= \frac{1.407 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.800 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.455 × 1000000.000 / 443000 = 199.674 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.800 × 1000.000 / 13806 = 12.878 MPa

4.4 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	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 199.674 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 12.878 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

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

$$= \frac{5.000 \times 1.407 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 64130000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 64130000}$$

= 0.0213336 + 2.150

= 2.172 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

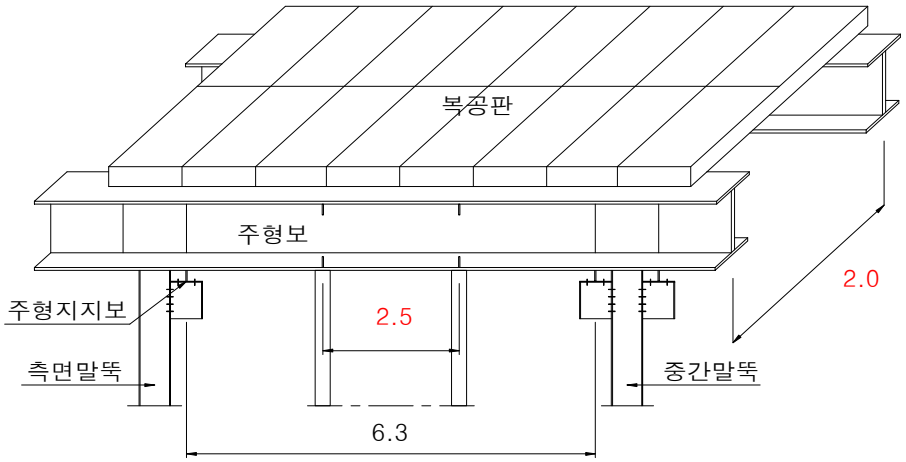
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 2.172 mm ---> O.K

5.주형보 설계

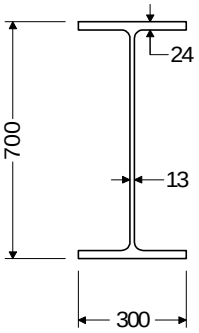
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 6.300 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1814.2
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 = 3.733 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.814 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.698 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.698 \times 6.300 \times 6.300 / 8 = 28.267$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.698 \times 6.300 / 2 = 17.947$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.300)

= 0.324 > 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

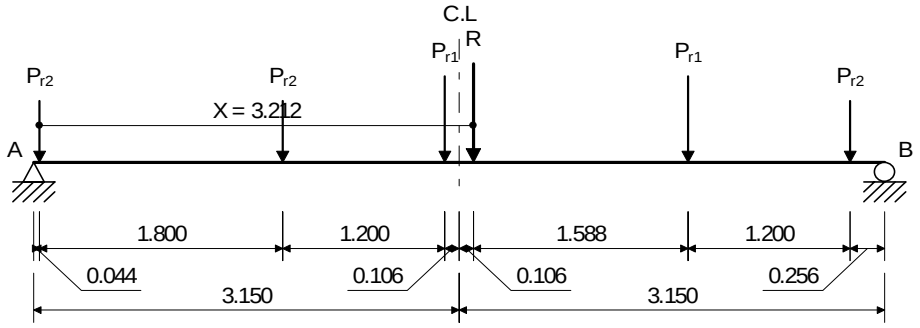
(3) 전륜하중

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

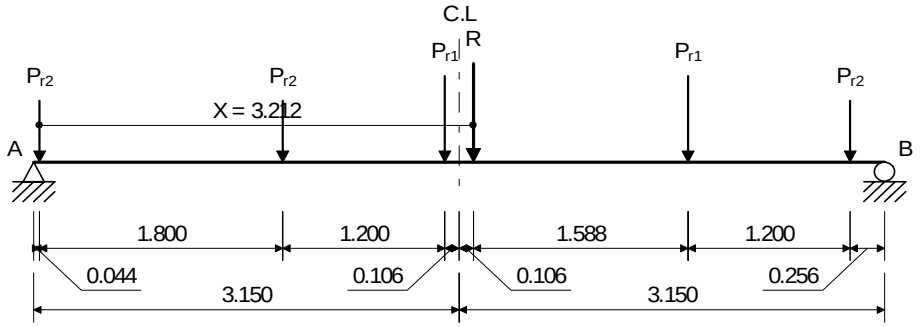
= 530.400 kN

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 6.256 + Pr2 x 4.456 + Pr1 x 3.256 + Pr1 x 1.456 + Pr2 x 0.256) / L

= (93.600 x 6.256 + 93.600 x 4.456 + 124.800 x 3.256 + 124.800 x 1.456 + 93.600 x 0.256) / 6.300

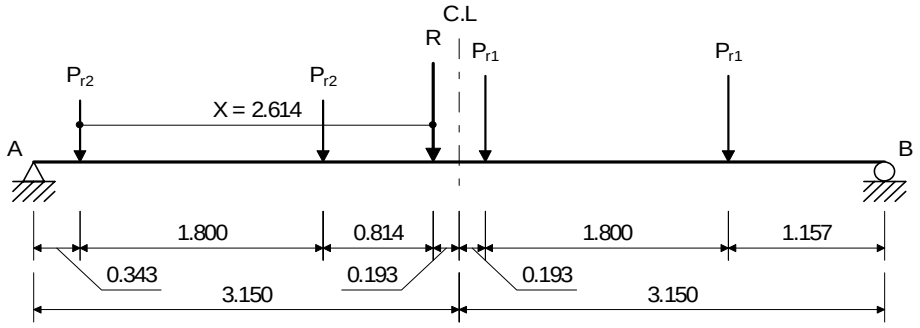
= 256.286 kN

M_l = (Ra x 3.044 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (256.286 x 3.044 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 387.044 kN·m

② 2 차선 재하시 (후륜하중)

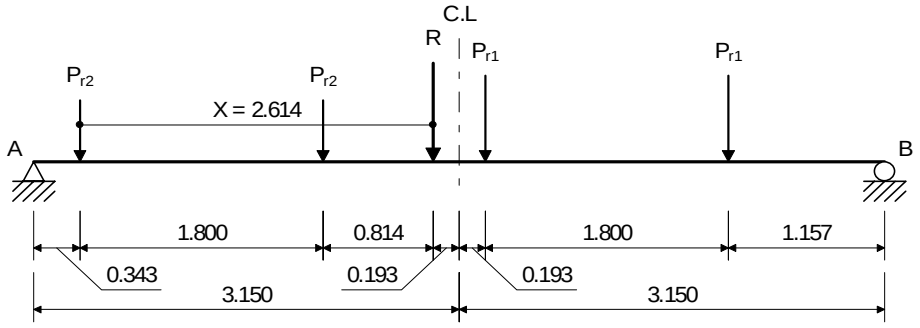


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

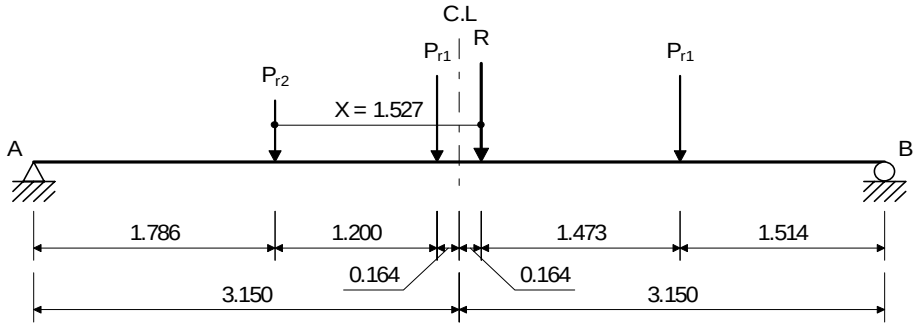
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 5.957 + Pr2 x 4.157 + Pr1 x 2.957 + Pr1 x 1.157) / L
= (93.600 x 5.957 + 93.600 x 4.157 + 124.800 x 2.957 + 124.800 x 1.157) / 6.300
= 231.771 kN

M_l = (Ra x 3.343 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (231.771 x 3.343 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 381.659 kN·m

③ 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

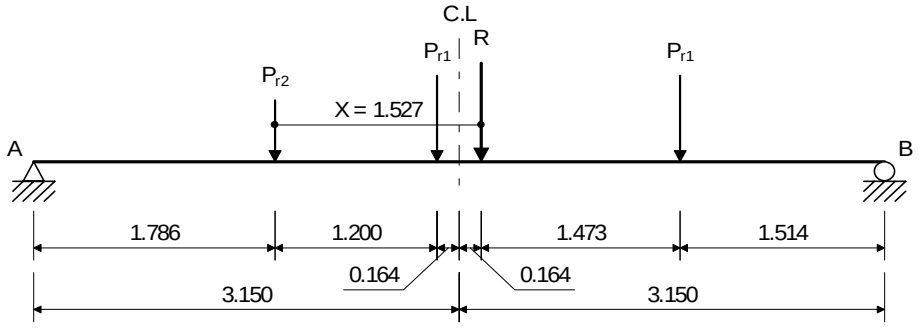


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

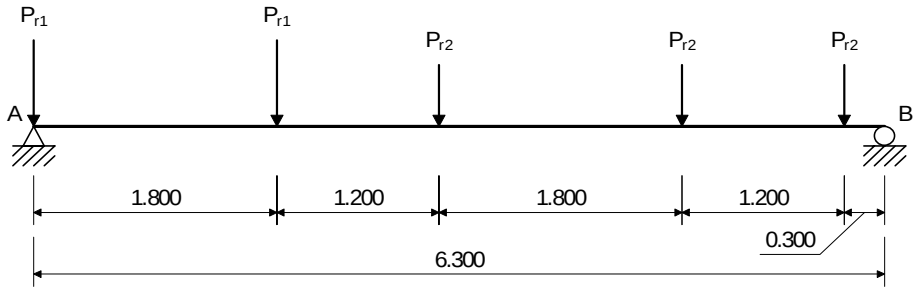


R_a = (Pr2 x 4.514 + Pr1 x 3.314 + Pr1 x 1.514) / L
= (93.600 x 4.514 + 124.800 x 3.314 + 124.800 x 1.514) / 6.300
= 162.686 kN

M_l = (Ra x 2.986 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (162.686 x 2.986 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 373.519 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 6.300 + Pr1 x 4.500 + Pr2 x 3.300 + Pr2 x 1.500 + Pr2 x 0.300) / L

= (124.800 x 6.300 + 124.800 x 4.500 + 93.600 x 3.300 + 93.600 x 1.500 + 93.600 x 0.300) / 6.300

= 289.714 kN

S_l = 289.714 x 1.00 = 289.714 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 28.267 + 387.044 = 415.311 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 17.947 + 289.714 = 307.662 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 415.311 x 1000000 / 5760000.0 = 72.103 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 307.662 x 1000 / 8476 = 36.298 MPa

5.4 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (72.103 + 72.103) / 72.103

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 72.103 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 36.298 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

$M = M_{l\,max} / (1+i) = 387.044 / 1.300 = 297.726$ kN·m

$w = 8 \times M / L^2 = 8 \times 297.726 / (6.30 \times 6.30) = 60.010$ kN/m

$\delta_l = 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_x)$

$= 5 \times 60.010 \times 6300.0^{\,4} / (384 \times 210000 \times 2010000000)$

$= 2.916$ mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (6300.0 / 400 , 25)

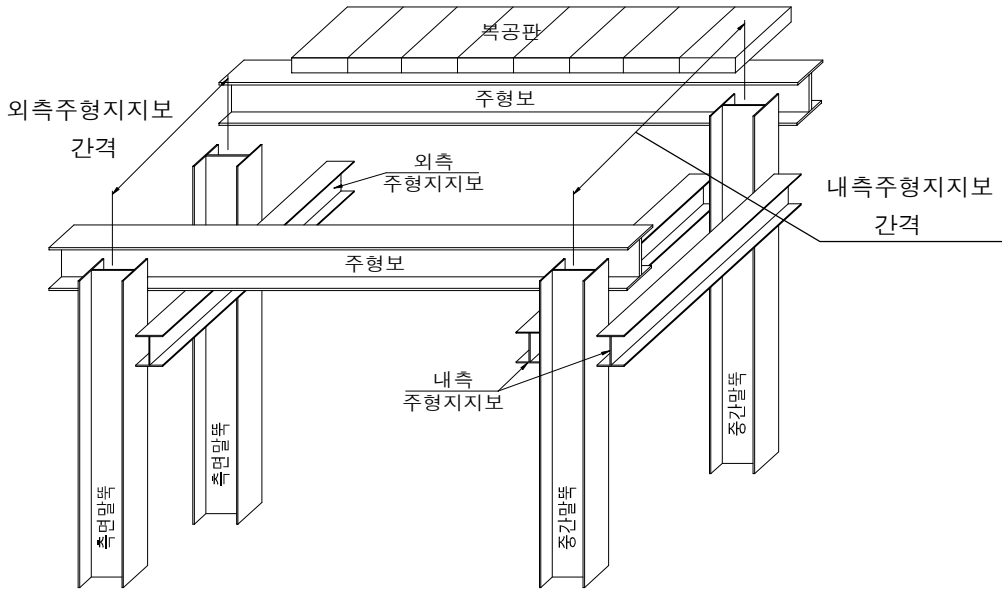
= 15.750 mm > δ_l = 2.916 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(측벽)

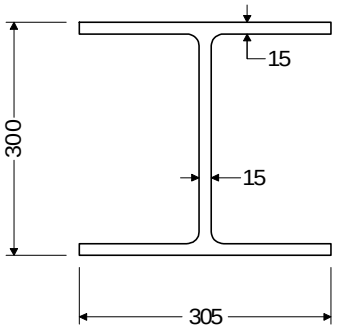
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 2.00 m

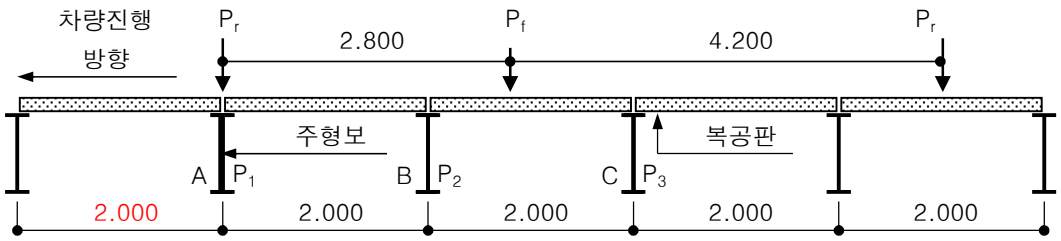


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

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



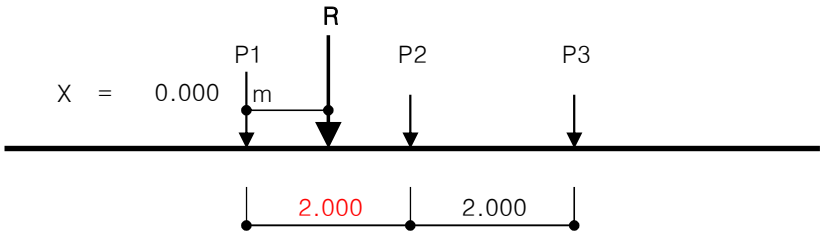
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 17.947 + 289.714 = 307.662 kN

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

= 17.947 + 72.429 x 1.200 / 2.000 = 61.404 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

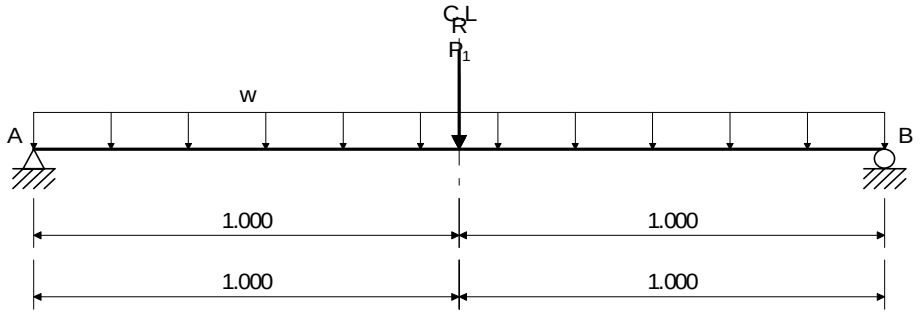


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

$R = P_1$
$= 307.662$
$= 307.662$ kN

$X = (0.000) / R$
$= (0.000) / 307.662$
$= 0.000$ m

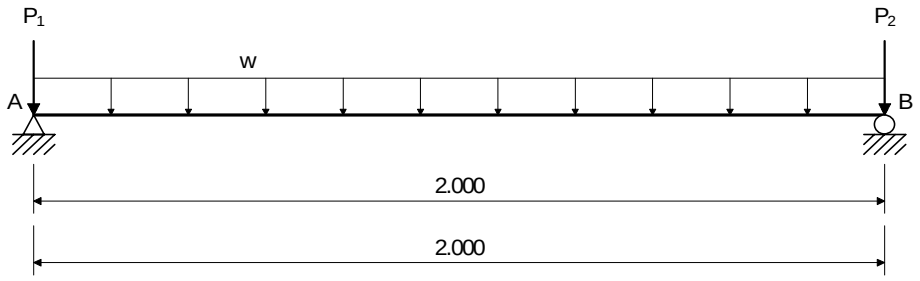
② 최대 휨모멘트



$R_a = (P_1 \times 1.000) / L$
$= (307.662 \times 1.000) / 2.000$
$= 153.831$ kN

$M_{max} = (Ra \times 1.000) + w \times L^2 / 8$
$= (153.831 \times 1.000) + 1.038 \times 2.00^2 / 8$
$= 154.350$ kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 2.000 + P_2 x 0.000) / L
= (307.662 x 2.000 + 61.404 x 0.000) / 2.000
= 307.662 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 307.662 + 1.038 x 2.00 / 2
= 308.699 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 154.350 x 1000000 / 1440000.0 = 107.187 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 308.699 x 1000 / 4050 = 76.222 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (107.187 + 107.187) / 107.187
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305
= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))
= 182.334 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 107.187 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 76.222 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (308699 + 15750)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

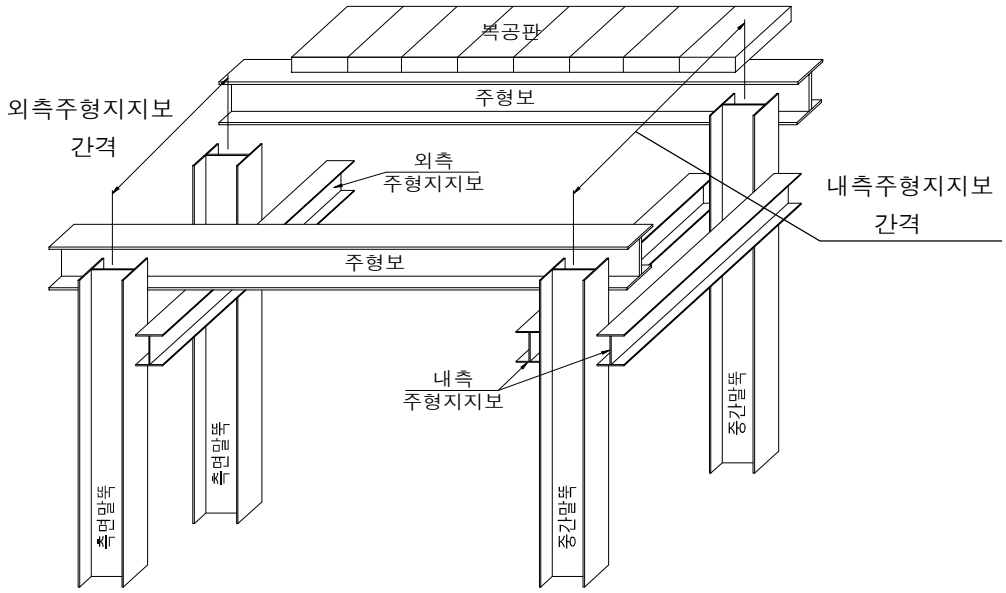
= 4.25 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.25 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(중앙)

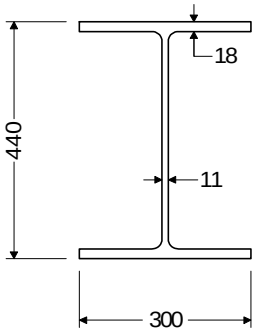
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

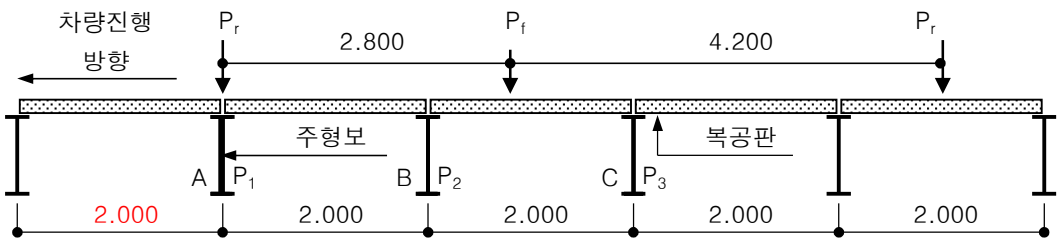


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

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



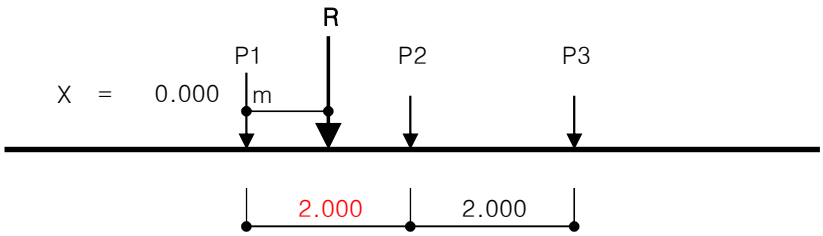
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)
= 17.947 + 289.714 = 307.662 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000
= 17.947 + 72.429 x 1.200 / 2.000 = 61.404 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

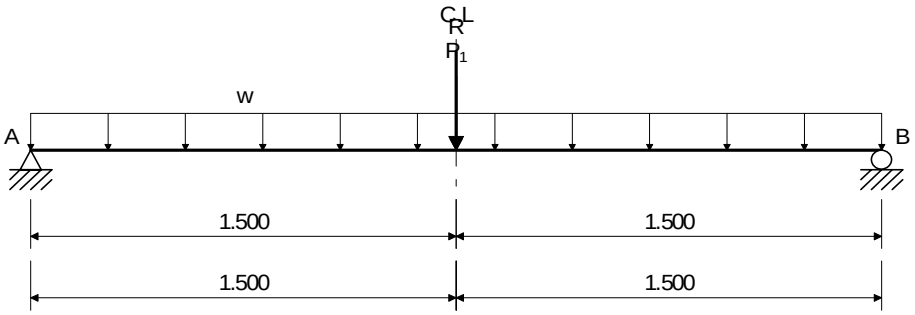


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 307.662
= 307.662 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 307.662
= 0.000 m

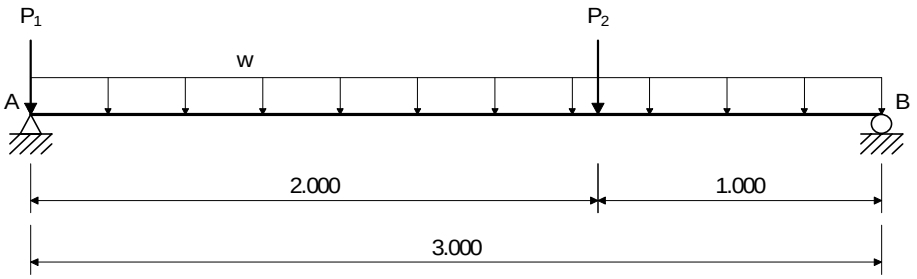
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.500) / L
= (307.662 x 1.500) / 3.000
= 153.831 kN

M_{max} = (Ra x 1.500) + w x L^2 / 8
= (153.831 x 1.500) + 1.212 x 3.00^2 / 8
= 232.109 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (307.662 x 3.000 + 61.404 x 1.000) / 3.000
= 328.130 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 328.130 + 1.212 x 3.00 / 2
= 329.947 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 232.109 x 1000000 / 2550000.0 = 91.023 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 329.947 x 1000 / 4444 = 74.246 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (91.023 + 91.023) / 91.023
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))

= 171.180 MPa

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

= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 91.023 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 74.246 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (329947 + 15750)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 4.53 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.53 ea ---> O.K

자. 브라켓 필릿용접검토

▶ 전단응력

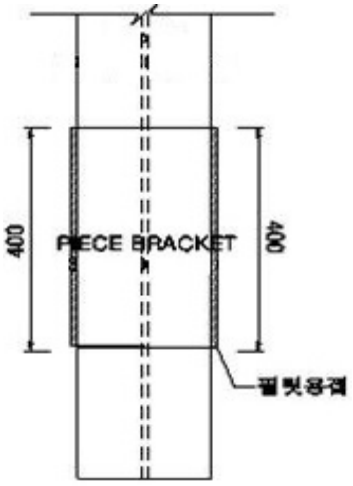
$$\tau = \frac{P}{\sum a \times l} = \frac{345.697 \times 10^3}{10.61 \times 800} = 40.75 \text{ MPa}$$

(1) ∑ a (목두께) = a : 모재 두께 (브라켓 H-pile의 Flange)

→ 0.707 × a = 0.707 × 15 = 10.605

(2) l : 유효길이 (브라켓 길이=400mm)

→ 400 + 400 = 800



▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80 = 108.0 MPa

→ 모재의 전 강도의 75%이상 갖도록 설계 (도로교설계기준 P.176 3.5.1.1)

τ_a = 108.000 x 0.75

= 81.000 MPa

∴ τ < τa = 40.75 < 81.00 ---> O.K

7.지보재 설계

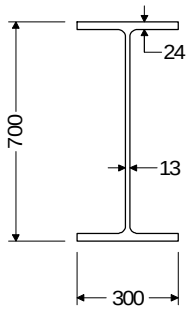
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 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} = 34.630 kN/m ---> 주형보 (CS3 : 굴착 2.802 m)
= 34.630 x 2.00 / 1 단
= 69.260 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 69.260 + 120.0 = 189.260 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 x 1000000 / 5760000.0 = 4.307 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 189.260 x 1000 / 23550 = 8.037 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.750 x 1000 / 8476 = 1.858 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> $b/(39.6i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 1.407

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (12.343 - 3.730) / 12.343$

= 0.698

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6300 / 293

21.502 ---> $20 < Lx/Rx \le 93$ 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 - 0.84 x (21.502 - 20))

= 187.297 MPa

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

= 187.297 MPa

L_y / R_y = 6300 / 67.8

92.920 ---> $20 < Ly/Ry \le 93$ 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 - 0.84 x (92.920 - 20))

= 106.308 MPa

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

= 106.308 MPa

$\therefore f_{ca}$ = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 106.308 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6300 / 300

= 21.000 ---> $4.5 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 - 2.4 x (21.000 - 4.5))

= 135.540 MPa

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

= 135.540 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (21.502)^2

= 3504.041 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 106.308 MPa > f_c = 8.037 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 135.540 MPa > f_b = 4.307 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 1.858 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{8.037}{106.308} + \frac{4.307}{135.540 \times (1 - (8.037 / 3504.041))}$$

$$= 0.107 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 8.037 + \frac{4.307}{1 - (8.037 / 3504.041)}$$

$$= 12.353 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.107 , 0.065)

= 0.107 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{12.343}{106.308} + \left\{ \frac{1.858}{108.000} \right\}^2$$

$$= 0.116 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

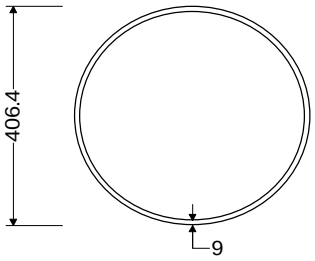
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 115.480 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 4.802 m)
= 115.480 x 2.50 / 1 단
= 288.700 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 288.700 + 120.0 = 408.700 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 \times 1000000 / 1092000.0 = 22.716$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 408.700 \times 1000 / 11236.2 = 36.373$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.750 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.802$ MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.077 x 9)

= 20.966 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.077

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (59.090 − 13.657) / 59.090

= 0.769 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6300 / 140.5

44.840 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (44.840 − 20))

= 160.832 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 160.832 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.840)^2

= 805.724 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.832 MPa > f_c = 36.373 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 22.716 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.802 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{36.373}{160.832} + \frac{22.716}{189.000 \times \left(1 - \left(36.373 / 805.724 \right) \right)}$$

$$= 0.352 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 36.373 + \frac{22.716}{1 - \left(36.373 / 805.724 \right)}$$

$$= 60.164 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.352 , 0.318)

= 0.352 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{59.090}{160.832} + \left\{ \frac{2.802}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.368 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

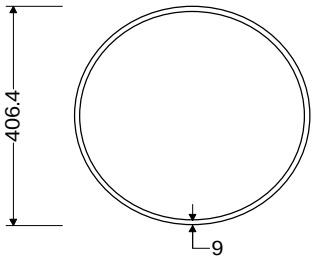
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 144.839 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 6.802 m)
= 144.839 x 2.50 / 1 단
= 362.097 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 362.097 + 120.0 = 482.097 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 \times 1000000 / 1092000.0 = 22.716$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 482.097 \times 1000 / 11236.2 = 42.906$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.750 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.802$ MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.069 x 9)

= 21.116 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.069

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (65.622 − 20.189) / 65.622

= 0.692 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6300 / 140.5

44.840 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (44.840 − 20))

= 160.832 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 160.832 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.840)^2

= 805.724 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.832 MPa > f_c = 42.906 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 22.716 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.802 MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{42.906}{160.832} + \dfrac{22.716}{189.000 \times (1 - (42.906 / 805.724))}$

= 0.394 < 1.0 ---> O.K

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

$$= 42.906 + \frac{22.716}{1 - (42.906 / 805.724)}$$

$$= 66.900 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.394 , 0.354)
= 0.394 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{65.622}{160.832} + \left\{ \frac{2.802}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.409 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

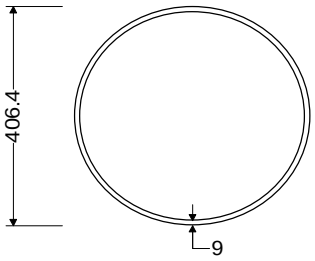
7.4 Strut 설계 (강관버팀보-3단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 157.501 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 8.802 m)
= 157.501 x 2.50 / 1 단
= 393.752 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 393.752 + 120.0 = 513.752 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN
(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 \times 1000000 / 1092000.0 = 22.716$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 513.752 \times 1000 / 11236.2 = 45.723$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.750 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.802$ MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.066 x 9)
= 21.172 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10
= 1.066

Φ = (f_1 - f_2) / f_1 = (68.439 - 23.007) / 68.439
= 0.664 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000
= 189.000 MPa

L / R = 6300 / 140.5
44.840 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 - 0.84 x (44.840 - 20))
= 160.832 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}
= 160.832 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.840)^2
= 805.724 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> r/t ≤ 125 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578²)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.832 MPa > f_c = 45.723 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 22.716 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.802 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{45.723}{160.832} + \frac{22.716}{189.000 \times (1 - (45.723 / 805.724))}$$

= 0.412 < 1.0 ---> O.K

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

$$= 45.723 + \frac{22.716}{1 - (45.723 / 805.724)}$$

= 69.806 < f_{cal} = 189.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.412 , 0.369)

= 0.412 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{68.439}{160.832} + \left\{ \frac{2.802}{106.692} \right\}^2$$

= 0.426 < 1.0 ---> O.K

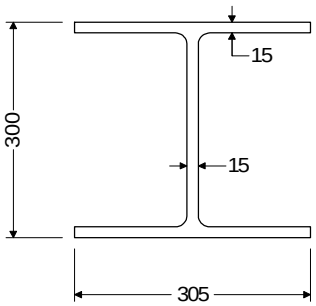
7.5 Strut 설계 (H파일버팀보-4단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 219.217 kN/m ---> H파일버팀보-4단 (CS11 : 굴착 10.402 m)
= 219.217 x 2.50 / 1 단
= 548.043 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 548.043 + 120.0 = 668.043 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 x 1000000 / 1440000.0 = 17.227 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 668.043 x 1000 / 13480 = 49.558 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.750 x 1000 / 4050 = 3.889 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$t = 15.000$ ---> $b/(39.6i) \le t$ 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 0.9 \times 140$

$= 189.000$ MPa

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

$= 1.240$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (66.785 - 32.332) / 66.785$

$= 0.516$

▶ 축방향 허용압축응력

$f_{cao} = 1.50 \times 0.9 \times 140.000$

$= 189.000$ MPa

$L_x / R_x = 6300 / 126$

50.000 ---> $20 < Lx/Rx \le 93$ 이므로

$f_{cagx} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.84 \times (50.000 - 20))$

$= 154.980$ MPa

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

$= 154.980$ MPa

$L_y / R_y = 6300 / 72.6$

86.777 ---> $20 < Ly/Ry \le 93$ 이므로

$f_{cagy} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.84 \times (86.777 - 20))$

$= 113.275$ MPa

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

$= 113.275$ MPa

$\therefore f_{ca} = \text{Min.}(f_{cax}, f_{cay}) = 113.275$ MPa

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 6300 / 305$

$= 20.656$ ---> $4.5 < L/B \le 30$ 이므로

$f_{bag} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (20.656 - 4.5))$

$= 136.655$ MPa

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

$= 136.655$ MPa

$f_{eax} = 1.50 \times 0.9 \times 1200000 / (50.000)^2$

$= 648.000$ MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$

$= 108.000$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 113.275 MPa > f_c = 49.558 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 136.655 MPa > f_b = 17.227 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 3.889 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{49.558}{113.275} + \frac{17.227}{136.655 \times (1 - (49.558 / 648.000))}$$

$$= 0.574 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 49.558 + \frac{17.227}{1 - (49.558 / 648.000)}$$

$$= 68.211 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.574 , 0.361)

= 0.574 < 1.0 ---> O.K

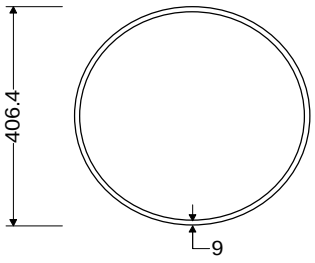
7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 241.492 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS13 : 굴착 12.102 m)

= 241.492 x 2.50 / 1 단

= 603.729 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 603.729 + 120.0 = 723.729 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단

= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단

= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 \times 1000000 / 1092000.0 = 22.716$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 723.729 \times 1000 / 11236.2 = 64.410$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.750 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.802$ MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.052 x 9)

= 21.459 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.052

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (87.127 − 41.694) / 87.127

= 0.521 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6300 / 140.5

44.840 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (44.840 − 20))

= 160.832 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}

= 160.832 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.840)^2

= 805.724 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.832 MPa > f_c = 64.410 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 22.716 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.802 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{64.410}{160.832} + \frac{22.716}{189.000 \times (1 - (64.410 / 805.724))}$$

$$= 0.531 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 64.410 + \frac{22.716}{1 - (64.410 / 805.724)}$$

$$= 89.101 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.531 , 0.471)

= 0.531 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{87.127}{160.832} + \left\{ \frac{2.802}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.542 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

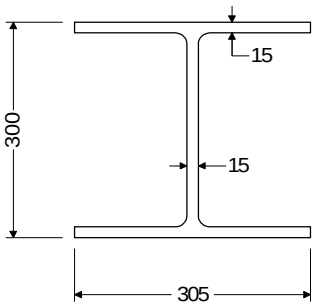
7.7 Strut 설계 (H파일버팀보-6단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 453.088 kN/m ---> H파일버팀보-6단 (CS23 : 해체6)
= 453.088 x 2.50 / 1 단
= 1132.721 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 1132.721 + 120.0 = 1252.721 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 x 1000000 / 1440000.0 = 17.227 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1252.721 x 1000 / 13480 = 92.932 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.750 x 1000 / 4050 = 3.889 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$t = 15.000$ ---> $b/(39.6i) \le t$ 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 0.9 \times 140$

$= 189.000$ MPa

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

$= 1.104$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (110.158 - 75.705) / 110.158$

$= 0.313$

▶ 축방향 허용압축응력

$f_{cao} = 1.50 \times 0.9 \times 140.000$

$= 189.000$ MPa

$L_x / R_x = 6300 / 126$

50.000 ---> $20 < Lx/Rx \le 93$ 이므로

$f_{cagx} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.84 \times (50.000 - 20))$

$= 154.980$ MPa

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

$= 154.980$ MPa

$L_y / R_y = 6300 / 72.6$

86.777 ---> $20 < Ly/Ry \le 93$ 이므로

$f_{cagy} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.84 \times (86.777 - 20))$

$= 113.275$ MPa

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

$= 113.275$ MPa

$\therefore f_{ca} = \text{Min.}(f_{cax}, f_{cay}) = 113.275$ MPa

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 6300 / 305$

$= 20.656$ ---> $4.5 < L/B \le 30$ 이므로

$f_{bag} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (20.656 - 4.5))$

$= 136.655$ MPa

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

$= 136.655$ MPa

$f_{eax} = 1.50 \times 0.9 \times 1200000 / (50.000)^2$

$= 648.000$ MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$

$= 108.000$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 113.275 MPa > f_c = 92.932 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 136.655 MPa > f_b = 17.227 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 3.889 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{92.932}{113.275} + \frac{17.227}{136.655 \times (1 - (92.932 / 648.000))}$$

$$= 0.968 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 92.932 + \frac{17.227}{1 - (92.932 / 648.000)}$$

$$= 113.042 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.968 , 0.598)

= 0.968 < 1.0 ---> O.K

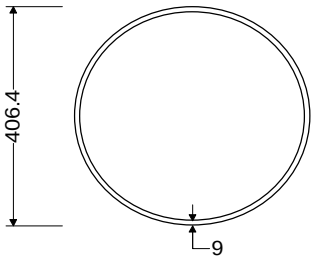
7.8 Strut 설계 (강관버팀보-7단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 341.412 kN/m ---> 강관버팀보-7단 (CS17 : 굴착 15.101 m)

= 341.412 x 2.50 / 1 단

= 853.531 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 853.531 + 120.0 = 973.531 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단

= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단

= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 \times 1000000 / 1092000.0 = 22.716$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 973.531 \times 1000 / 11236.2 = 86.642$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.750 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.802$ MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.042 x 9)

= 21.677 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, $\alpha = 1.0 + \Phi / 10$

= 1.042

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (109.359 - 63.926) / 109.359$

= 0.415 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6300 / 140.5

44.840 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (44.840 − 20))

= 160.832 MPa

$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 160.832 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.840)^2

= 805.724 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.832 MPa > f_c = 86.642 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 22.716 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.802 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{86.642}{160.832} + \frac{22.716}{189.000 \times (1 - (86.642 / 805.724))}$$

$$= 0.673 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 86.642 + \frac{22.716}{1 - (86.642 / 805.724)}$$

$$= 112.096 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.673 , 0.593)

= 0.673 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{109.359}{160.832} + \left\{ \frac{2.802}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.681 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

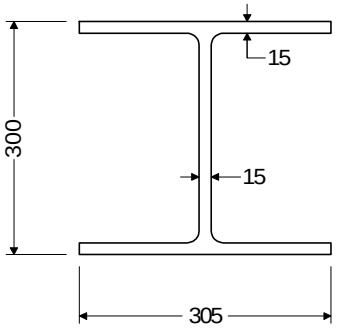
8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

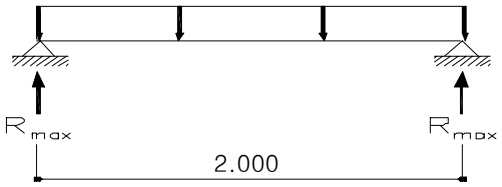
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 34.630 kN/m ---> 주형보 (CS3 : 굴착 2.802 m)

P = 34.630 × 2.00 m / 1 ea = 69.260 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 69.260 / (13 × 2.000)
= 31.966 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 31.966 × 2.000^2 / 8
= 15.983 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 31.966 × 2.000 / 12
= 37.294 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 15.983 x 1000000 / 1440000.0 = 11.099 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 37.294 x 1000 / 4050 = 9.208 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (11.099 + 11.099) / 11.099$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

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

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 11.099 MPa ---> O.K

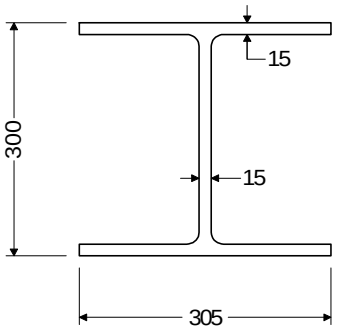
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 9.208 MPa ---> O.K

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

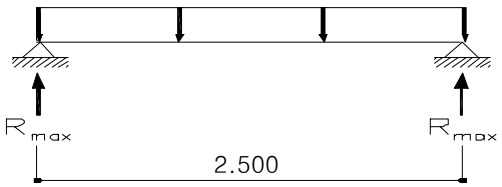
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 115.480 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 4.802 m)

$P = 115.480 \times 2.50\ m / 1\ ea = 288.700\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 288.700 / (13 \times 2.500)$
$= 106.597\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 106.597 \times 2.500^{2} / 8$
$= 83.279\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 106.597 \times 2.500 / 12$
$= 155.454\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 83.279 \times 1000000 / 1440000.0 = 57.833$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 155.454 \times 1000 / 4050 = 38.384$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$t = 15.000$ ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 0.9 \times 140$
$= 189.000$ MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (57.833 + 57.833) / 57.833$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 2500 / 305$
$= 8.197$ ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

$f_{bag} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (8.197 - 4.5))$
$= 177.023$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
$= 177.023$ MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
$= 108.000$ MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 177.023$ MPa > $f_b = 57.833$ MPa ---> O.K

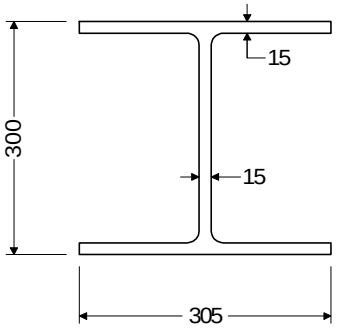
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 38.384$ MPa ---> O.K

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

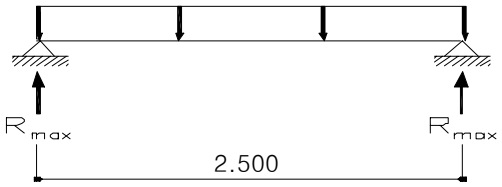
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 144.839 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 6.802 m)

P = 144.839 × 2.50 m / 1 ea = 362.097 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 362.097 / (13 × 2.500)
= 133.697 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 133.697 × 2.500^2 / 8
= 104.451 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 133.697 × 2.500 / 12
= 194.975 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 104.451 x 1000000 / 1440000.0 = 72.536 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 194.975 x 1000 / 4050 = 48.142 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (72.536 + 72.536) / 72.536$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.197 − 4.5))

= 177.023 MPa

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

= 177.023 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 177.023 MPa > f_b = 72.536 MPa ---> O.K

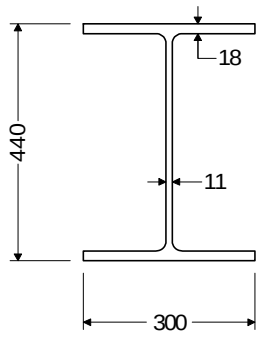
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 48.142 MPa ---> O.K

8.4 강관버팀보-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

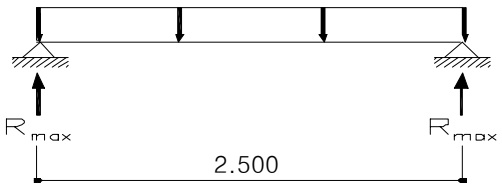
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 157.501 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 8.802 m)

$P = 157.501 \times 2.50\ m / 1\ ea = 393.752\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 393.752 / (13 \times 2.500)$
$= 145.386\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 145.386 \times 2.500^{2} / 8$
$= 113.582\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 145.386 \times 2.500 / 12$
$= 212.021\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x$ = 113.582 x 1000000 / 2550000.0 = 44.542 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w$ = 212.021 x 1000 / 4444 = 47.709 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1$ = (44.542 + 44.542) / 44.542
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300
= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))
= 176.580 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 44.542 MPa ---> O.K

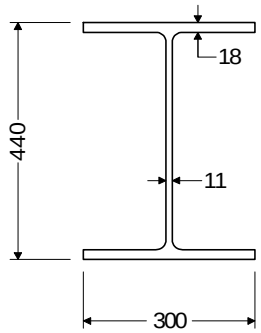
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 47.709 MPa ---> O.K

8.5 H파일버팀보-4단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

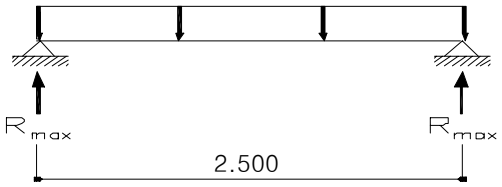
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 219.217 kN/m ---> H파일버팀보-4단 (CS11 : 굴착 10.402 m)

P = 219.217 × 2.50 m / 1 ea = 548.043 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 548.043 / (13 × 2.500)
= 202.354 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 202.354 × 2.500^2 / 8
= 158.089 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 202.354 × 2.500 / 12
= 295.100 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 158.089 x 1000000 / 2550000.0 = 61.996 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 295.100 x 1000 / 4444 = 66.404 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (61.996 + 61.996) / 61.996

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 61.996 MPa ---> O.K

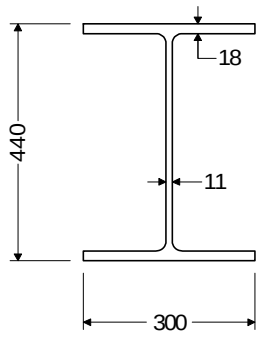
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 66.404 MPa ---> O.K

8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

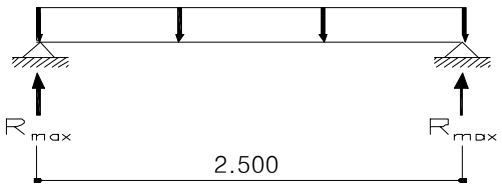
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 241.492 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS13 : 굴착 12.102 m)

$P = 241.492 \times 2.50\ m / 1\ ea = 603.729\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 603.729 / (13 \times 2.500)$
$= 222.915\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 222.915 \times 2.500^2 / 8$
$= 174.153\ kN·m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 222.915 \times 2.500 / 12$
$= 325.085\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 174.153 \times 1000000 / 2550000.0 = 68.295$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 325.085 \times 1000 / 4444 = 73.151$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (68.295 + 68.295) / 68.295$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300
= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))
= 176.580 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 176.580$ MPa > $f_b = 68.295$ MPa ---> O.K

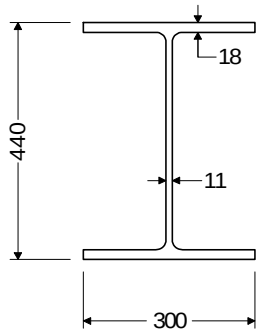
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 73.151$ MPa ---> O.K

8.7 H파일버팀보-6단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

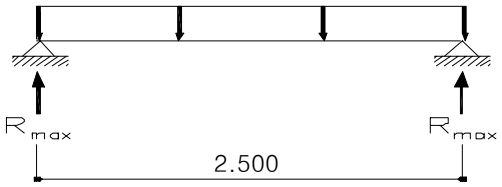
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 453.088 kN/m ---> H파일버팀보-6단 (CS23 : 해체6)

P = 453.088 × 2.50 m / 1 ea = 1132.721 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 1132.721 / (13 × 2.500)
= 418.235 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 418.235 × 2.500^2 / 8
= 326.746 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 418.235 × 2.500 / 12
= 609.926 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 326.746 x 1000000 / 2550000.0 = 128.136 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 609.926 x 1000 / 4444 = 137.247 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (128.136 + 128.136) / 128.136$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 128.136 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa < τ = 137.247 MPa ---> N.G

바. 스티프너 단면보강 전단응력 검토

A' = (440.000 − 18.000 x 2) x 14 x 2 = ####### mm^2

A_w' = $A_w + A'$

= ####### mm^2 + 11312.000 mm^2 = ####### mm^2

τ' = S_{max} / A_w' = 609926.470 / 15756.000 = 38.711 MPa

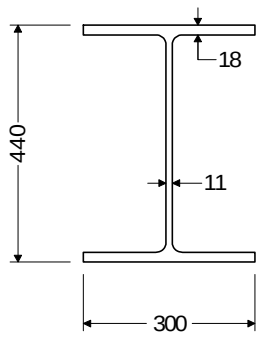
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ' = 38.711 MPa ---> O.K

8.8 강관버팀보-7단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

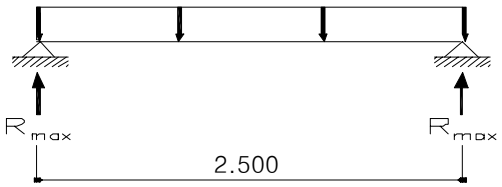
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 341.412 kN/m ---> 강관버팀보-7단 (CS17 : 굴착 15.101 m)

P = 341.412 × 2.50 m / 1 ea = 853.531 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 853.531 / (13 × 2.500)
= 315.150 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 315.150 × 2.500^2 / 8
= 246.211 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 315.150 × 2.500 / 12
= 459.593 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 246.211 x 1000000 / 2550000.0 = 96.553 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 459.593 x 1000 / 4444 = 103.419 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (96.553 + 96.553) / 96.553
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 96.553 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 103.419 MPa ---> O.K

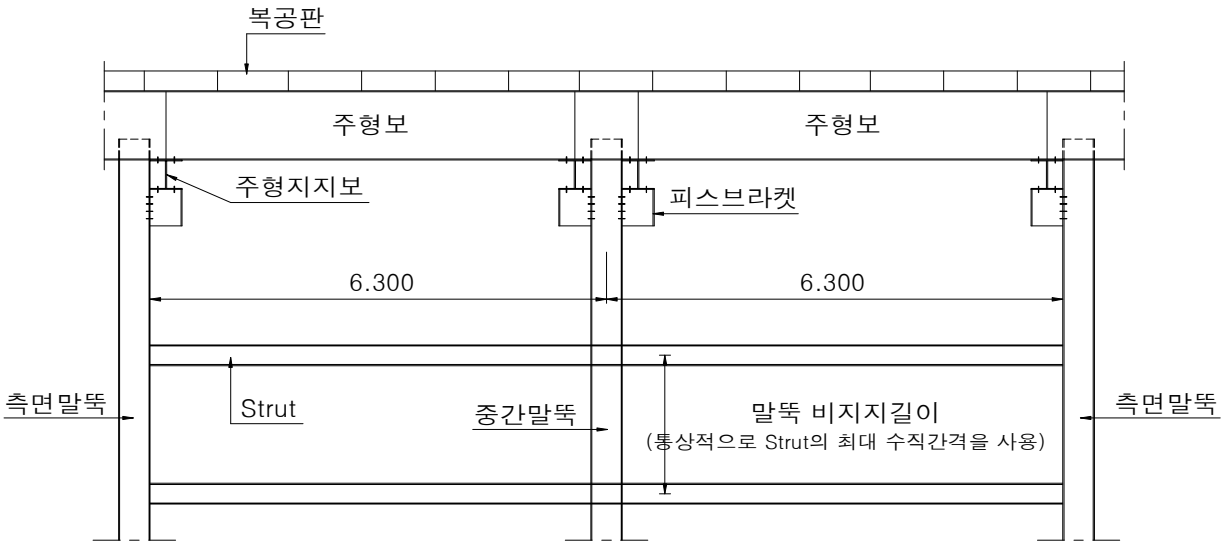
9.중간말뚝 설계

9.1 설계제원

가. 계산지간 : 6.300 + 6.300 = 12.600 m

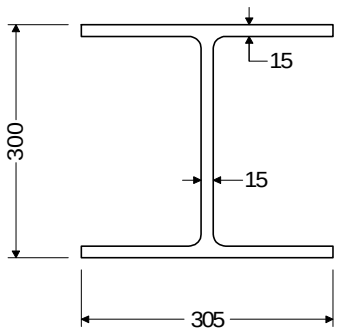
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 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
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



9.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 32.488 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 4.722 kN

(3) 버팀보 자중 = 111.920 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 11.445 kN

ΣP_s = 161.635 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.698 x 6.300) / 2 = 17.947 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.698 x 6.300) / 2 = 17.947 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.300)

= 0.324 > 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

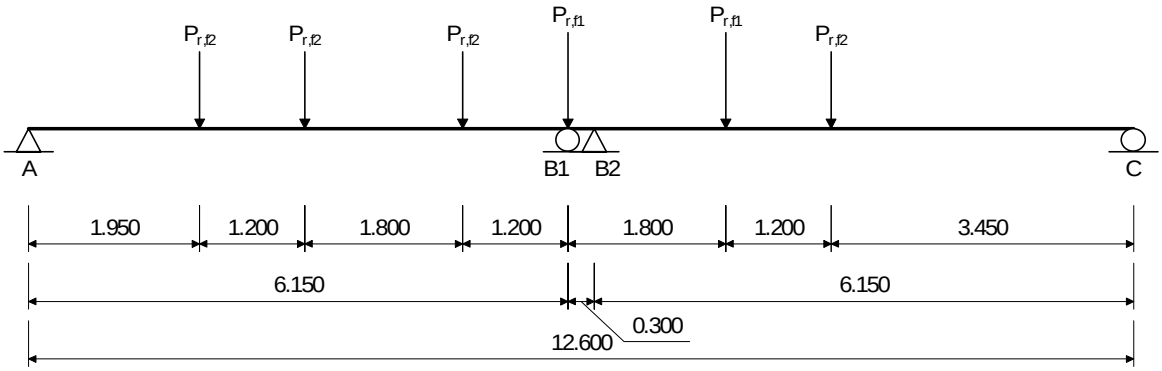
(2) 전륜하중

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 1.5 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 6.150 + 93.600 x 4.950 + 93.600 x 3.150 + 93.600 x 1.950) / 6.150

= 277.756 kN

R_{B2} = (124.800 x 4.650 + 93.600 x 3.450) / 6.150

= 146.868 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 277.756 x 1.00 = 277.756 kN

P_{r2} = 146.868 x 1.00 = 146.868 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 6.150 + 23.400 x 4.950 + 23.400 x 3.150 + 23.400 x 1.950) / 6.150

= 69.439 kN

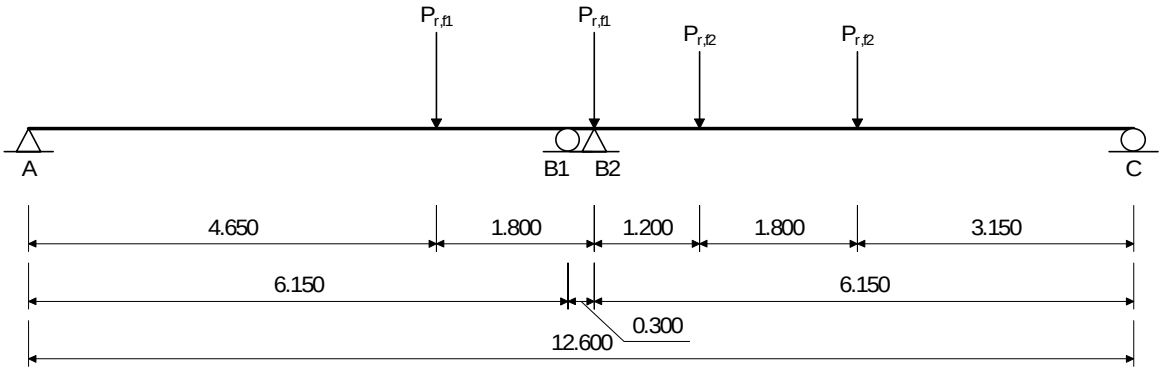
R_{B2} = (31.200 x 4.650 + 23.400 x 3.450) / 6.150

= 36.717 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 69.439 x 1.00 = 69.439 kN

P_{f2} = 36.717 x 1.00 = 36.717 kN

② 1.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.650) / 6.150

= 94.361 kN

R_{B2} = (124.800 x 6.150 + 93.600 x 4.950 + 93.600 x 3.150) / 6.150

= 248.078 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 94.361 x 1.00 = 94.361 kN

P_{r2} = 248.078 x 1.00 = 248.078 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.650) / 6.150

= 23.590 kN

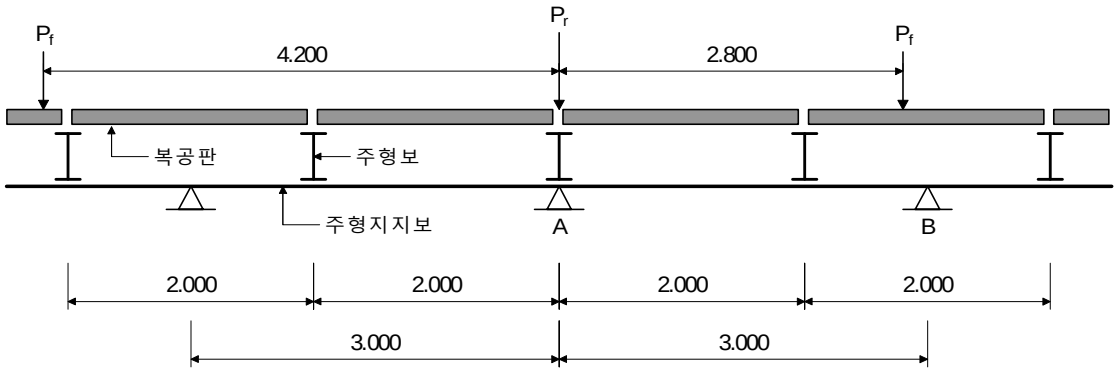
R_{B2} = (31.200 x 6.150 + 23.400 x 4.950 + 23.400 x 3.150) / 6.150

= 62.020 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 23.590 x 1.00 = 23.590 kN

P_{f2} = 62.020 x 1.00 = 62.020 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (277.756 x 3.000 + 69.439 x 0.200) / 3.000

= 282.385 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

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

= 282.385 + 17.947 x 3.00 / 2.00 = 309.306 kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

R_2 = (248.078 x 3.000 + 62.020 x 0.200) / 3.000

= 252.213 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

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

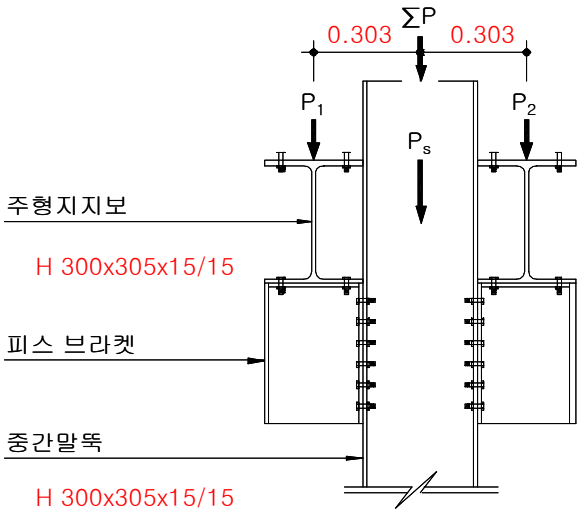
= 252.213 + 17.947 x 3.00 / 2.00 = 279.134 kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P$ = P_1 + P_2 + P_s

= 309.306 + 279.134 + 161.635 = 750.075 kN

9.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , f_c = $\sum P$ / A = 750.075 x 1000 / 13480 = 55.644 MPa

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 93.565 x 1000000 / 1440000 = 64.976 MPa

여기서, M_{max} = P_1 x e = 309.306 x 0.303 = 93.565 kN·m

나. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.895

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (120.619 − −9.332) / 120.619

= 1.077

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 2000 / 126

15.873 ---> Lx/Rx ≤ 20 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

L_y / R_y = 2000 / 72.6

27.548 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (27.548 − 20))

= 180.440 MPa

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

= 180.440 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 180.440 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

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

= 182.334 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (15.873)^2

= 6429.780 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 180.440 MPa > f_c = 55.644 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 64.976 MPa ---> O.K

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

$= \frac{55.644}{180.440} + \frac{64.976}{182.334 \times (1 - (55.644 / 6429.780))}$

$= 0.668 < 1.0$ ---> O.K

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

$= 55.644 + \frac{64.976}{1 - (55.644 / 6429.780)}$

$= 121.187 < f_{cal} = 189.000$ ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.668 , 0.641)

= 0.668 < 1.0 ---> O.K

9.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 750.07 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 25 \cdot N \cdot A_p + 0.2 \cdot N_s \cdot U \cdot L_s + 0.5 \cdot N_c \cdot U \cdot L_c$(선굴착 최종경타 공법)

여기서,

N(선단의 N치)	=	20	
N_s(선단까지의 모래층 N치 평균값)	=	20	
N_c(선단까지의 점토층 N치 평균값)	=	0	
L_s(모래층 중의 길이)	=	24.101	m
L_c(점토층 중의 길이)	=	0.000	m
A_p(H-Pile 단면적)	=	0.0915	m^2
U(파일의 둘레길이)	=	1.210	m

= 25 x 20 x 0.0915 + 0.2 x 20 x 1.210 x ###

+ 0.5 x 0 x 1.210 x 0.000

= 162.399 tonf

= 1592.59 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 1592.59 / 2.0

= 796.294 kN

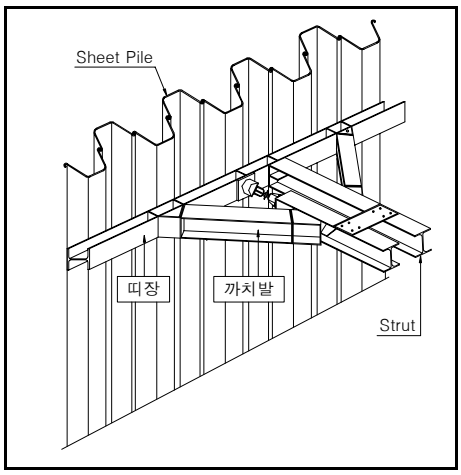
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

10. Sheet 설계

10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 24.10m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY390(SY40)
Sheet Pile Size	U:SP-VA
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	235.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	125.0
총단면적(A, mm^2)	26760.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	15600.0
I_x(mm^4)	630000000.0
Z_x(mm^3)	3150000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 342.520 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS18 : 해체1)

= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭

= 342.520 (kN·m/m) × 1.00 m = 342.520 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 344.076 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS17 : 굴착 15.101 m)

= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭

= 344.076 (kN/m) × 1.00 m = 344.076 kN

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

P_{max} = 주형보 반력 + 자중 및 작업하중 + 지보재 수직분력

= 153.831 kN/m + 74.228 kN/m + 0.000 kN/m

= 228.059 kN/m

= 단위폭당 최대 연직하중 × 단위폭

= 228.059 (kN/m) × 1.00 m = 228.059 kN

다. 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

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 235.0) × 0.9 = 317.25 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 125.0) × 0.9 = 168.75 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{max}}{A}$$

$$= \frac{342.520 \times 10^{6}}{0.6 \times 3150000.00} + \frac{228.059 \times 10^{3}}{26760.0} = 189.750 \text{ MPa}$$

$f_b < f_{ba}' = 317.25$ MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{344.076 \times 10^{3}}{15600.00} = 22.056 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_a' = 168.75$ MPa ---> O.K

11. 탄소성 입력 데이터

11.1 해석종류 : 탄소성보법

11.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

11.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 27.2 m, 굴착폭 = 6.3 m, 최대굴착깊이 = 15.101 m, 전모델높이 = 40 m

11.4 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	5.86	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(모래)	9.27	18.00	19.00	0.00	28.00	6	-	20000.00
3	퇴적층(자갈)	21.50	20.00	21.00	0.00	35.00	50	-	32000.00
4	풍화토	28.50	20.00	21.00	21.00	29.00	35	-	31000.00
5	풍화암	34.24	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
7	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	5	9000.00	12000.00

11.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-VA	SY390(SY40)	24.101	1

11.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.45	2	6.3	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x9	SS400	2.302	2.5	6.3	50	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x9	SS400	4.302	2.5	6.3	50	1
4	강관버팀보-3단	P 406.4x9	SS400	6.302	2.5	6.3	50	1
5	H파일버팀보-4단	H 300x305x15/15	SS400	8.302	2.5	6.3	50	1
6	강관버팀보-5단	P 406.4x9	SS400	9.902	2.5	6.3	50	1
7	H파일버팀보-6단	H 300x305x15/15	SS400	11.602	2.5	6.3	50	1
8	강관버팀보-7단	P 406.4x9	SS400	13.102	2.5	6.3	50	1

11.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브	7.346	0	5.3	C27	1	-
2	기초	14.601	0	5.3	C27	1	-
3	벽체	5.3	6.846	15.101	C27	1.2	뒤채움

11.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

11.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 10.426 m, 수위차 = 15.101 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	0.95	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	2.80	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	4.80	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	6.80	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	강관버팀보-3단		-	-	-	-	X	X
9	8.80	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	H파일버팀보-4단		-	-	-	-	X	X
11	10.40	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	강관버팀보-5단		-	-	-	-	X	X
13	12.10	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	H파일버팀보-6단		-	-	-	-	X	X
15	13.60	-	-	-	-	-	-	X	X
16	-	강관버팀보-7단		-	-	-	-	X	X
17	15.10	-	-	-	-	-	-	X	X
18	-	-	-	13.703	-	-	-	X	X
19	-		강관버팀보-7단	-	-	-	-	X	X
20	-	-	-	10.574	-	-	-	X	X
21	-		강관버팀보-5단	-	-	-	-	X	X
22	-	-	-	8.371	-	-	-	X	X
23	-	-	-	6.846	-	-	-	X	X

12. 해석 결과
12.1 전산 해석결과 집계

12.1.1 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 0.95 m	0.95	6.72	9.6	-6.32	3.8	8.57	5.2	-6.76	10.4
CS2 : 생성 주형보	0.95	6.73	9.6	-6.07	3.8	8.46	5.2	-6.74	10.4
CS3 : 굴착 2.802 m	2.80	16.90	3.8	-34.65	0.5	49.99	2.8	-15.42	9.9
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.80	13.26	5.9	-24.87	2.3	34.40	2.8	-14.53	9.9
CS5 : 굴착 4.802 m	4.80	45.89	6.3	-92.08	2.3	87.66	4.8	-33.74	9.9
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.80	39.15	6.3	-78.98	2.3	74.10	4.8	-30.53	9.9
CS7 : 굴착 6.802 m	6.80	73.68	8.4	-133.33	4.3	126.63	6.3	-62.78	10.6
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.80	67.35	8.8	-119.84	4.3	109.68	6.8	-58.05	10.6
CS9 : 굴착 8.802 m	8.80	95.82	9.9	-138.57	6.3	140.33	8.3	-72.89	12.1
CS10 : 생성 H파일버팀보-4단	8.80	89.39	9.9	-125.14	6.3	127.64	7.8	-68.96	11.6
CS11 : 굴착 10.402 m	10.40	75.00	12.6	-162.65	8.3	127.16	10.4	-74.59	14.6
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	10.40	70.90	12.6	-146.95	8.3	114.64	10.4	-70.95	14.2
CS13 : 굴착 12.102 m	12.10	94.38	14.6	-200.71	9.9	184.08	12.1	-102.50	17.1
CS14 : 생성 H파일버팀보-6단	12.10	90.52	14.6	-184.84	9.9	170.60	12.1	-97.83	17.1
CS15 : 굴착 13.602 m	13.60	115.00	16.6	-259.53	11.6	250.12	14.2	-139.15	19.0
CS16 : 생성 강관버팀보-7단	13.60	112.17	16.6	-242.64	11.6	240.02	14.2	-135.48	19.0
CS17 : 굴착 15.101 m	15.10	136.47	18.5	-344.08	13.1	342.44	15.6	-168.48	11.6
CS18 : 해체1	15.10	136.48	18.5	-343.96	13.1	342.52	15.6	-168.47	11.6
CS19 : 해체2	15.10	125.95	19.0	-294.21	11.6	291.77	16.1	-201.50	11.6
CS20 : 해체3	15.10	125.92	19.0	-294.34	11.6	291.67	16.1	-201.55	11.6
CS21 : 해체4	15.10	152.17	11.6	-300.92	11.6	291.17	16.1	-231.10	11.6
CS22 : 해체5	15.10	152.17	11.6	-300.92	11.6	291.17	16.1	-231.10	11.6
CS23 : 해체6	15.10	152.17	11.6	-300.92	11.6	291.17	16.1	-231.10	11.6
TOTAL		152.17	11.6	-344.08	13.1	342.52	15.6	-231.10	11.6

12.1.2 지보재 반력 집계

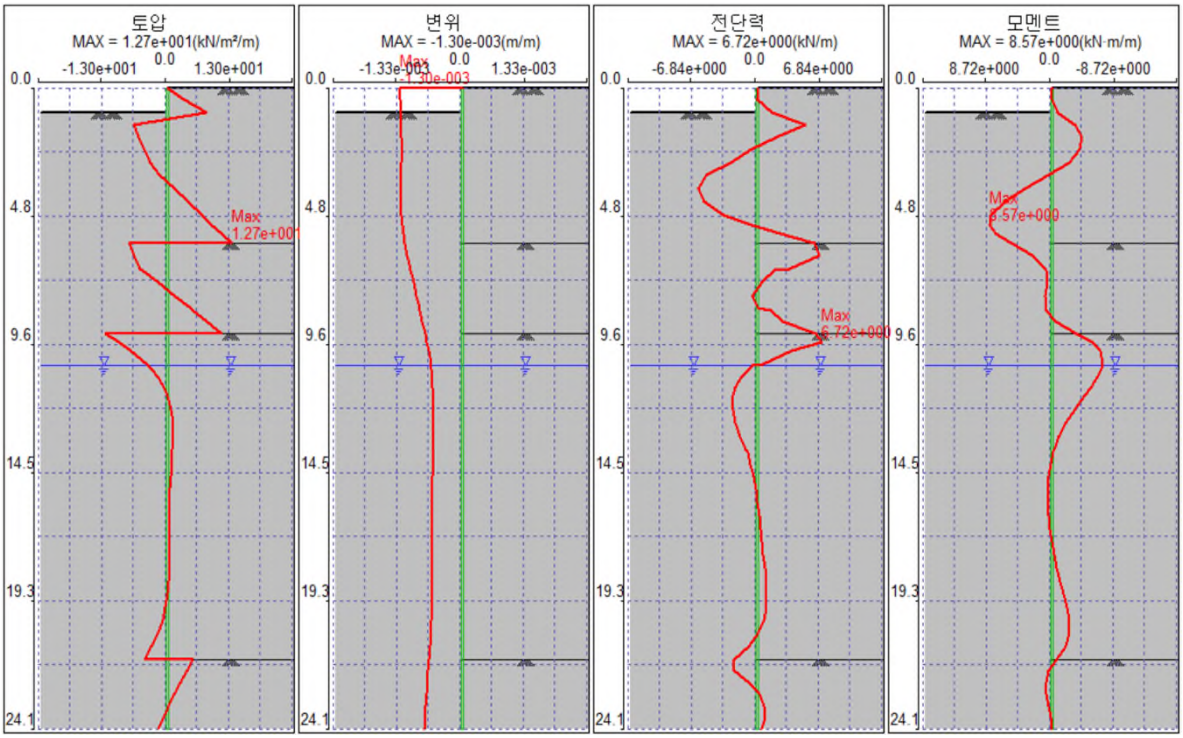
* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단	강관버팀보-3단	H파일버팀보-4단
		0.45 (m)	2.302 (m)	4.302 (m)	6.302 (m)	8.302 (m)
CS1 : 굴착 0.95 m	0.95	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	0.95	0.00	-	-	-	-
CS3 : 굴착 2.802 m	2.80	34.63	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.80	23.77	20.00	-	-	-
CS5 : 굴착 4.802 m	4.80	-4.52	115.48	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.80	0.49	97.38	20.00	-	-
CS7 : 굴착 6.802 m	6.80	-14.52	87.03	144.84	-	-
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.80	-12.54	88.16	128.24	20.00	-
CS9 : 굴착 8.802 m	8.80	-11.96	72.84	114.51	157.50	-
CS10 : 생성 H파일버팀보-4단	8.80	-12.01	74.64	115.94	140.90	20.00
CS11 : 굴착 10.402 m	10.40	-9.84	72.66	95.97	113.27	219.22
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	10.40	-10.03	72.90	97.72	115.05	199.94
CS13 : 굴착 12.102 m	12.10	-9.35	74.80	92.85	81.55	176.06
CS14 : 생성 H파일버팀보-6단	12.10	-9.41	74.67	93.32	84.16	176.70
CS15 : 굴착 13.602 m	13.60	-9.60	75.58	95.49	79.35	133.81
CS16 : 생성 강관버팀보-7단	13.60	-9.59	75.52	95.38	79.83	136.52
CS17 : 굴착 15.101 m	15.10	-9.80	75.62	97.25	83.28	120.22
CS18 : 해체1	15.10	-9.80	75.62	97.25	83.28	120.22
CS19 : 해체2	15.10	-9.76	76.03	97.19	78.63	108.45
CS20 : 해체3	15.10	-9.76	76.03	97.19	78.62	108.43
CS21 : 해체4	15.10	-9.18	74.75	91.42	78.54	187.48
CS22 : 해체5	15.10	-9.18	74.75	91.42	78.54	187.48
CS23 : 해체6	15.10	-9.18	74.75	91.42	78.54	187.48
TOTAL		34.63	115.48	144.84	157.50	219.22

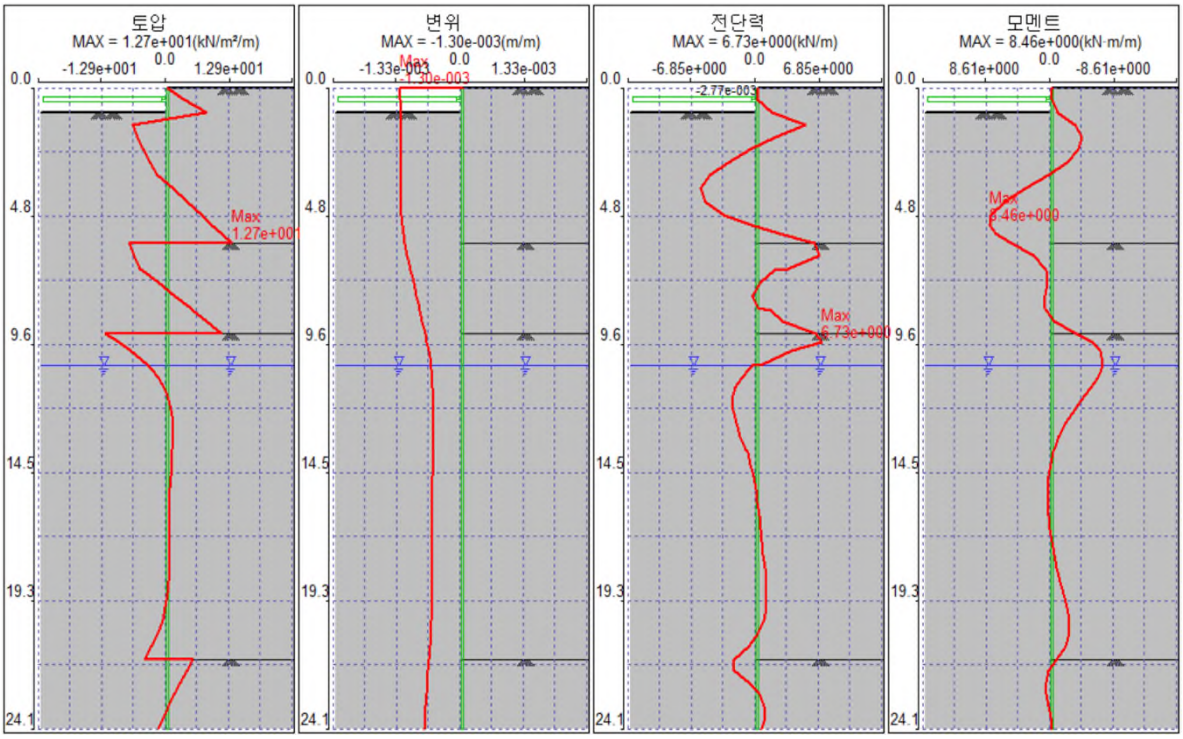
시공단계	굴착 깊이	강관버팀보-5단	H파일버팀보-6단	강관버팀보-7단		
		9.902 (m)	11.602 (m)	13.102 (m)		
CS1 : 굴착 0.95 m	0.95	-	-	-		
CS2 : 생성 주형보	0.95	-	-	-		
CS3 : 굴착 2.802 m	2.80	-	-	-		
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.80	-	-	-		
CS5 : 굴착 4.802 m	4.80	-	-	-		
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.80	-	-	-		
CS7 : 굴착 6.802 m	6.80	-	-	-		
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.80	-	-	-		
CS9 : 굴착 8.802 m	8.80	-	-	-		
CS10 : 생성 H파일버팀보-4단	8.80	-	-	-		
CS11 : 굴착 10.402 m	10.40	-	-	-		
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	10.40	20.00	-	-		
CS13 : 굴착 12.102 m	12.10	241.49	-	-		
CS14 : 생성 H파일버팀보-6단	12.10	222.10	20.00	-		
CS15 : 굴착 13.602 m	13.60	183.96	281.13	-		
CS16 : 생성 강관버팀보-7단	13.60	185.04	260.15	20.00		
CS17 : 굴착 15.101 m	15.10	128.92	218.93	341.41		
CS18 : 해체1	15.10	128.92	218.89	341.33		
CS19 : 해체2	15.10	144.71	379.22	-		
CS20 : 해체3	15.10	144.72	379.36	-		
CS21 : 해체4	15.10	-	453.09	-		
CS22 : 해체5	15.10	-	453.09	-		
CS23 : 해체6	15.10	-	453.09	-		
TOTAL		241.49	453.09	341.41		

12.2 시공단계별 단면력도

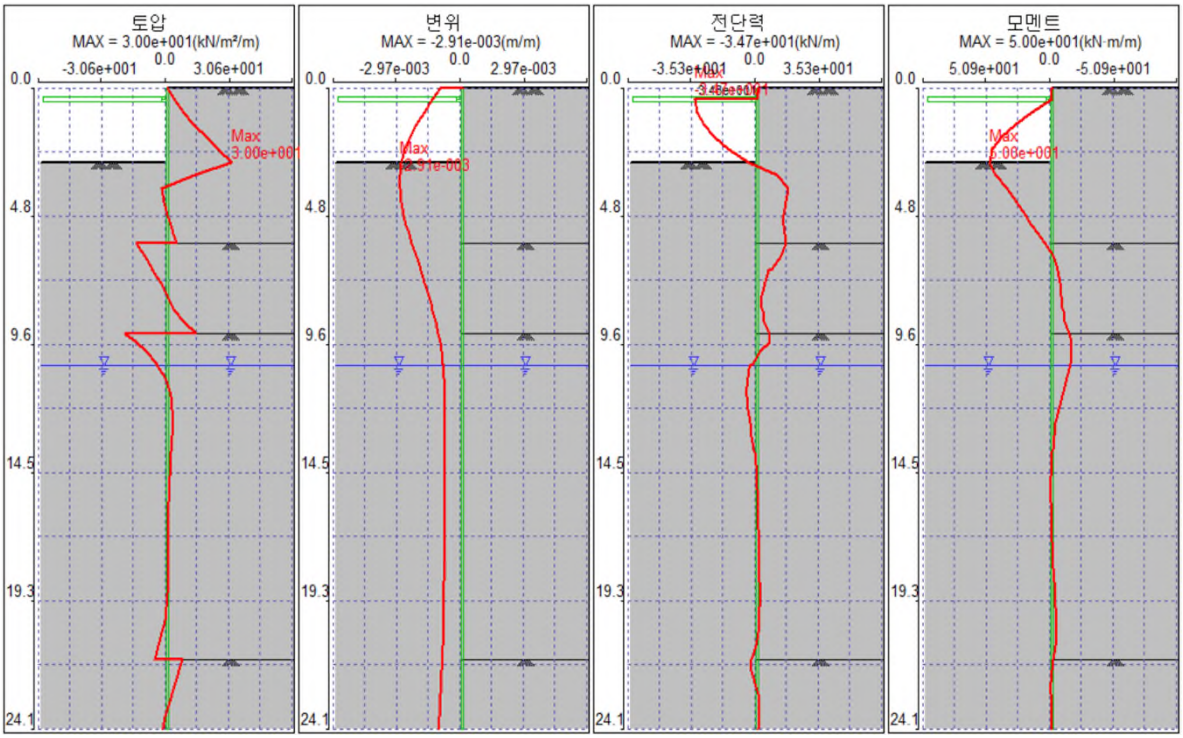
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 0.95 m]



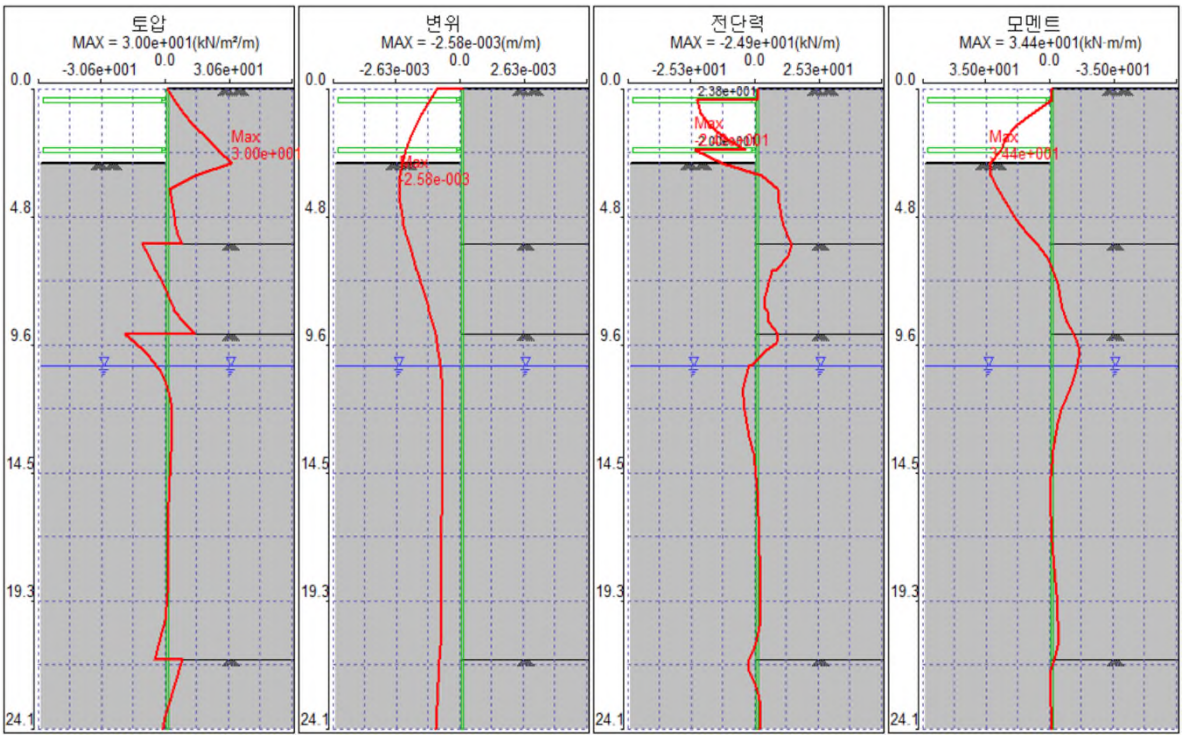
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



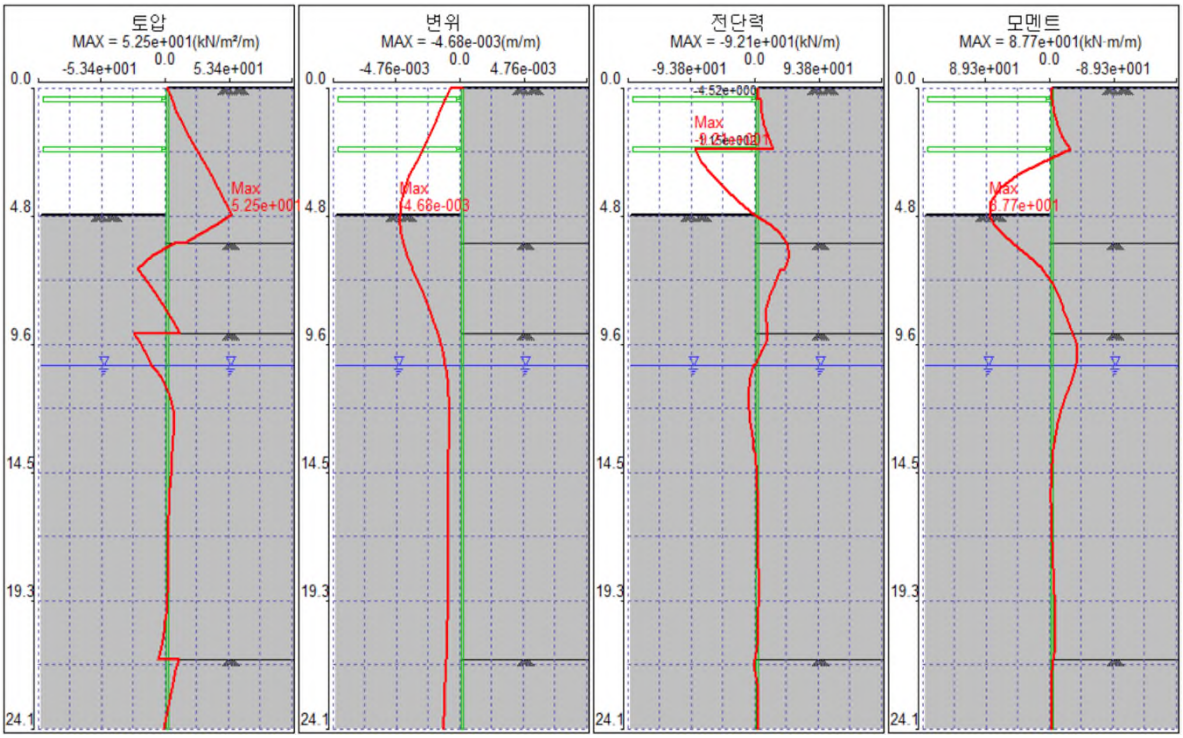
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 2.802 m]



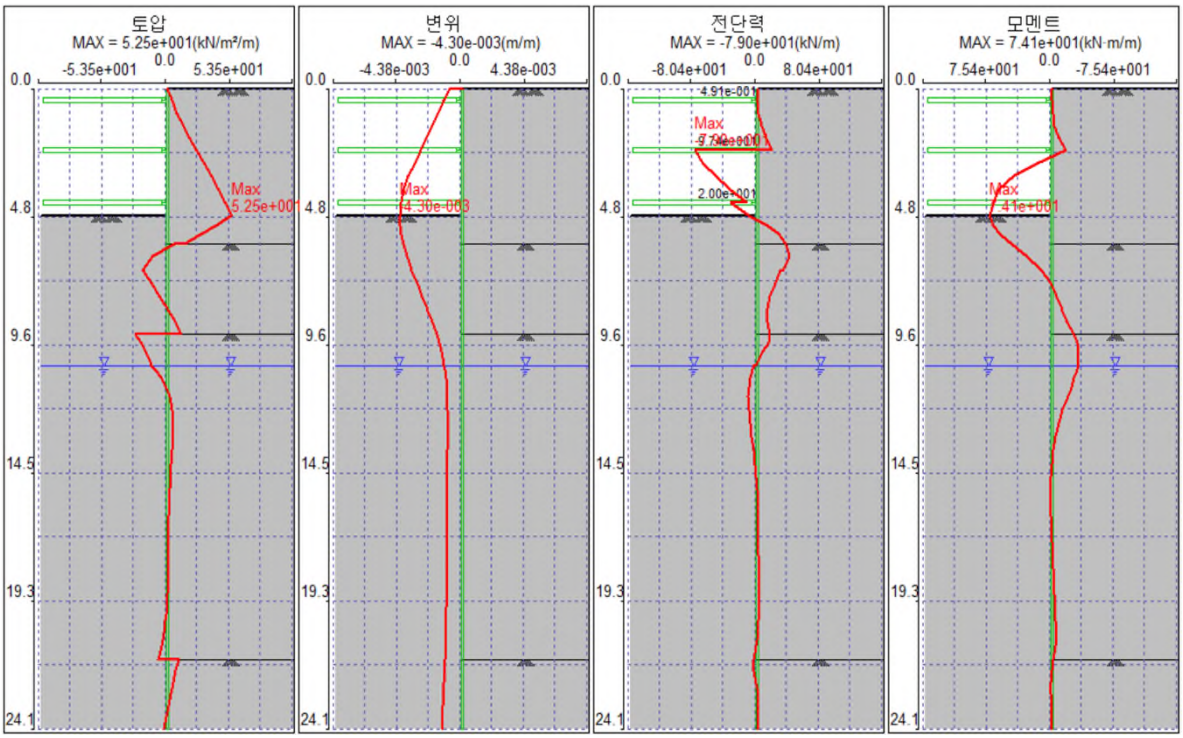
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



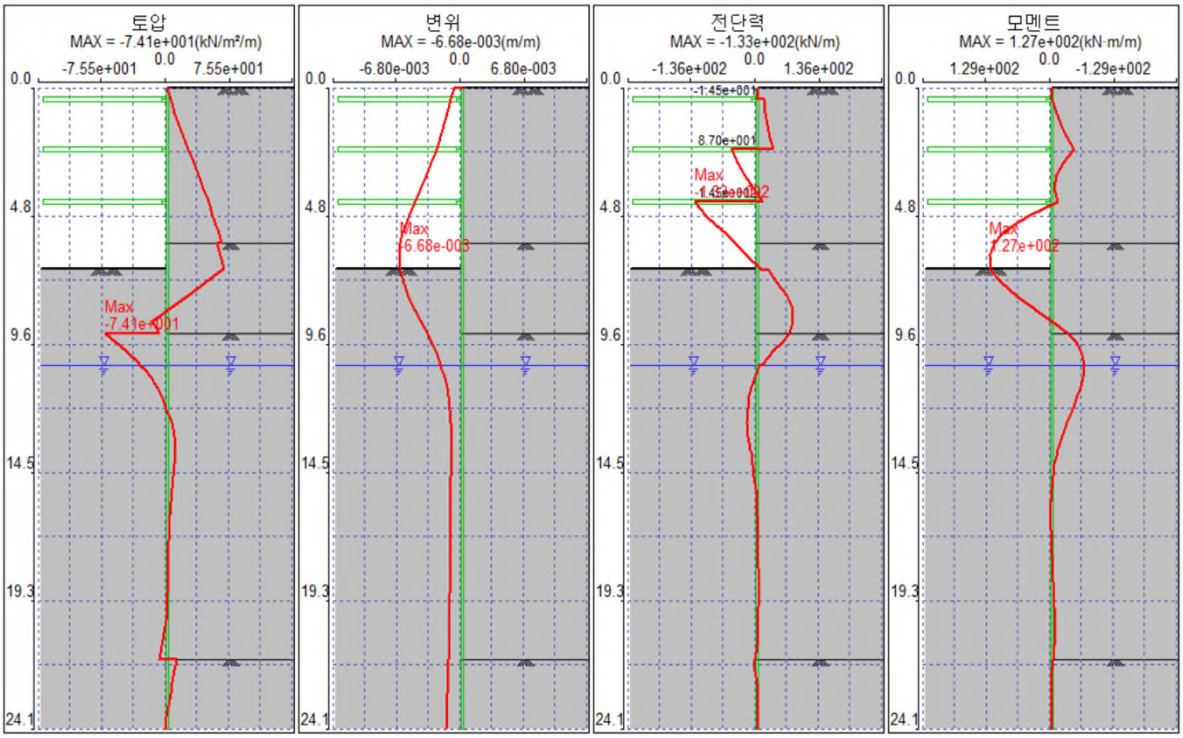
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 4.802 m]



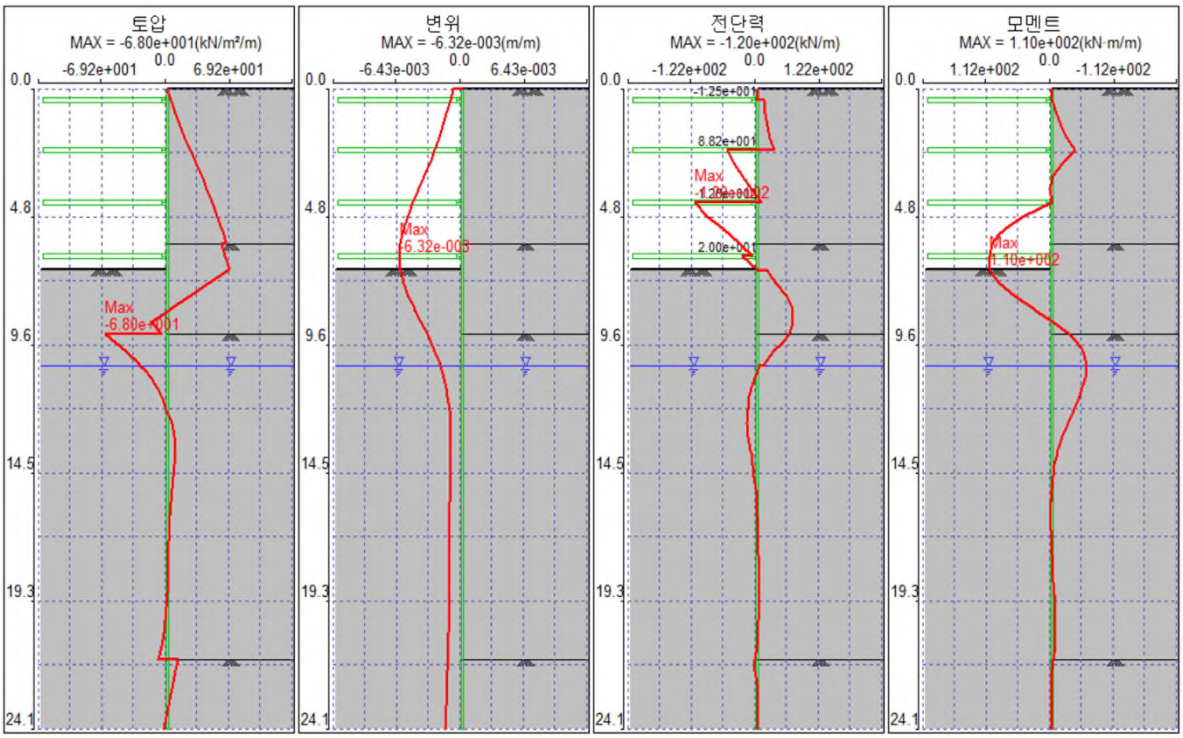
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



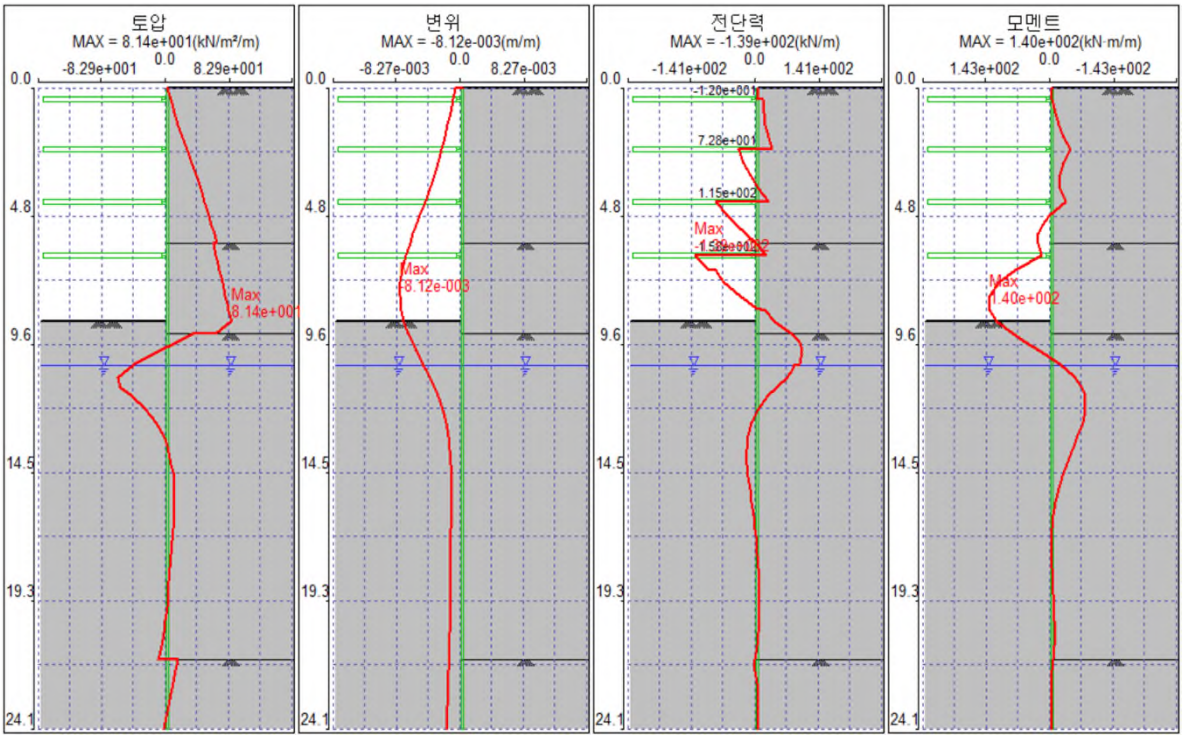
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 6.802 m]



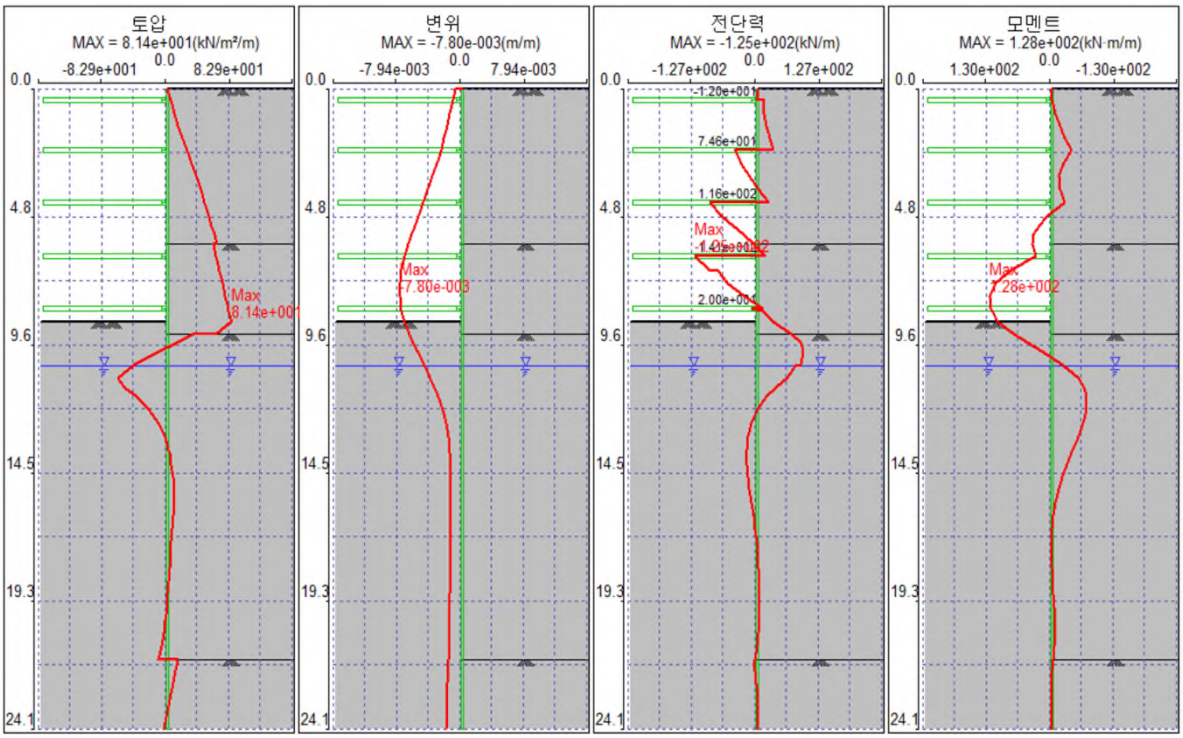
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 강관버팀보-3단]



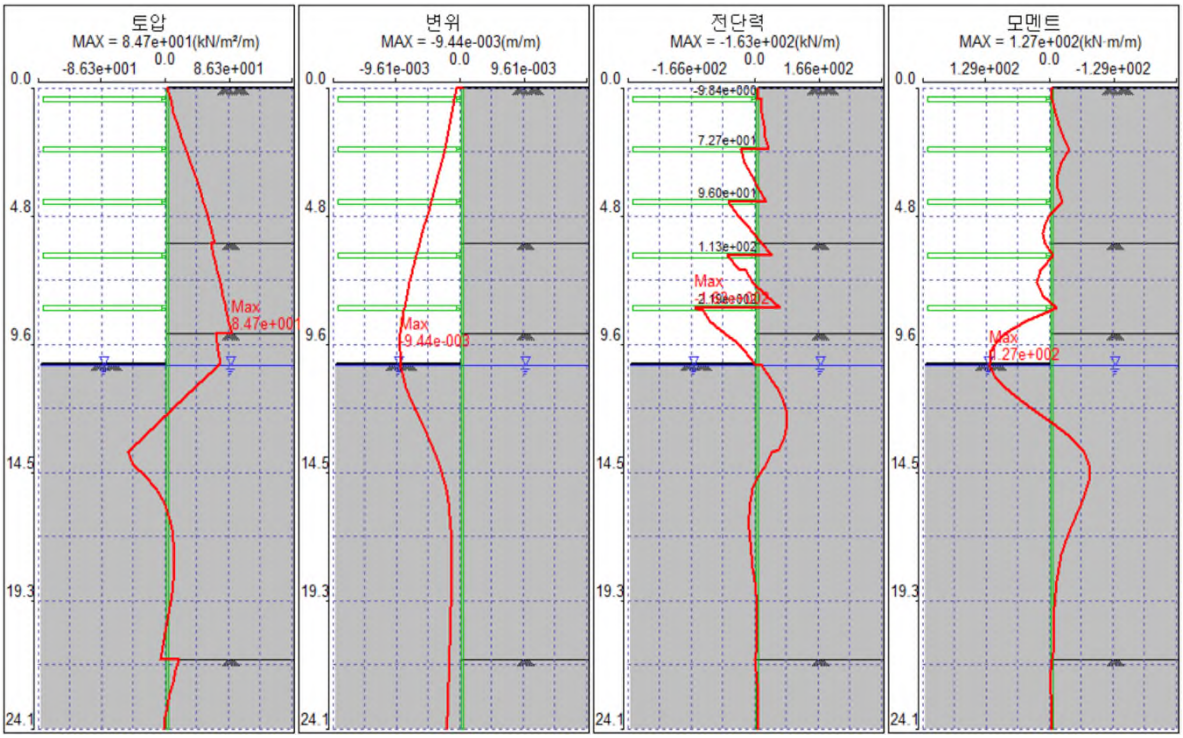
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 8.802 m]



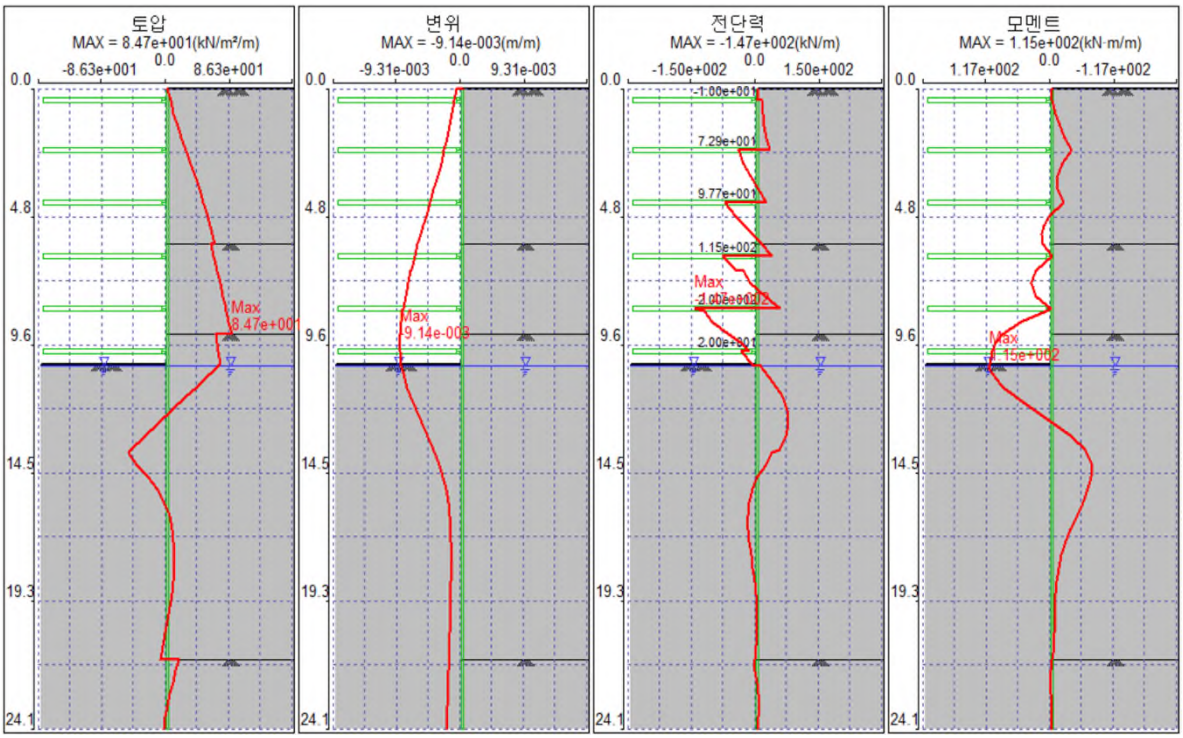
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 H파일버팀보-4단]



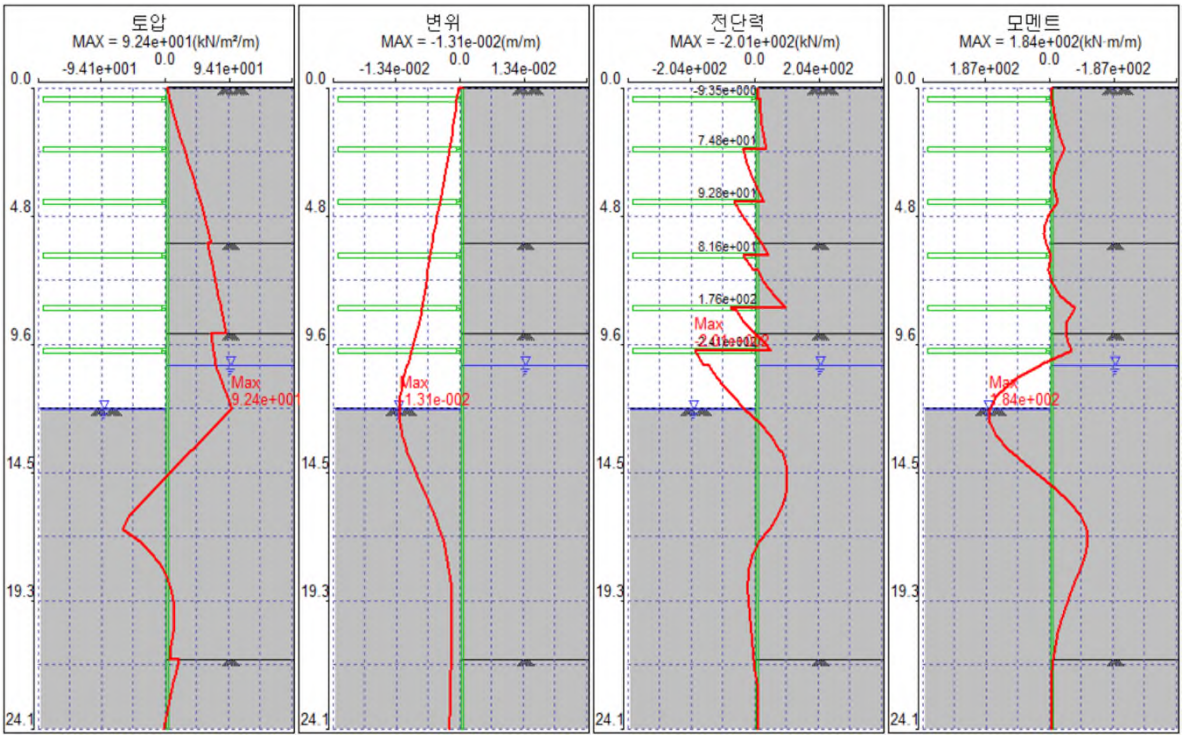
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 10.402 m]



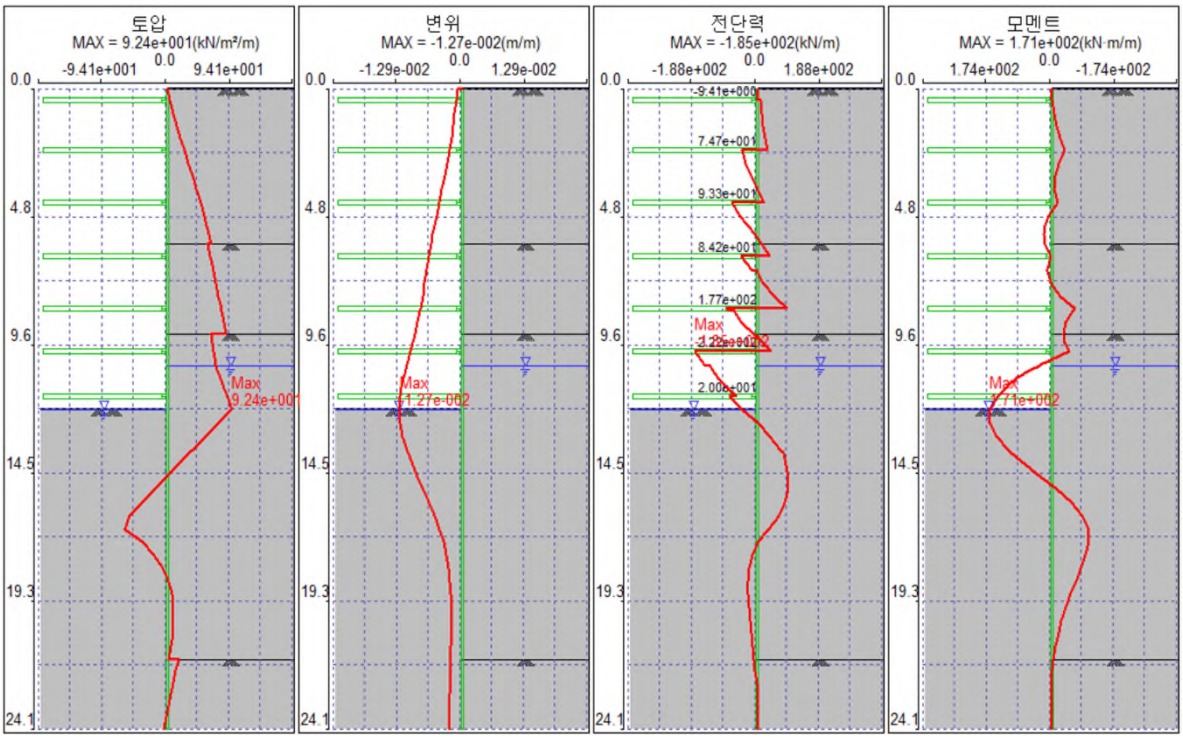
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 강관버팀보-5단]



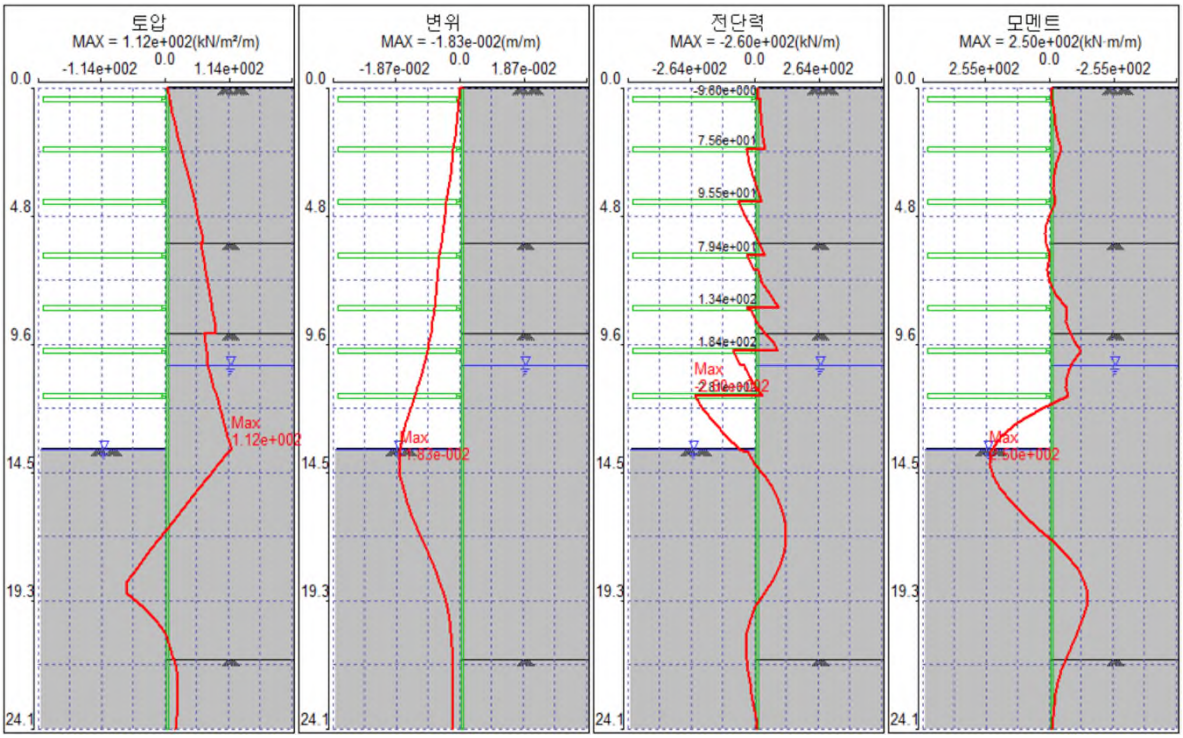
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 12.102 m]



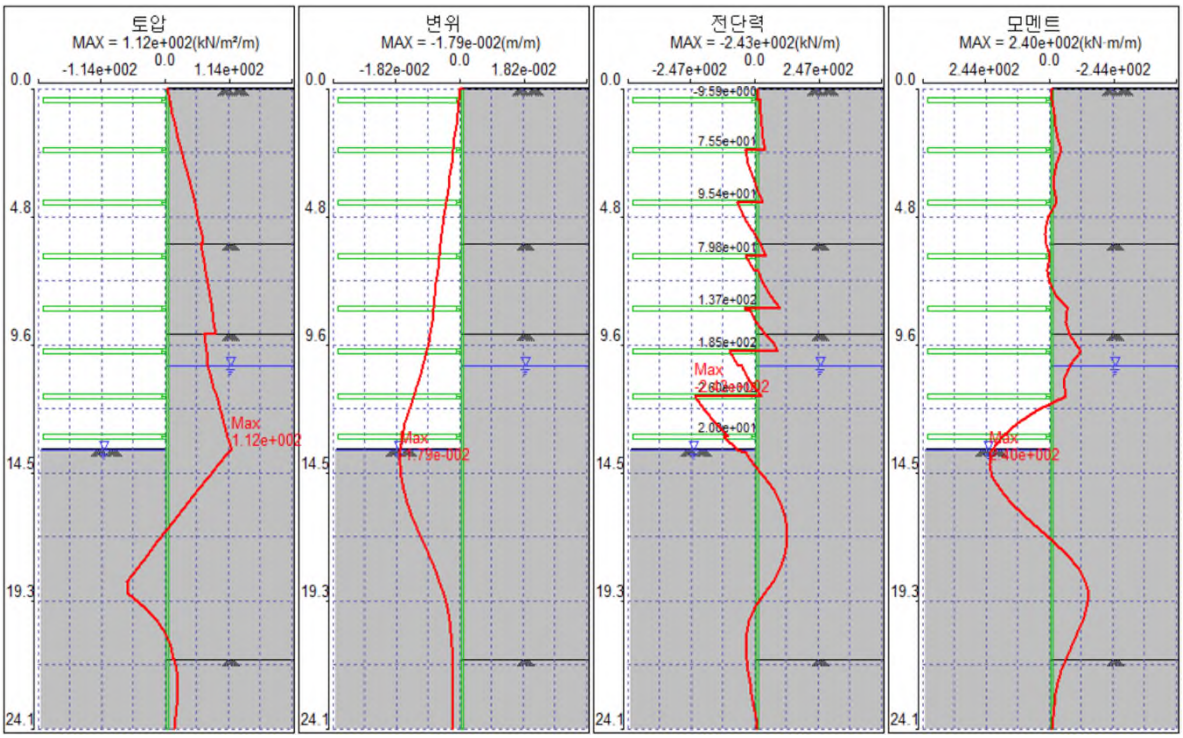
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 H파일버팀보-6단]



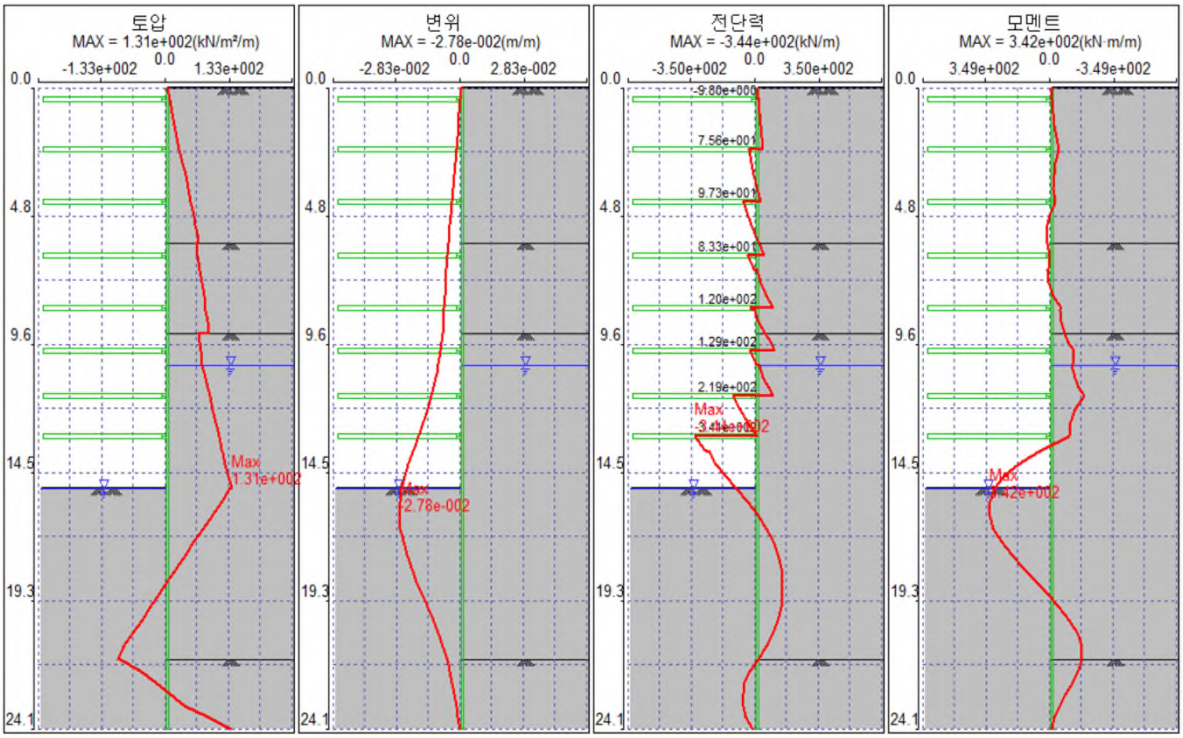
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 13.602 m]



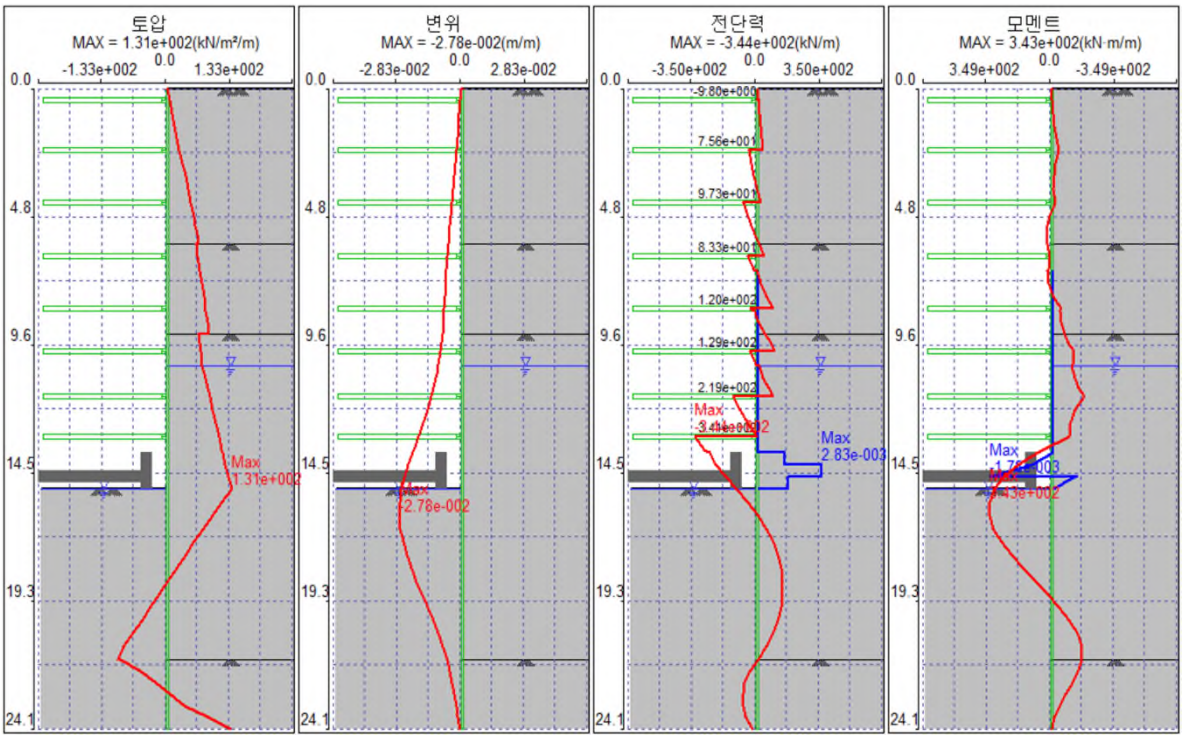
16) 시공 16 단계 [CS16 : 생성 강관버팀보-7단]



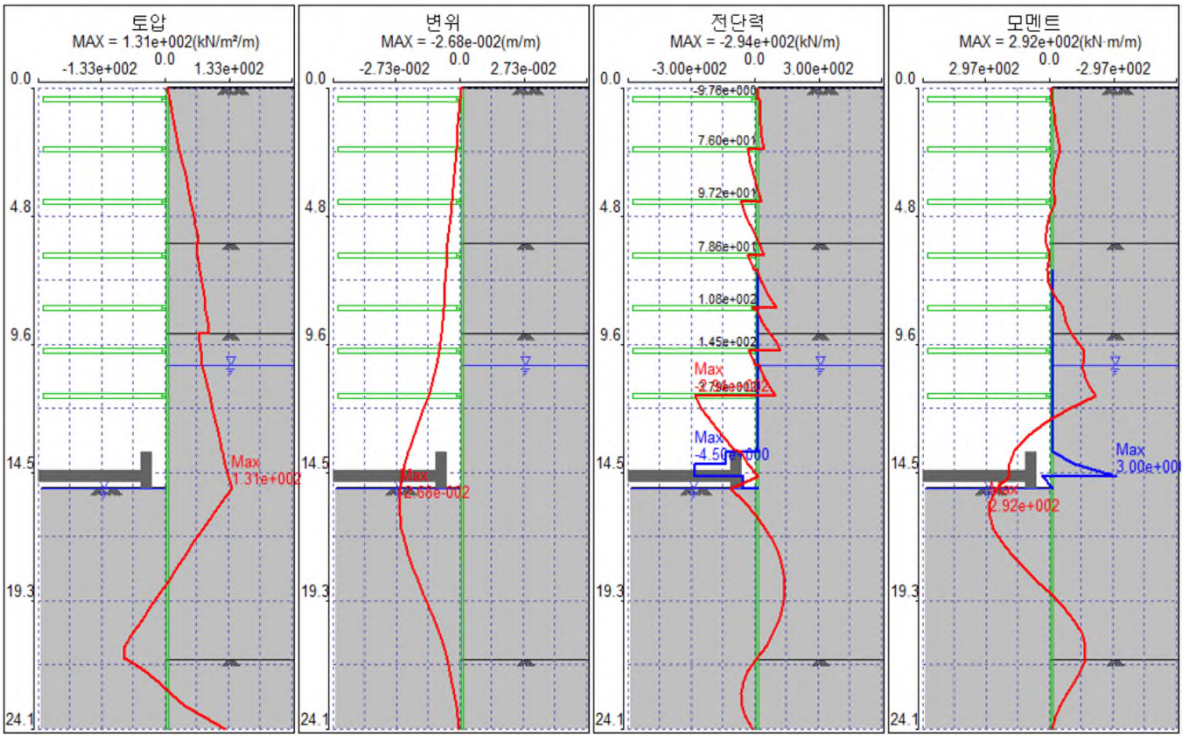
17) 시공 17 단계 [CS17 : 굴착 15.101 m]



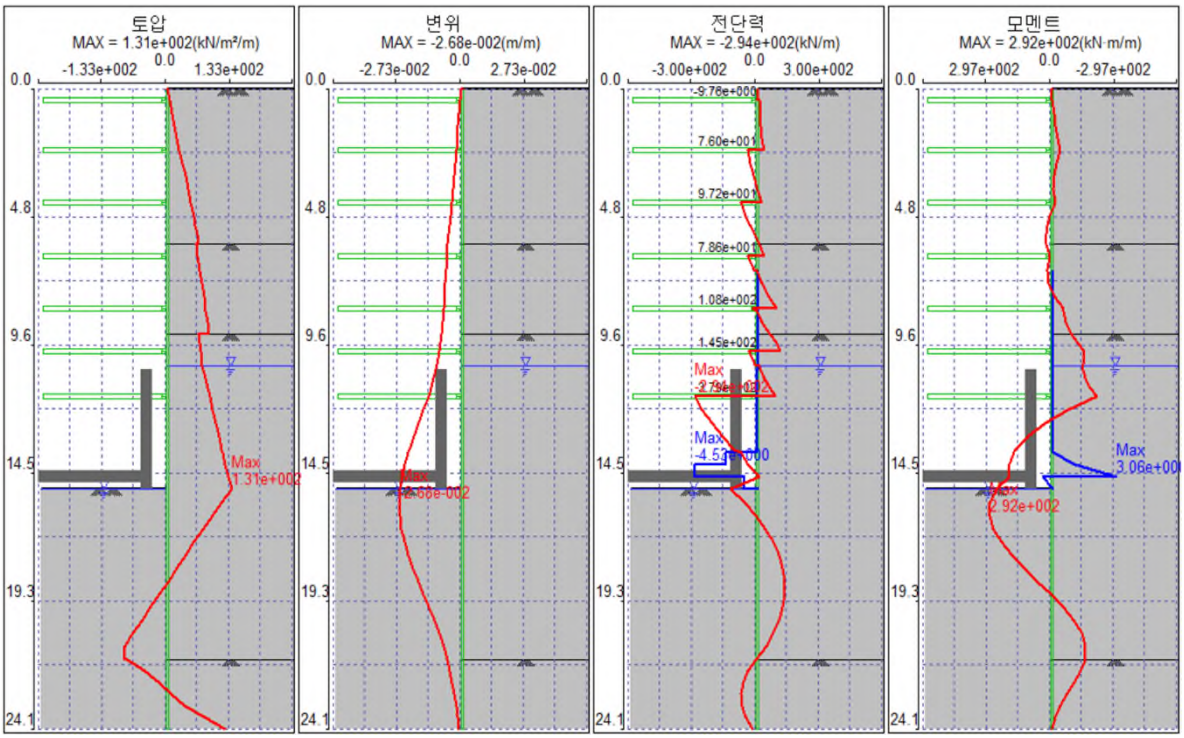
18) 시공 18 단계 [CS18 : 해체1]



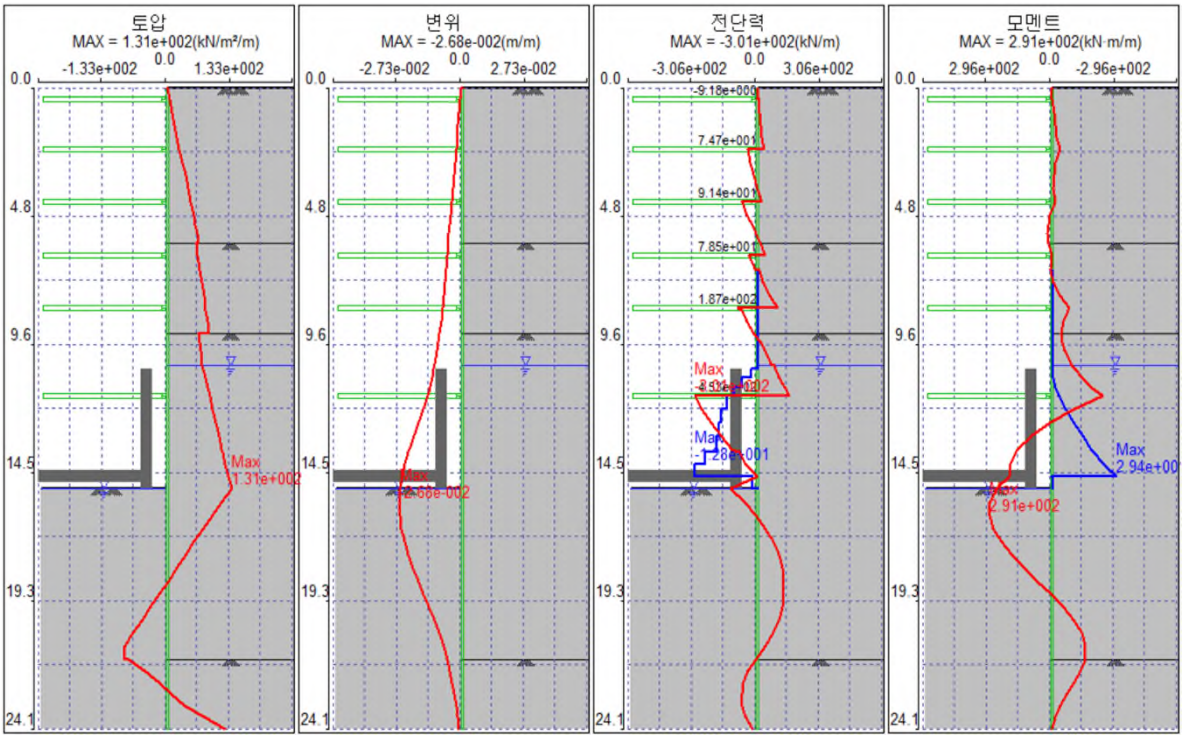
19) 시공 19 단계 [CS19 : 해체2]



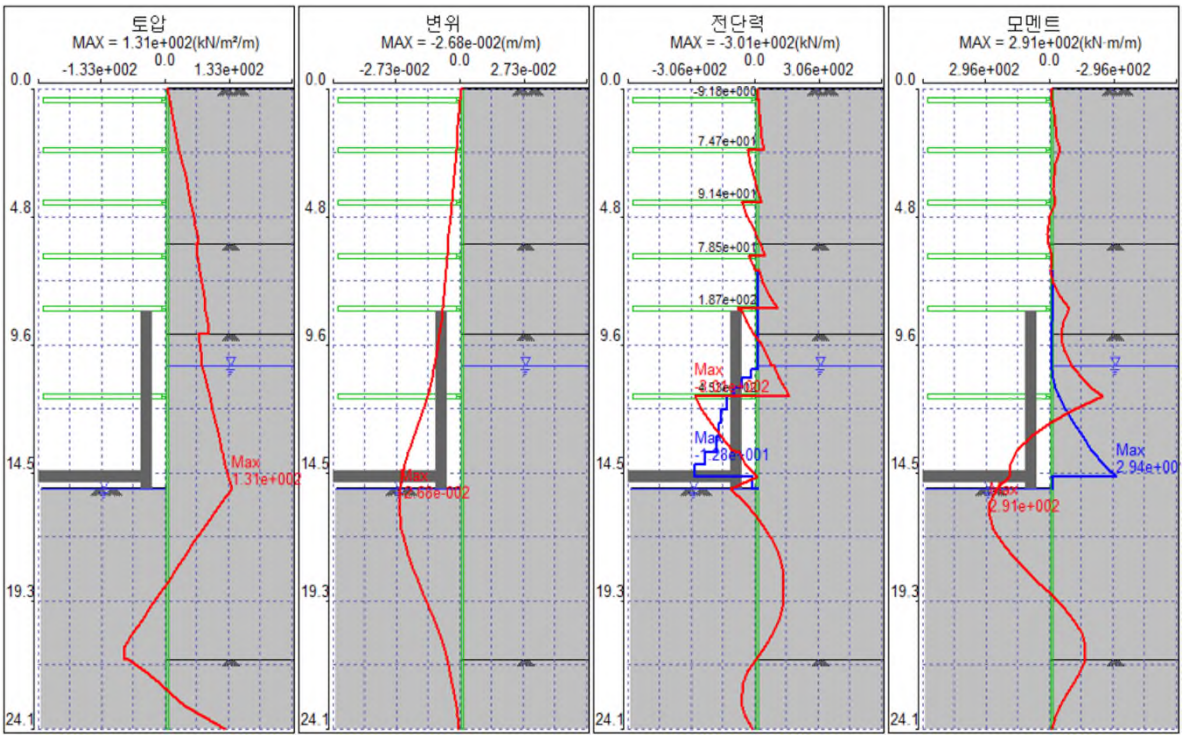
20) 시공 20 단계 [CS20 : 해체3]



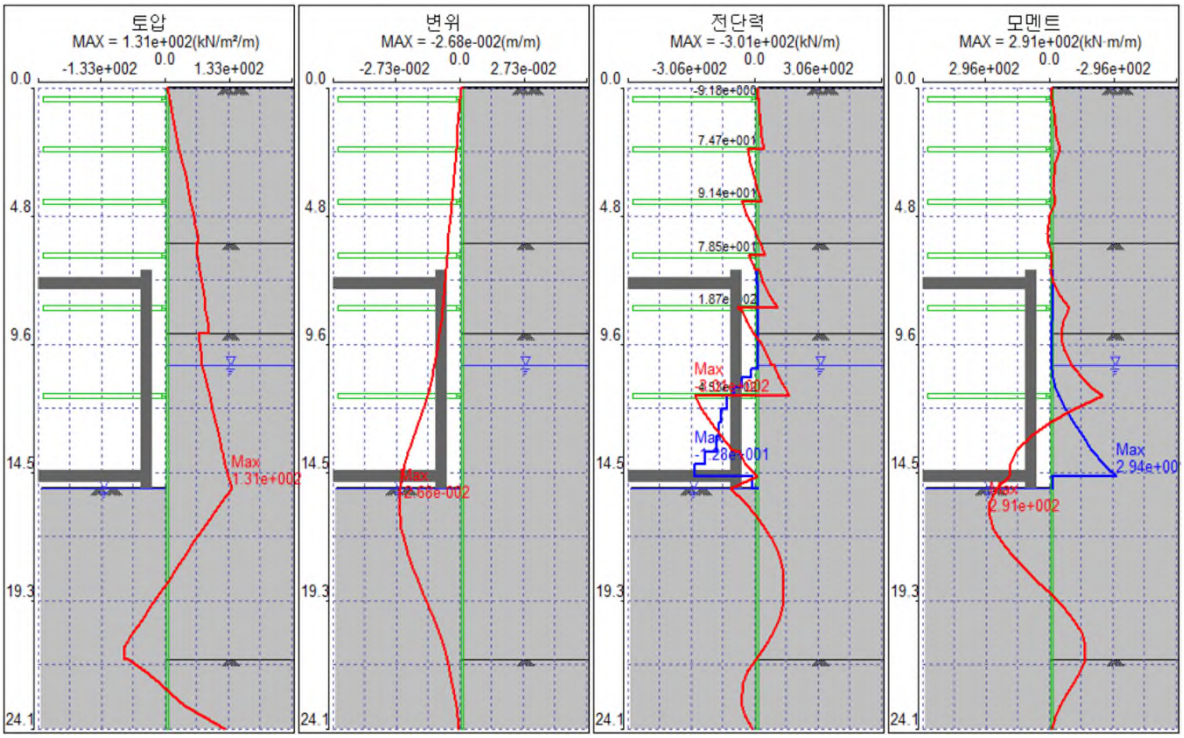
21) 시공 21 단계 [CS21 : 해체4]



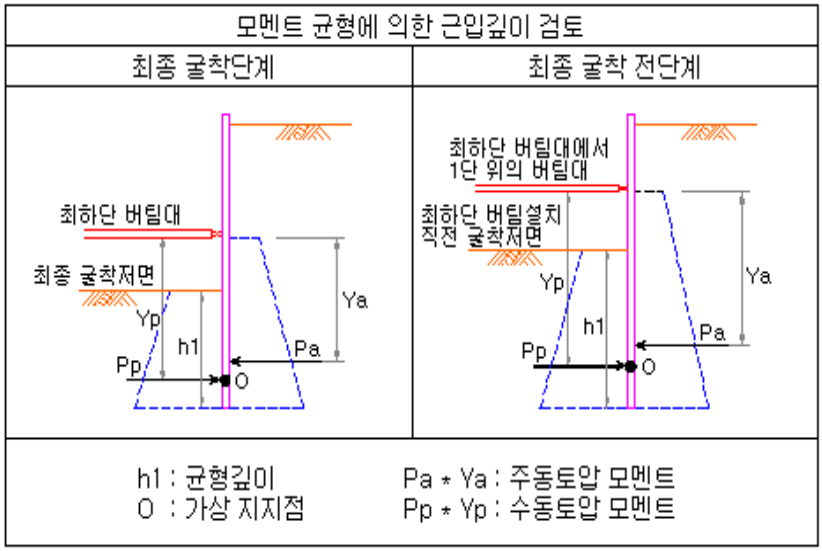
22) 시공 22 단계 [CS22 : 해체5]



23) 시공 23 단계 [CS23 : 해체6]



12.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	6.210	9.000	12369.115	16450.463	1.330	1.200	OK
최종 굴착 전단계	5.431	10.499	15446.784	24777.294	1.604	1.200	OK

12.3.1 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 -13.102 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 239.77 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.036 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1736.825 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 6.979 m

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

Ma = (239.77 x 1.036) + (1736.825 x 6.979) = 12369.115 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2056.409 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 8 m

Mp = (Pp x Yp) = (2056.409 x 8) = 16450.463 kN · m

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

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 16450.463 / 12369.115 = 1.33

S.F. = 1.33 > 1.2 ... OK

12.3.2. 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 -11.602 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 200.328 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.045 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1921.549 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 7.93 m

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

Ma = (200.328 x 1.045) + (1921.549 x 7.93) = 15446.784 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2761.126 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 8.974 m

Mp = (Pp x Yp) = (2761.126 x 8.974) = 24777.294 kN·m

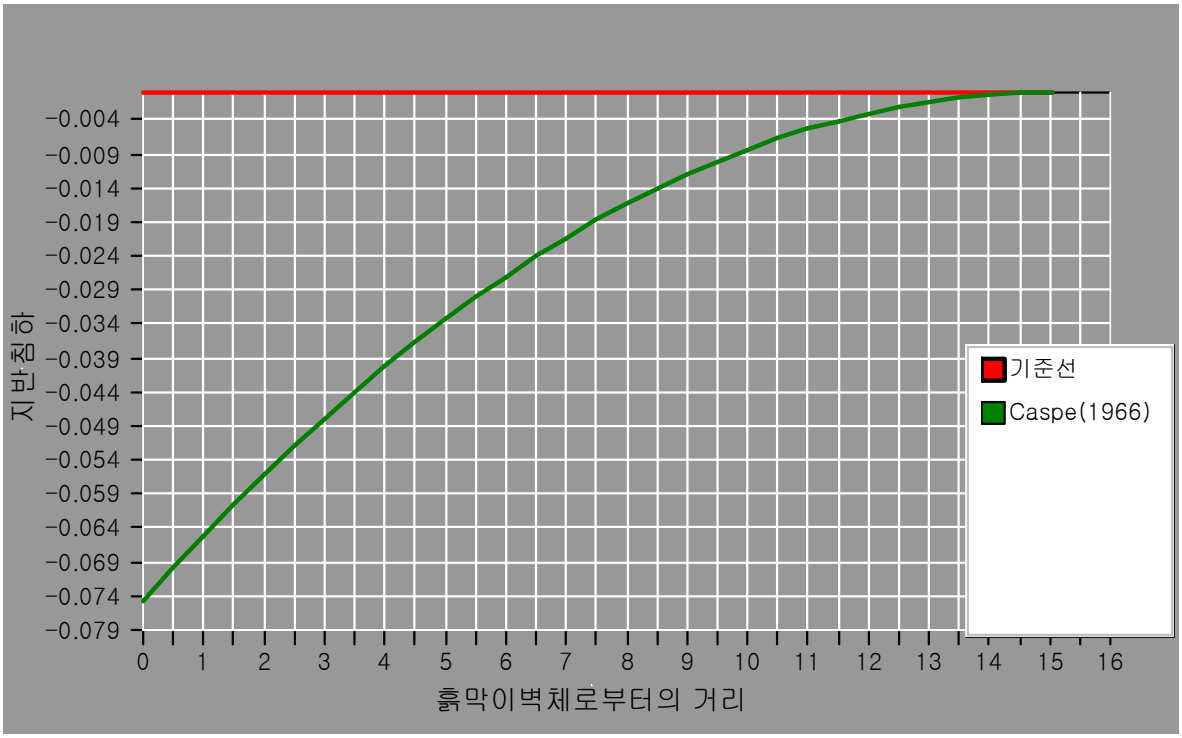
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 24777.294 / 15446.784 = 1.604

S.F. = 1.604 > 1.2 ... OK

12.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



12.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.281 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 12.6 m, Hw = 15.101 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 29.927 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ /2)

Hp = 0.5 x 12.6 x tan(45 + 29.927/2) = 10.896 m

Ht = Hp + Hw = 10.896 + 15.101 = 25.997 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ /2)

D = 25.997 x tan(45-29.927/2) = 15.031 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.281 / 15.031 = -0.075 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.075 x ((15.031 - Xi) / 15.031)^2

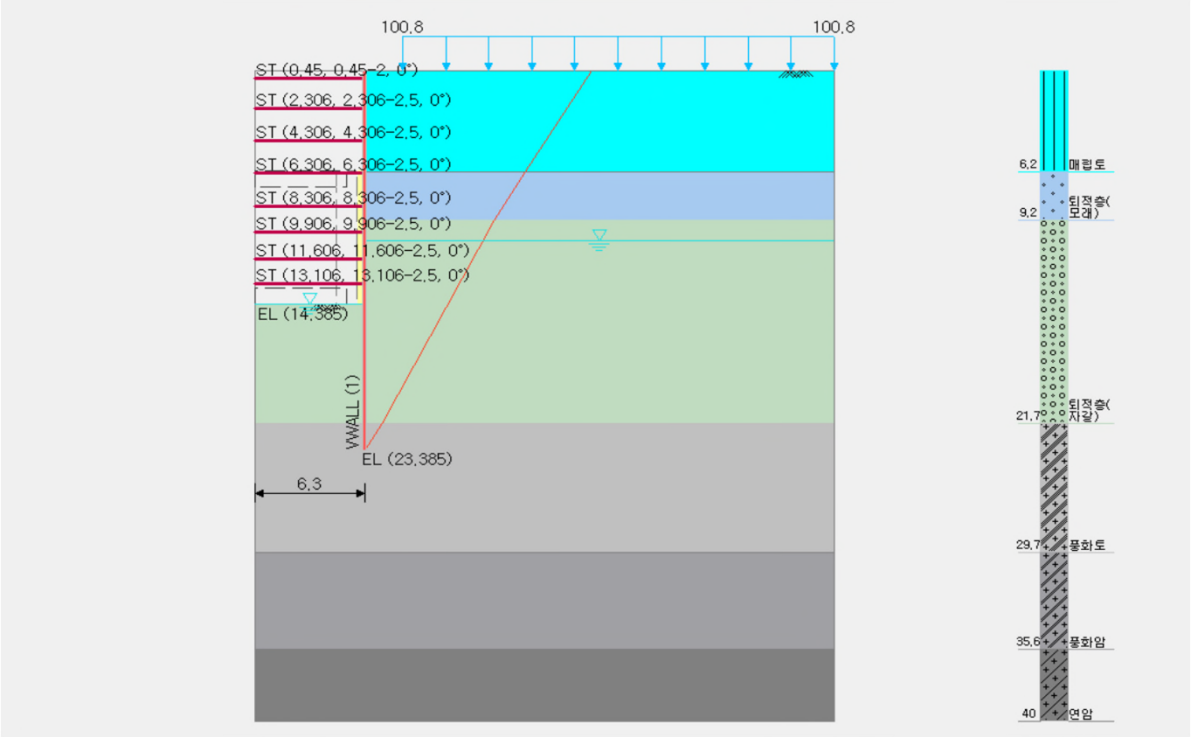
변 경

5. RAMP-C(STA.0+654.000~664.000)

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(측벽)
6.2 주형지지보(중앙)
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 (H형강버팀보-4단)
7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)
7.7 Strut 설계 (강관버팀보-6단)
7.8 Strut 설계 (강관버팀보-7단)
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 H형강버팀보-4단 띠장 설계
8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계
8.7 강관버팀보-6단 띠장 설계
8.8 강관버팀보-7단 띠장 설계
9.중간말뚝 설계
10. Sheet 설계
10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 23.39m)
11.전산 입력 정보
12.해석결과

1.표준단면


100.8
100.8
ST (0.45, 0.45-2, 0°)
ST (2.306, 2.306-2.5, 0°)
ST (4.306, 4.306-2.5, 0°)
ST (6.306, 6.306-2.5, 0°)
ST (8.306, 8.306-2.5, 0°)
ST (9.906, 9.906-2.5, 0°)
ST (11.606, 11.606-2.5, 0°)
ST (13.106, 13.106-2.5, 0°)
EL (14.385)
VWALL (1)
EL (23.385)
6.3
6.2
매립토
9.2
퇴적층(모래)
21.7
퇴적층(자갈)
29.7
풍화토
35.6
풍화암
40
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-B:750x1990x200	-	휨응력	199.674	210.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	12.878	120.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	72.103	176.580	O.K	처짐	O.K
		전단응력	36.298	108.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	107.187	182.334	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	76.222	108.000	O.K		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	91.023	171.180	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	74.246	108.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.45	휨응력	4.307	135.540	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	8.065	106.308	O.K		
		전단응력	1.858	108.000	O.K		
H형강버팀보-4단 H 300x305x15/15	8.31	휨응력	17.227	136.655	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	94.649	113.275	O.K		
		전단응력	3.889	108.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x9	2.31	휨응력	22.716	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	36.425	160.832	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.802	106.692	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x9	4.31	휨응력	22.716	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	42.733	160.832	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.802	106.692	O.K		
강관버팀보-3단 P 406.4x9	6.31	휨응력	22.716	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	45.868	160.832	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.802	106.692	O.K		
강관버팀보-5단 P 406.4x9	9.91	휨응력	22.716	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	104.051	160.832	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.802	106.692	O.K		
강관버팀보-6단 P 406.4x9	11.61	휨응력	22.716	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	106.834	160.832	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.802	106.692	O.K		
강관버팀보-7단 P 406.4x9	13.11	휨응력	22.716	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	50.420	160.832	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.802	106.692	O.K		

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
주형보 H 300x305x15/15	0.45	휨응력	11.205	182.334	O.K	
		전단응력	9.296	108.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 300x305x15/15	2.31	휨응력	57.948	177.023	O.K	
		전단응력	38.460	108.000	O.K	
강관버팀보-2단 H 300x305x15/15	4.31	휨응력	72.148	177.023	O.K	
		전단응력	47.885	108.000	O.K	
강관버팀보-3단 H 440x300x11/18	6.31	휨응력	44.727	176.580	O.K	
		전단응력	47.907	108.000	O.K	
H형강버팀보-4단 H 440x300x11/18	8.31	휨응력	130.755	176.580	O.K	WEB보강,14.0mm*2
		전단응력	39.502	108.000	O.K	
강관버팀보-5단 H 440x300x11/18	9.91	휨응력	118.681	176.580	O.K	WEB보강,14.0mm*2
		전단응력	35.854	108.000	O.K	
강관버팀보-6단 H 440x300x11/18	11.61	휨응력	122.218	176.580	O.K	WEB보강,14.0mm*2
		전단응력	36.923	108.000	O.K	
강관버팀보-7단 H 440x300x11/18	13.11	휨응력	50.512	176.580	O.K	
		전단응력	54.104	108.000	O.K	

2.6 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	64.976	182.334	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	55.027	180.440	O.K	지지력	O.K

2.7 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
흙막이벽(우) I:SP-VA(SY390(SY40)	0.00 ~ 23.39	휨응력	194.002	317.250	O.K	
		전단응력	22.569	168.750	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관)로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.50m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		H 300x305x15/15	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-B:750x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(SS400)	-	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
	H 300x305x15/15(SS400)	2.50m	
버팀보 (강관)	P 406.4x9(SS400)	2.50m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(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	315	390
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 20$ 210	$0 < \ell/r \le 15$ 285	$0 < \ell/r \le 14$ 315	$0 < \ell/r \le 18$ 390
		$20 < \ell/r \le 93$ $210 - 1.3(\ell/r - 20)$	$15 < \ell/r \le 80$ $285 - 2.0(\ell/r - 15)$	$14 < \ell/r \le 76$ $315 - 2.3(\ell/r - 14)$	$18 < \ell/r \le 67$ $390 - 3.3(\ell/r - 18)$
		$93 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$76 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,500+(\ell/r)^2}$	$67 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	210	285	315	390
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.5$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.5$ 315	$\ell/b \le 5.0$ 390
		$4.5 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.6(\ell/b-4.5)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.7(\ell/b-4.0)$	$3.5 < \ell/b \le 27$ $315 - 6.6(\ell/b-3.5)$	$5.0 < \ell/b \le 25$ $390 - 9.9(\ell/b-4.5)$
전단응력 (총단면)		120	165	180	225
지압응력		315	420	465	585
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 210x1.5=315 260x1.5=390	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	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

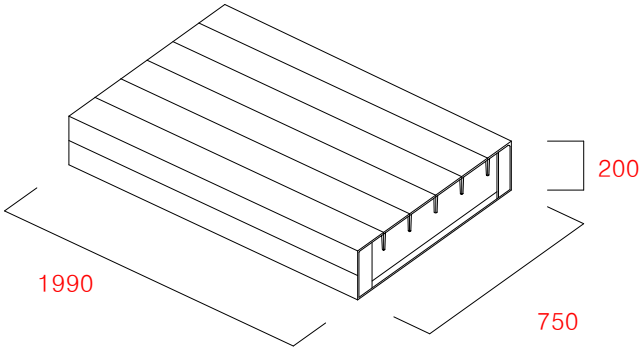
가. midas GeoX V 4.5.0
나. 탄소성법
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64130000
A (mm^2)	13806
Z_x (mm^3)	443000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

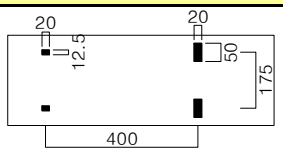
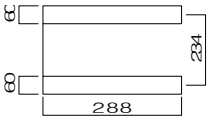
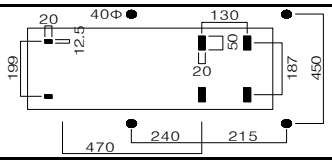
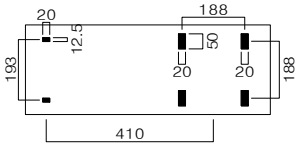
가. 고정하중

w_d = 2.800 × 1 / 1.990

= 1.407 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

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

$$= \frac{1.407 \times \text{###}^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.455 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

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

$$= \frac{1.407 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.800 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.455 × 1000000.000 / 443000 = 199.674 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.800 × 1000.000 / 13806 = 12.878 MPa

4.4 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	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 199.674 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 12.878 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

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

$$= \frac{5.000 \times 1.407 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 64130000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 64130000}$$

= 0.0213336 + 2.150

= 2.172 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

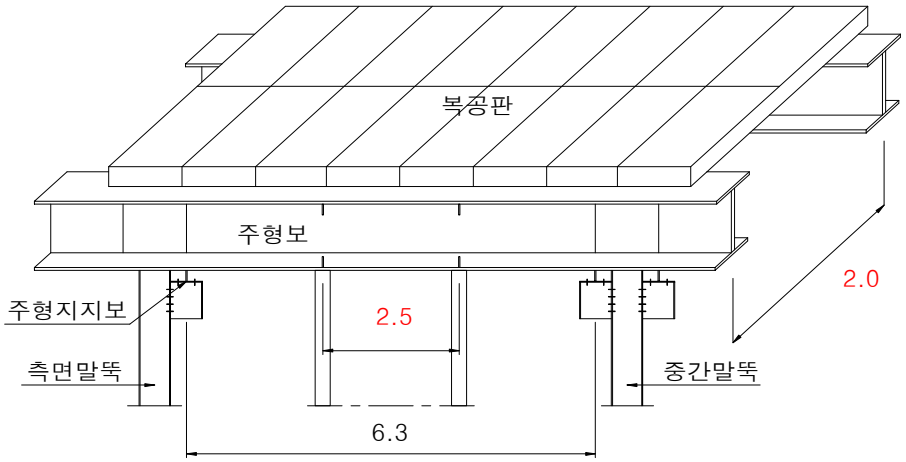
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 2.172 mm ---> O.K

5.주형보 설계

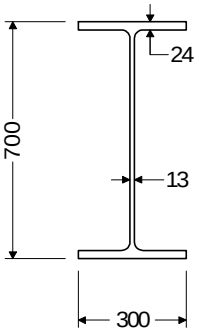
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 6.300 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1814.2
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 = 3.733 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.814 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.698 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.698 \times 6.300 \times 6.300 / 8 = 28.267$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.698 \times 6.300 / 2 = 17.947$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.300)

= 0.324 > 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

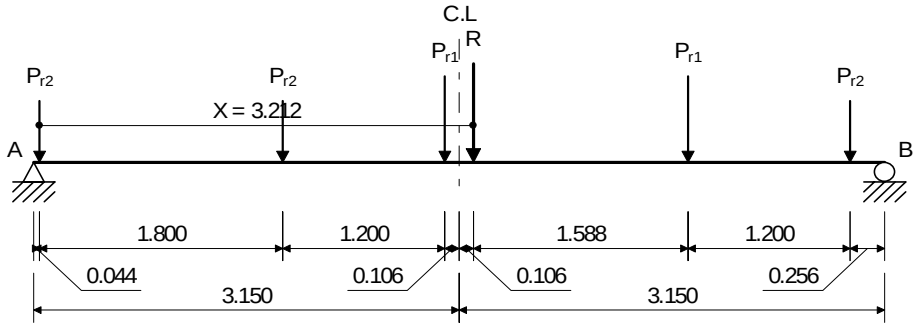
(3) 전륜하중

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

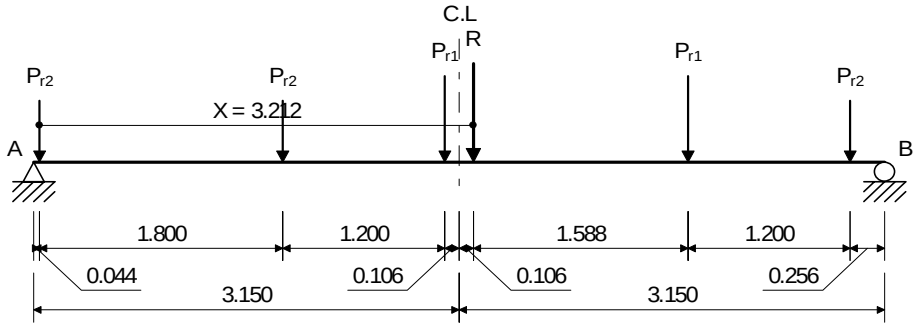
= 530.400 kN

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 6.256 + Pr2 x 4.456 + Pr1 x 3.256 + Pr1 x 1.456 + Pr2 x 0.256) / L

= (93.600 x 6.256 + 93.600 x 4.456 + 124.800 x 3.256 + 124.800 x 1.456 + 93.600 x 0.256) /

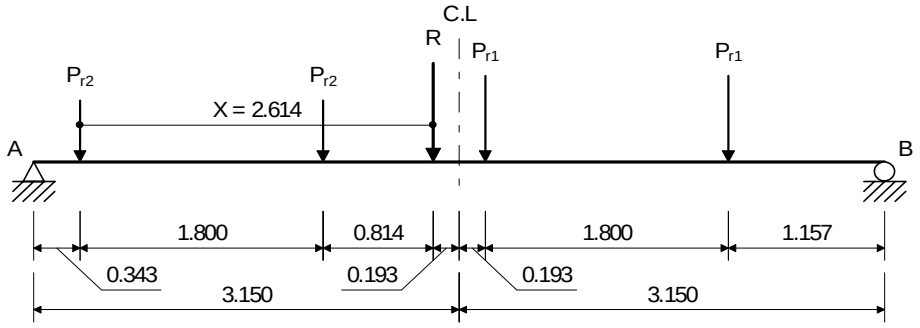
= 256.286 kN

M_l = (Ra x 3.044 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (256.286 x 3.044 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 387.044 kN·m

② 2 차선 재하시 (후륜하중)

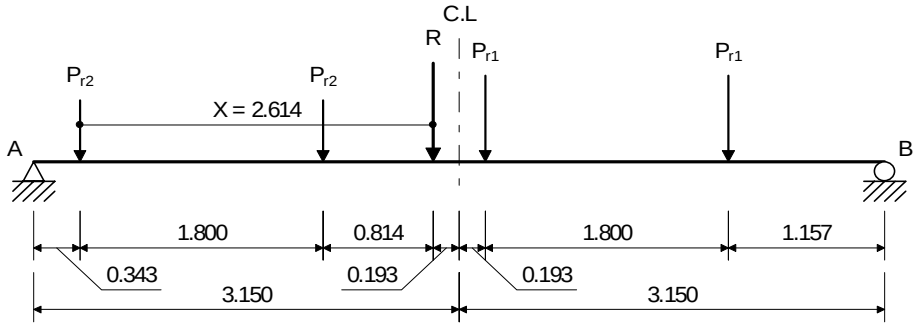


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

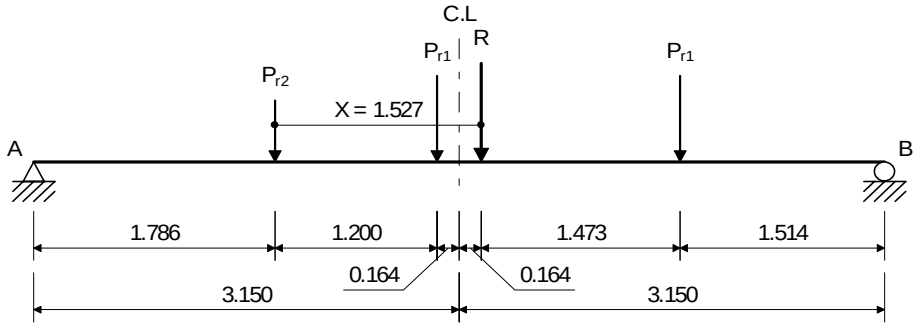
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 5.957 + Pr2 x 4.157 + Pr1 x 2.957 + Pr1 x 1.157) / L
= (93.600 x 5.957 + 93.600 x 4.157 + 124.800 x 2.957 + 124.800 x 1.157) / 6.300
= 231.771 kN

M_l = (Ra x 3.343 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (231.771 x 3.343 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 381.659 kN·m

③ 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

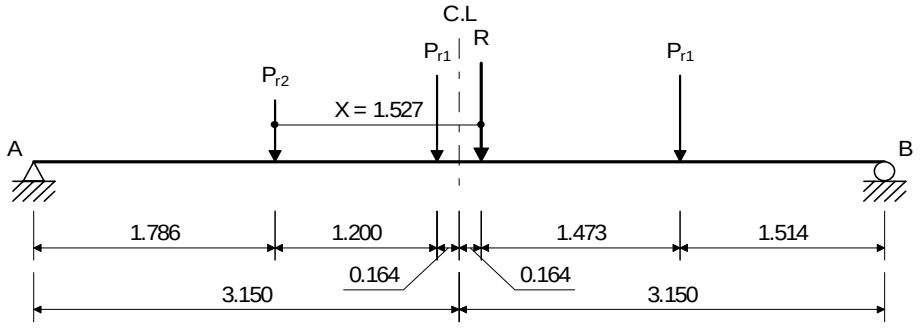


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

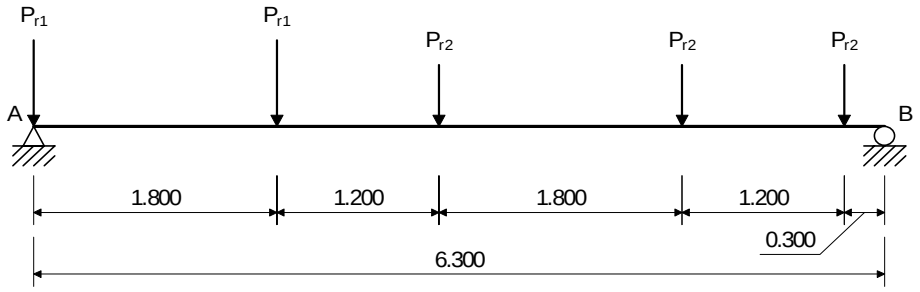


R_a = (Pr2 x 4.514 + Pr1 x 3.314 + Pr1 x 1.514) / L
= (93.600 x 4.514 + 124.800 x 3.314 + 124.800 x 1.514) / 6.300
= 162.686 kN

M_l = (Ra x 2.986 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (162.686 x 2.986 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 373.519 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 6.300 + Pr1 x 4.500 + Pr2 x 3.300 + Pr2 x 1.500 + Pr2 x 0.300) / L

= (124.800 x 6.300 + 124.800 x 4.500 + 93.600 x 3.300 + 93.600 x 1.500 + 93.600 x 0.300) /

= 289.714 kN

S_l = 289.714 x 1.00 = 289.714 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 28.267 + 387.044 = 415.311 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 17.947 + 289.714 = 307.662 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 415.311 x 1000000 / 5760000.0 = 72.103 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 307.662 x 1000 / 8476 = 36.298 MPa

5.4 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (72.103 + 72.103) / 72.103

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 72.103 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 36.298 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

$M = M_{l\,max} / (1+i) = 387.044 / 1.300 = 297.726$ kN·m

$w = 8 \times M / L^2 = 8 \times 297.726 / (6.30 \times 6.30) = 60.010$ kN/m

$\delta_l = 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_x)$

$= 5 \times 60.010 \times 6300.0^{\,4} / (384 \times 210000 \times 2010000000)$

$= 2.916$ mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (6300.0 / 400 , 25)

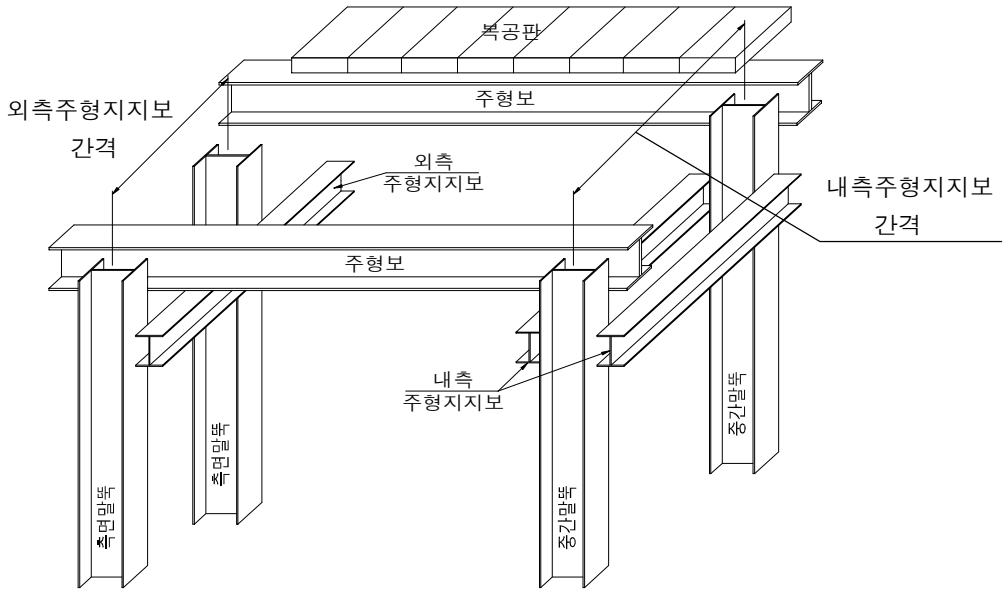
= 15.750 mm > δ_l = 2.916 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(측벽)

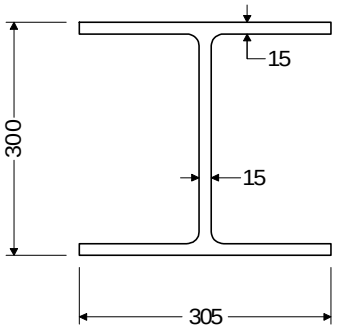
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 2.00 m

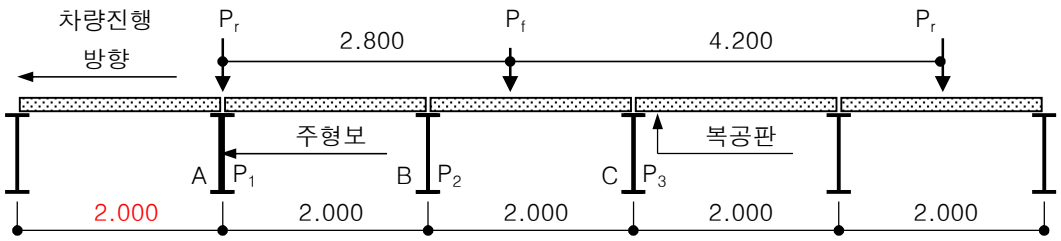


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

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



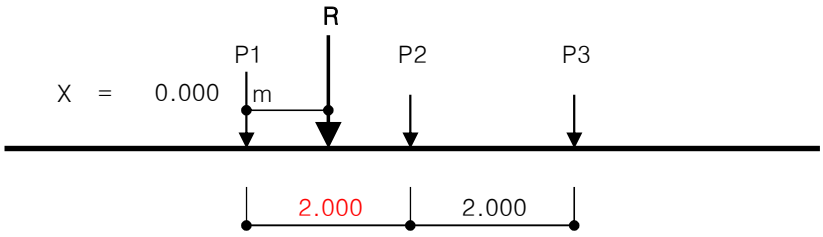
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 17.947 + 289.714 = 307.662 kN

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

= 17.947 + 72.429 x 1.200 / 2.000 = 61.404 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

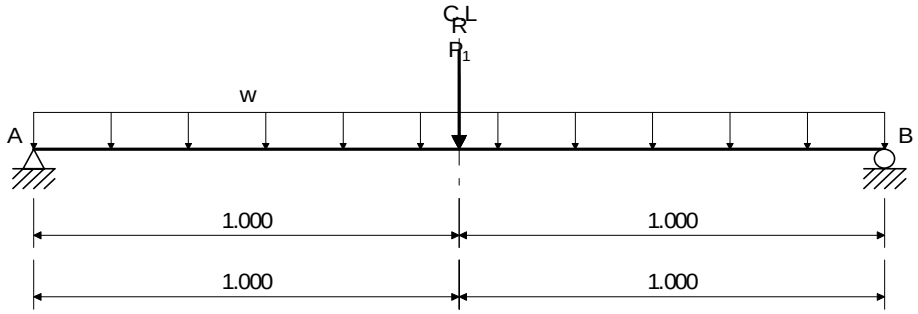


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 307.662
= 307.662 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 307.662
= 0.000 m

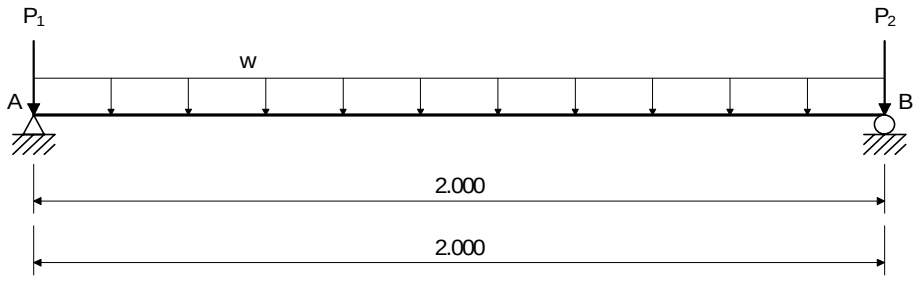
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.000) / L
= (307.662 x 1.000) / 2.000
= 153.831 kN

M_{max} = (Ra x 1.000) + w x L^2 / 8
= (153.831 x 1.000) + 1.038 x 2.00^2 / 8
= 154.350 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 2.000 + P_2 x 0.000) / L
= (307.662 x 2.000 + 61.404 x 0.000) / 2.000
= 307.662 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 307.662 + 1.038 x 2.00 / 2
= 308.699 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 154.350 x 1000000 / 1440000.0 = 107.187 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 308.699 x 1000 / 4050 = 76.222 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (107.187 + 107.187) / 107.187
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305
= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))
= 182.334 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 107.187 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 76.222 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (308699 + 15750)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

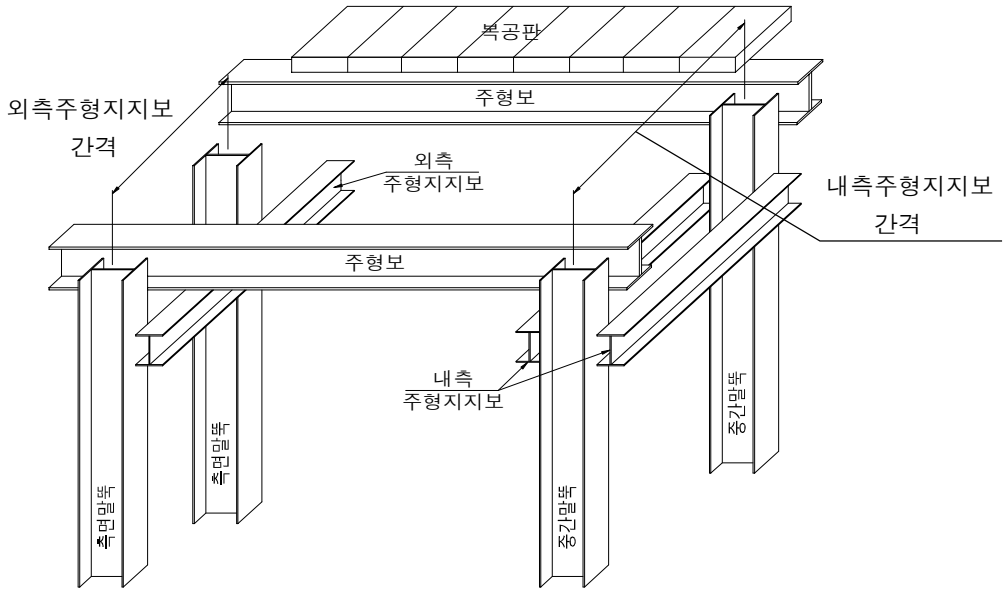
= 4.25 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.25 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(중앙)

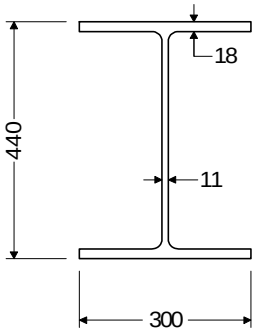
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

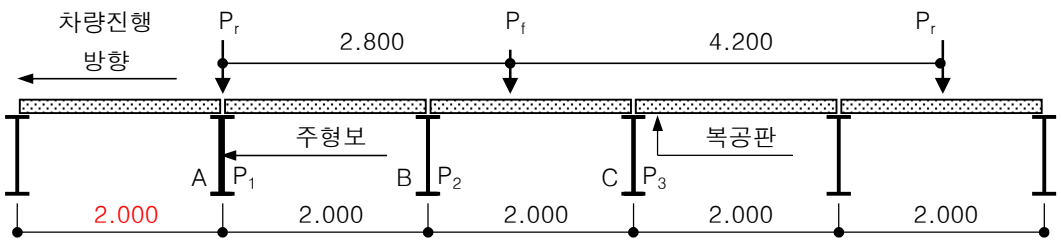


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

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



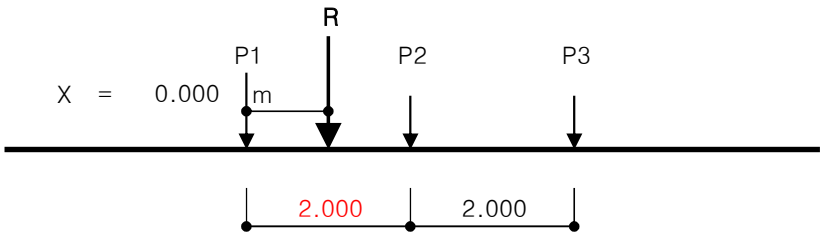
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)
= 17.947 + 289.714 = 307.662 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000
= 17.947 + 72.429 x 1.200 / 2.000 = 61.404 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

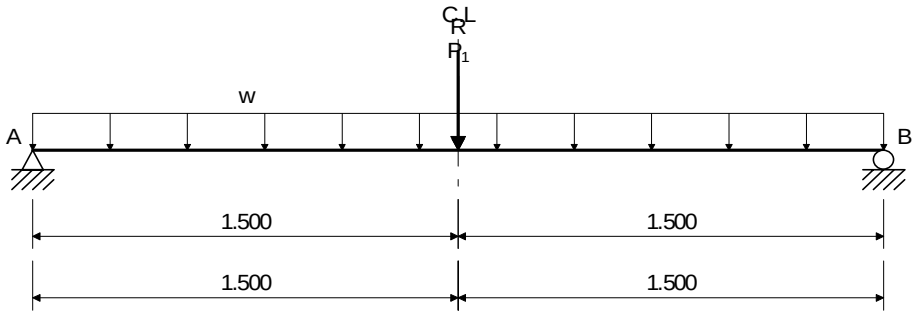


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 307.662
= 307.662 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 307.662
= 0.000 m

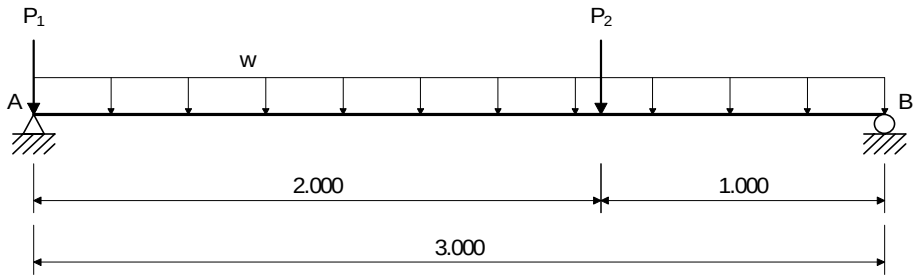
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.500) / L
= (307.662 x 1.500) / 3.000
= 153.831 kN

M_{max} = (Ra x 1.500) + w x L^2 / 8
= (153.831 x 1.500) + 1.212 x 3.00^2 / 8
= 232.109 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (307.662 x 3.000 + 61.404 x 1.000) / 3.000
= 328.130 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 328.130 + 1.212 x 3.00 / 2
= 329.947 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 232.109 x 1000000 / 2550000.0 = 91.023 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 329.947 x 1000 / 4444 = 74.246 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (91.023 + 91.023) / 91.023
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))

= 171.180 MPa

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

= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 91.023 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 74.246 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (329947 + 15750)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 4.53 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.53 ea ---> O.K

자. 브라켓 필릿용접검토

▶ 전단응력

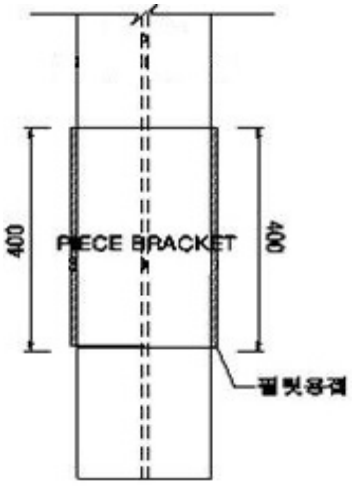
$$\tau = \frac{P}{\sum a \times l} = \frac{345.697 \times 10^3}{10.61 \times 800} = 40.75 \text{ MPa}$$

(1) ∑ a (목두께) = a : 모재 두께 (브라켓 H-pile의 Flange)

→ 0.707 × a = 0.707 × 15 = 10.605

(2) l : 유효길이 (브라켓 길이=400mm)

→ 400 + 400 = 800



▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80 = 108.0 MPa

→ 모재의 전 강도의 75%이상 갖도록 설계 (도로교설계기준 P.176 3.5.1.1)

τ_a = 108.000 x 0.75

= 81.000 MPa

∴ τ < τa = 40.75 < 81.00 ---> O.K

7.지보재 설계

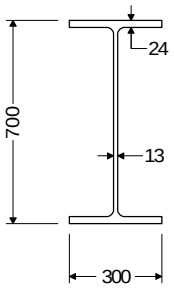
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 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} = 34.961 kN/m ---> 주형보 (CS3 : 굴착 2.806 m)
= 34.961 x 2.00 / 1 단
= 69.922 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 69.922 + 120.0 = 189.922 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 x 1000000 / 5760000.0 = 4.307 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 189.922 x 1000 / 23550 = 8.065 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.750 x 1000 / 8476 = 1.858 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> $b/(39.6i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 1.406

Φ = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (12.371 - 3.758) / 12.371

= 0.696

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6300 / 293

21.502 ---> $20 < Lx/Rx \le 93$ 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 - 0.84 x (21.502 - 20))

= 187.297 MPa

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

= 187.297 MPa

L_y / R_y = 6300 / 67.8

92.920 ---> $20 < Ly/Ry \le 93$ 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 - 0.84 x (92.920 - 20))

= 106.308 MPa

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

= 106.308 MPa

$\therefore f_{ca}$ = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 106.308 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6300 / 300

= 21.000 ---> $4.5 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 - 2.4 x (21.000 - 4.5))

= 135.540 MPa

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

= 135.540 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (21.502)^2

= 3504.041 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 106.308$ MPa $> f_c = 8.065$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 135.540$ MPa $> f_b = 4.307$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa $> \tau = 1.858$ MPa ---> O.K

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

$$= \frac{8.065}{106.308} + \frac{4.307}{135.540 \times (1 - (8.065 / 3504.041))}$$

$$= 0.108 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 8.065 + \frac{4.307}{1 - (8.065 / 3504.041)}$$

$$= 12.381 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.108 , 0.066)

= 0.108 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{12.371}{106.308} + \left\{ \frac{1.858}{108.000} \right\}^2$$

$$= 0.117 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

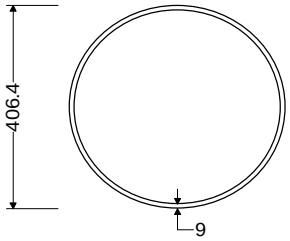
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 115.710 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 4.806 m)
= 115.710 x 2.50 / 1 단
= 289.275 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 289.275 + 120.0 = 409.275 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 x 1000000 / 1092000.0 = 22.716 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 409.275 x 1000 / 11236.2 = 36.425 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.750 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.802 MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.077 x 9)

= 20.967 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.077

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (59.141 − 13.708) / 59.141

= 0.768 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6300 / 140.5

44.840 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (44.840 − 20))

= 160.832 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}

= 160.832 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.840)^2

= 805.724 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 160.832$ MPa $> f_c = 36.425$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 189.000$ MPa $> f_b = 22.716$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 106.692$ MPa $> \tau = 2.802$ MPa ---> O.K

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

$$= \frac{36.425}{160.832} + \frac{22.716}{189.000 \times (1 - (36.425 / 805.724))}$$

$$= 0.352 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 36.425 + \frac{22.716}{1 - (36.425 / 805.724)}$$

$$= 60.217 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.352 , 0.319)

= 0.352 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{59.141}{160.832} + \left\{ \frac{2.802}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.368 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

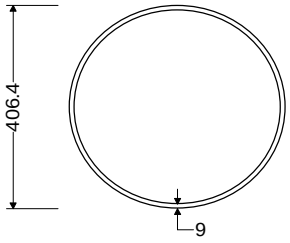
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 144.064 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 6.806 m)
= 144.064 x 2.50 / 1 단
= 360.161 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 360.161 + 120.0 = 480.161 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x$ = 24.806 x 1000000 / 1092000.0 = 22.716 MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A$ = 480.161 x 1000 / 11236.2 = 42.733 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.750 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.802 MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.069 x 9)

= 21.112 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.069

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (65.450 − 20.017) / 65.450

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

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6300 / 140.5

44.840 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (44.840 − 20))

= 160.832 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}

= 160.832 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.840)^2

= 805.724 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.832 MPa > f_c = 42.733 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 22.716 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.802 MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{42.733}{160.832} + \dfrac{22.716}{189.000 \times (1 - (42.733 / 805.724))}$

= 0.393 < 1.0 ---> O.K

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

$$= 42.733 + \frac{22.716}{1 - (42.733 / 805.724)}$$

$$= 66.722 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.393 , 0.353)
= 0.393 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{65.450}{160.832} + \left\{ \frac{2.802}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.408 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

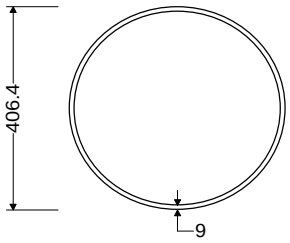
7.4 Strut 설계 (강관버팀보-3단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 158.154 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 8.806 m)
= 158.154 x 2.50 / 1 단
= 395.385 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 395.385 + 120.0 = 515.385 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN
(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 \times 1000000 / 1092000.0 = 22.716$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 515.385 \times 1000 / 11236.2 = 45.868$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.750 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.802$ MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.066 x 9)
= 21.175 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10
= 1.066

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (68.585 − 23.152) / 68.585
= 0.662 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000
= 189.000 MPa

L / R = 6300 / 140.5
44.840 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (44.840 − 20))
= 160.832 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}
= 160.832 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.840)^2
= 805.724 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> r/t ≤ 125 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.832 MPa > f_c = 45.868 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 22.716 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.802 MPa ---> O.K

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

$= \frac{45.868}{160.832} + \frac{22.716}{189.000 \times (1 - (45.868 / 805.724))}$

= 0.413 < 1.0 ---> O.K

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

$= 45.868 + \frac{22.716}{1 - (45.868 / 805.724)}$

= 69.956 < f_{cal} = 189.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.413 , 0.370)

= 0.413 < 1.0 ---> O.K

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

$= \frac{68.585}{160.832} + \left\{ \frac{2.802}{106.692} \right\}^2$

= 0.427 < 1.0 ---> O.K

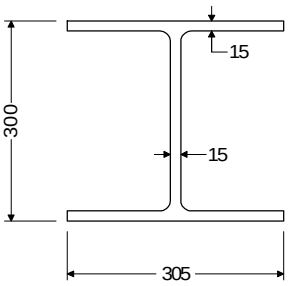
7.5 Strut 설계 (H형강버팀보-4단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 462.348 kN/m ---> H형강버팀보-4단 (CS24 : 해체7)
= 462.348 x 2.50 / 1 단
= 1155.870 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 1155.870 + 120.0 = 1275.870 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 x 1000000 / 1440000.0 = 17.227 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1275.870 x 1000 / 13480 = 94.649 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.750 x 1000 / 4050 = 3.889 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.102

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (111.876 − 77.423) / 111.876

= 0.308

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6300 / 126

50.000 ---> 20 < Lx/Rx ≤ 93 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (50.000 − 20))

= 154.980 MPa

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

= 154.980 MPa

L_y / R_y = 6300 / 72.6

86.777 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (86.777 − 20))

= 113.275 MPa

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

= 113.275 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 113.275 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6300 / 305

= 20.656 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (20.656 − 4.5))

= 136.655 MPa

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

= 136.655 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (50.000)^2

= 648.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 113.275 MPa > f_c = 94.649 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 136.655 MPa > f_b = 17.227 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 3.889 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{94.649}{113.275} + \frac{17.227}{136.655 \times (1 - (94.649 / 648.000))}$$

$$= 0.983 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 94.649 + \frac{17.227}{1 - (94.649 / 648.000)}$$

$$= 114.822 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.983 , 0.608)

= 0.983 < 1.0 ---> O.K

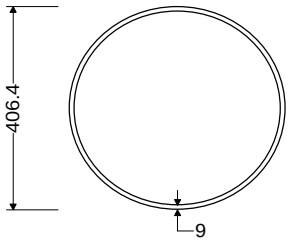
7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 419.656 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS21 : 해체4)

= 419.656 x 2.50 / 1 단

= 1049.141 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 1049.141 + 120.0 = 1169.141 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단

= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단

= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 \times 1000000 / 1092000.0 = 22.716$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 1169.141 \times 1000 / 11236.2 = 104.051$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.750 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.802$ MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t) = 203.2 / (1.036 \times 9)$

$= 21.797$ ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 0.9 \times 140$

$= 189.000$ MPa

여기서, $\alpha = 1.0 + \Phi / 10$

$= 1.036$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (126.768 - 81.335) / 126.768$

$= 0.358$ ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

$f_{cao} = 1.50 \times 0.9 \times 140.000$

$= 189.000$ MPa

$L / R = 6300 / 140.5$

44.840 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

$f_{cag} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.84 \times (44.840 - 20))$

$= 160.832$ MPa

$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

$= 160.832$ MPa

▶ 허용휨응력

$f_{bag} = 189.000$ MPa

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

$= 189.000$ MPa

$f_{eax} = 1.50 \times 0.9 \times 1200000 / (44.840)^2$

$= 805.724$ MPa

▶ 허용전단응력

$r / t = 203.2 / 9$

$= 22.578$ ---> $r/t \leq 125$ 이므로

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times (80 - 0.0019 \times 22.578^2)$

$= 106.692$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 160.832$ MPa > $f_c = 104.051$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 189.000$ MPa > $f_b = 22.716$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 106.692$ MPa > $\tau = 2.802$ MPa ---> O.K

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

$= \frac{104.051}{160.832} + \frac{22.716}{189.000 \times (1 - (104.051 / 805.724))}$

$= \quad 0.785 \quad < \quad 1.0 \quad \text{---> O.K}$

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

$$= 104.051 + \frac{22.716}{1 - (104.051 / 805.724)}$$

$= 130.136 < f_{cal} = 189.000$ ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.785 , 0.689)
= 0.785 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{126.768}{160.832} + \left\{ \frac{2.802}{106.692} \right\}^2$$

$= 0.789 < 1.0$ ---> O.K

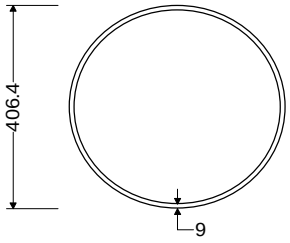
7.7 Strut 설계 (강관버팀보-6단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 432.162 kN/m ---> 강관버팀보-6단 (CS18 : 해체1)
= 432.162 x 2.50 / 1 단
= 1080.405 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 1080.405 + 120.0 = 1200.405 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 x 1000000 / 1092000.0 = 22.716 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1200.405 x 1000 / 11236.2 = 106.834 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.750 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.802 MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.035 x 9)

= 21.813 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.035

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (129.550 − 84.117) / 129.550

= 0.351 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6300 / 140.5

44.840 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (44.840 − 20))

= 160.832 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 160.832 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.840)^2

= 805.724 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.832 MPa > f_c = 106.834 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 22.716 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.802 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{106.834}{160.832} + \frac{22.716}{189.000 \times (1 - (106.834 / 805.724))}$$

$$= 0.803 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 106.834 + \frac{22.716}{1 - (106.834 / 805.724)}$$

$$= 133.022 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.803 , 0.704)

= 0.803 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{129.550}{160.832} + \left\{ \frac{2.802}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.806 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

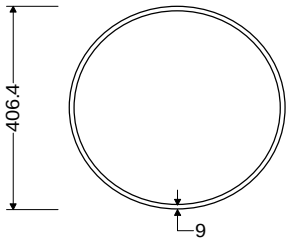
7.8 Strut 설계 (강관버팀보-7단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 178.610 kN/m ---> 강관버팀보-7단 (CS17 : 굴착 14.385 m)

= 178.610 x 2.50 / 1 단

= 446.524 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 446.524 + 120.0 = 566.524 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단
= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단
= 15.750 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 x 1000000 / 1092000.0 = 22.716 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 566.524 x 1000 / 11236.2 = 50.420 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{15.750 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.802 MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

r/(α · t) = 203.2 / (1.062 x 9)
= 21.257 ---> r/(αt) ≤ 50 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10
= 1.062

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (73.136 − 27.703) / 73.136
= 0.621 (0 ≤ Φ ≤ 2)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000
= 189.000 MPa

L / R = 6300 / 140.5
44.840 ---> 20 < L/R ≤ 93 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (44.840 − 20))
= 160.832 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}
= 160.832 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.840)^2
= 805.724 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> r/t ≤ 125 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.832 MPa > f_c = 50.420 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 22.716 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.802 MPa ---> O.K

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

$= \frac{50.420}{160.832} + \frac{22.716}{189.000 \times (1 - (50.420 / 805.724))}$

= 0.442 < 1.0 ---> O.K

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

$= 50.420 + \frac{22.716}{1 - (50.420 / 805.724)}$

= 74.652 < f_{cal} = 189.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.442 , 0.395)

= 0.442 < 1.0 ---> O.K

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

$= \frac{73.136}{160.832} + \left\{ \frac{2.802}{106.692} \right\}^2$

= 0.455 < 1.0 ---> O.K

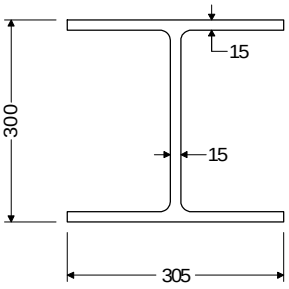
8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

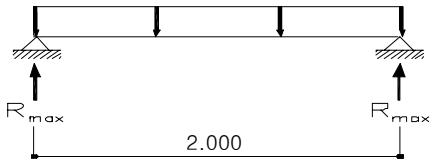
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 34.961 kN/m ---> 주형보 (CS3 : 굴착 2.806 m)

P = 34.961 × 2.00 m / 1 ea = 69.922 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 69.922 / (13 × 2.000)
= 32.272 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 32.272 × 2.000^2 / 8
= 16.136 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 32.272 × 2.000 / 12
= 37.650 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 16.136 x 1000000 / 1440000.0 = 11.205 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 37.650 x 1000 / 4050 = 9.296 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (11.205 + 11.205) / 11.205

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

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

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 11.205 MPa ---> O.K

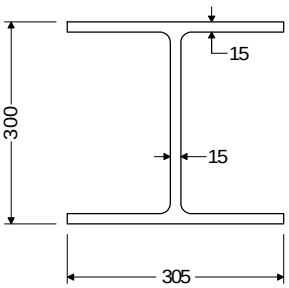
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 9.296 MPa ---> O.K

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

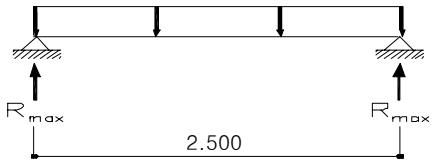
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 115.710 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 4.806 m)

P = 115.710 × 2.50 m / 1 ea = 289.275 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)

= 12 × 289.275 / (13 × 2.500)

= 106.809 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8

= 106.809 × 2.500^2 / 8

= 83.445 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12

= 7 × 106.809 × 2.500 / 12

= 155.763 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 83.445 x 1000000 / 1440000.0 = 57.948 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 155.763 x 1000 / 4050 = 38.460 MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (57.948 + 57.948) / 57.948

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.197 − 4.5))

= 177.023 MPa

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

= 177.023 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 177.023 MPa > f_b = 57.948 MPa ---> O.K

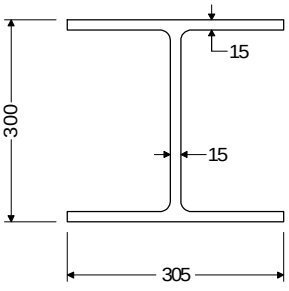
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 38.460 MPa ---> O.K

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

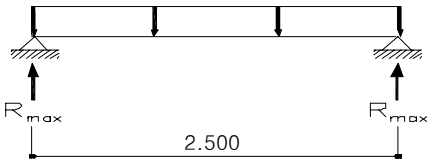
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 144.064 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 6.806 m)

P = 144.064 × 2.50 m / 1 ea = 360.161 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 360.161 / (13 × 2.500)
= 132.982 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 132.982 × 2.500 ^{2} / 8
= 103.893 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 132.982 × 2.500 / 12
= 193.933 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 103.893 x 1000000 / 1440000.0 = 72.148 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 193.933 x 1000 / 4050 = 47.885 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (72.148 + 72.148) / 72.148
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305
= 8.197 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.197 − 4.5))
= 177.023 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 177.023 MPa

▶ 허용전단응력

$τ_a$ = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 177.023 MPa > f_b = 72.148 MPa ---> O.K

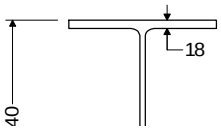
▶ 전단응력 , $τ_a$ = 108.000 MPa > τ = 47.885 MPa ---> O.K

8.4 강관버팀보-3단 띠장 설계

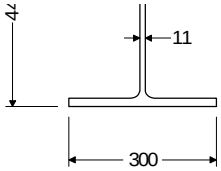
가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0



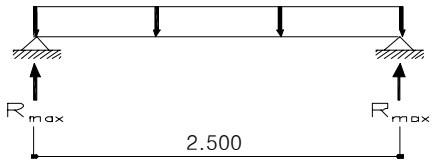
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 158.154 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 8.806 m)

P = 158.154 × 2.50 m / 1 ea = 395.385 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 395.385 / (13 × 2.500)
= 145.988 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 145.988 × 2.500 ^{2} / 8
= 114.053 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 145.988 × 2.500 / 12
= 212.900 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 114.053 x 1000000 / 2550000.0 = 44.727 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 212.900 x 1000 / 4444 = 47.907 MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (44.727 + 44.727) / 44.727
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300
= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))
= 176.580 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 44.727 MPa ---> O.K

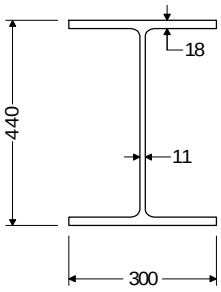
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 47.907 MPa ---> O.K

8.5 H형강버팀보-4단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

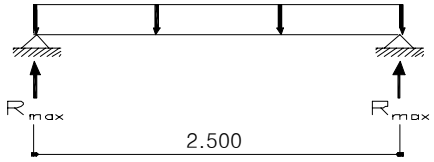
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 462.348 kN/m ---> H형강버팀보-4단 (CS24 : 해체7)

P = 462.348 × 2.50 m / 1 ea = 1155.870 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 1155.870 / (13 × 2.500)
= 426.783 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 426.783 × 2.500 ^{2} / 8
= 333.424 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 426.783 × 2.500 / 12
= 622.392 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 333.424 x 1000000 / 2550000.0 = 130.755 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 622.392 x 1000 / 4444 = 140.052 MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용	강재의 재사용 및 부식을	0.9

가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (130.755 + 130.755) / 130.755

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 130.755 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa < τ = 140.052 MPa ---> N.G

바. 스티프너 단면보강 전단응력 검토

A' = (440.000 − 18.000 x 2) x 14 x 2 = ####### mm^2

A_w' = A_w + A'

= ####### mm + 11312.000 mm^2 = ####### mm^2

τ' = S_{max} / A_w' = 622391.560 / 15756.000 = 39.502 MPa

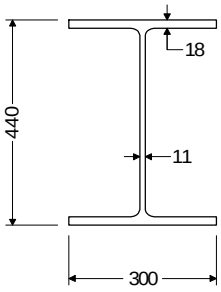
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ' = 39.502 MPa ---> O.K

8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

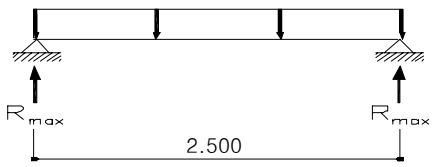
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 419.656 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS21 : 해체4)

P = 419.656 × 2.50 m / 1 ea = 1049.141 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 1049.141 / (13 × 2.500)
= 387.375 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 387.375 × 2.500 ^{2} / 8
= 302.637 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 387.375 × 2.500 / 12
= 564.922 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 302.637 x 1000000 / 2550000.0 = 118.681 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 564.922 x 1000 / 4444 = 127.120 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (118.681 + 118.681) / 118.681
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300
= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))
= 176.580 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 118.681 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa < τ = 127.120 MPa ---> N.G

바. 스티프너 단면보강 전단응력 검토

A' = (440.000 − 18.000 x 2) x 14 x 2 = ####### mm^2

A_w' = A_w + A'
= ####### mm + 11312.000 mm^2 = ####### mm^2

τ' = S_{max} / A_w' = 564922.160 / 15756.000 = 35.854 MPa

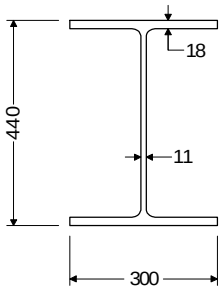
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ' = 35.854 MPa ---> O.K

8.7 강관버팀보-6단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

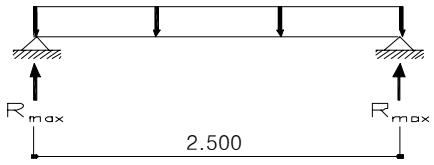
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 432.162 kN/m ---> 강관버팀보-6단 (CS18 : 해체1)

P = 432.162 × 2.50 m / 1 ea = 1080.405 kN

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 1080.405 / (13 \times 2.500)$
$= 398.919$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 398.919 \times 2.500^2 / 8$
$= 311.655$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 398.919 \times 2.500 / 12$
$= 581.756$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 311.655 \times 1000000 / 2550000.0 = 122.218$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 581.756 \times 1000 / 4444 = 130.908$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (122.218 + 122.218) / 122.218

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 122.218 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa < τ = 130.908 MPa ---> N.G

바. 스티프너 단면보강 전단응력 검토

A' = (440.000 − 18.000 x 2) x 14 x 2 = ####### mm^2

A_w' = A_w + A'

= ####### mm + 11312.000 mm^2 = ####### mm^2

τ' = S_{max} / A_w' = 581756.340 / 15756.000 = 36.923 MPa

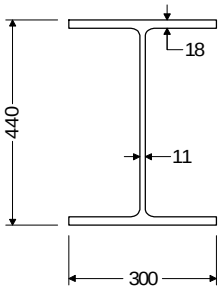
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ' = 36.923 MPa ---> O.K

8.8 강관버팀보-7단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

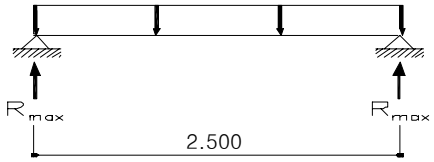
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 178.610 kN/m ---> 강관버팀보-7단 (CS17 : 굴착 14.385 m)

P = 178.610 × 2.50 m / 1 ea = 446.524 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 446.524 / (13 × 2.500)
= 164.870 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 164.870 × 2.500^2 / 8
= 128.805 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 164.870 × 2.500 / 12
= 240.436 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 128.805 x 1000000 / 2550000.0 = 50.512 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 240.436 x 1000 / 4444 = 54.104 MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (50.512 + 50.512) / 50.512
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 50.512 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 54.104 MPa ---> O.K

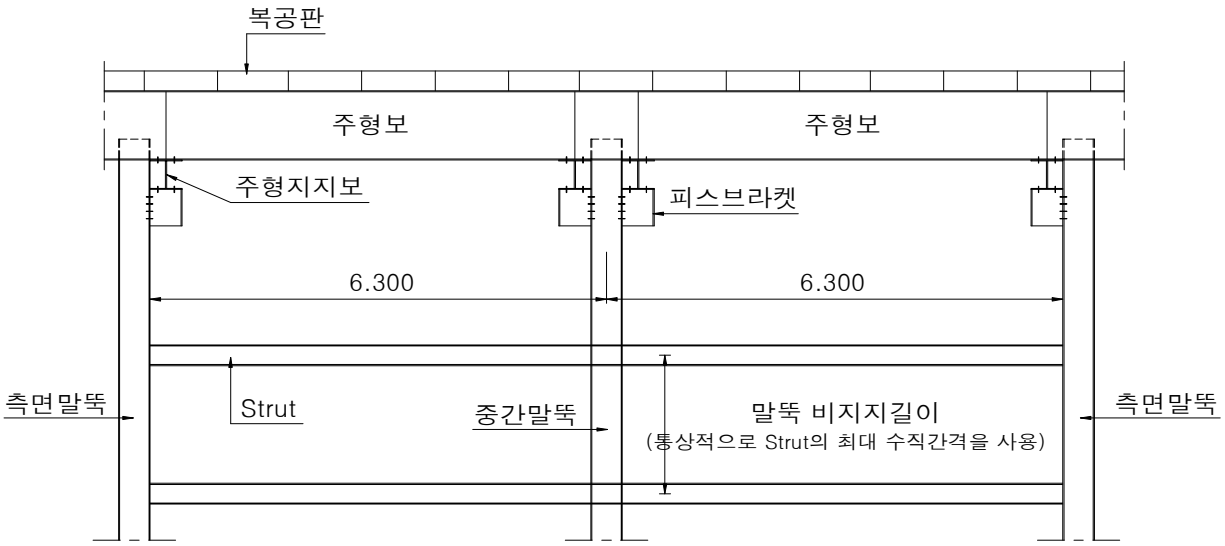
9.중간말뚝 설계

9.1 설계제원

가. 계산지간 : 6.300 + 6.300 = 12.600 m

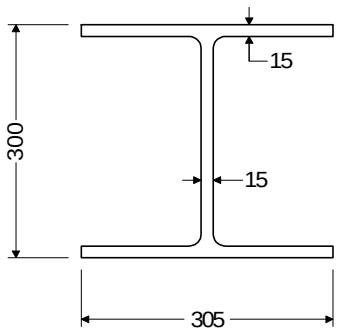
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 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
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



9.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 31.523 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 4.722 kN

(3) 버팀보 자중 = 104.580 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 11.445 kN

ΣP_s = 153.330 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.698 x 6.300) / 2 = 17.947 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.698 x 6.300) / 2 = 17.947 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.300)

= 0.324 > 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

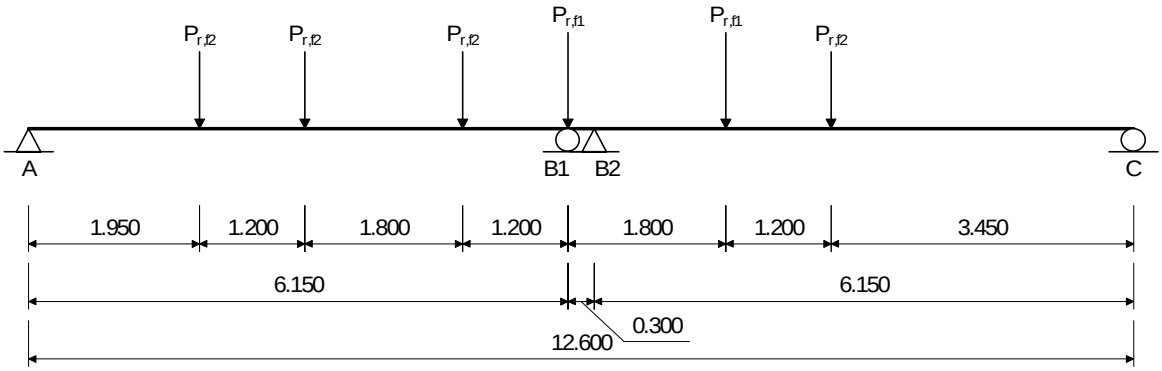
(2) 전륜하중

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 1.5 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 6.150 + 93.600 x 4.950 + 93.600 x 3.150 + 93.600 x 1.950) / 6.150

= 277.756 kN

R_{B2} = (124.800 x 4.650 + 93.600 x 3.450) / 6.150

= 146.868 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 277.756 x 1.00 = 277.756 kN

P_{r2} = 146.868 x 1.00 = 146.868 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 6.150 + 23.400 x 4.950 + 23.400 x 3.150 + 23.400 x 1.950) / 6.150

= 69.439 kN

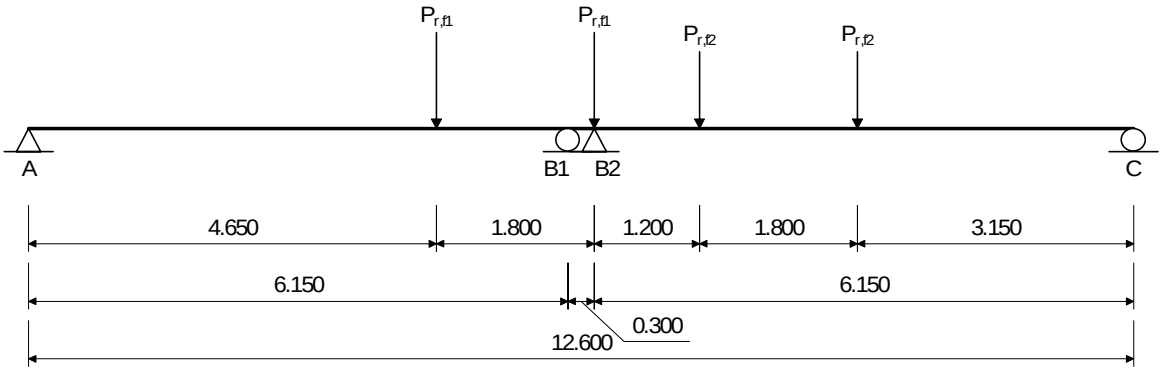
R_{B2} = (31.200 x 4.650 + 23.400 x 3.450) / 6.150

= 36.717 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 69.439 x 1.00 = 69.439 kN

P_{f2} = 36.717 x 1.00 = 36.717 kN

② 1.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.650) / 6.150

= 94.361 kN

R_{B2} = (124.800 x 6.150 + 93.600 x 4.950 + 93.600 x 3.150) / 6.150

= 248.078 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 94.361 x 1.00 = 94.361 kN

P_{r2} = 248.078 x 1.00 = 248.078 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.650) / 6.150

= 23.590 kN

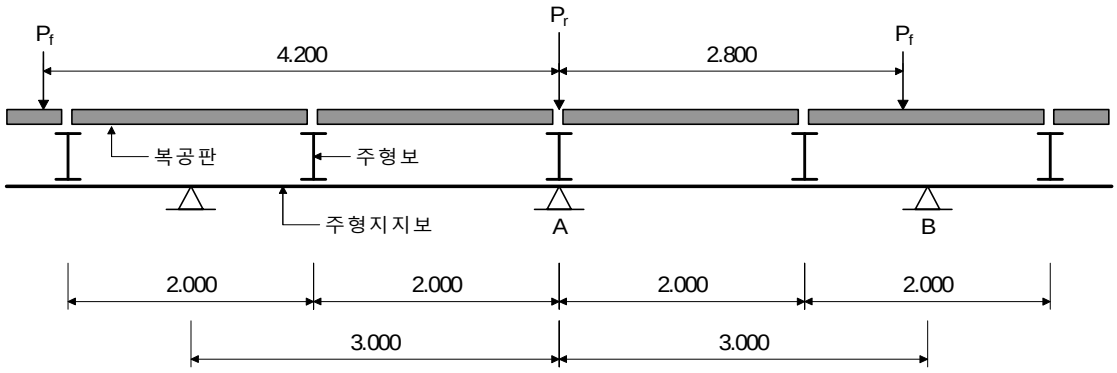
R_{B2} = (31.200 x 6.150 + 23.400 x 4.950 + 23.400 x 3.150) / 6.150

= 62.020 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 23.590 x 1.00 = 23.590 kN

P_{f2} = 62.020 x 1.00 = 62.020 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (277.756 x 3.000 + 69.439 x 0.200) / 3.000

= 282.385 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

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

= 282.385 + 17.947 x 3.00 / 2.00 = 309.306 kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

R_2 = (248.078 x 3.000 + 62.020 x 0.200) / 3.000

= 252.213 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

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

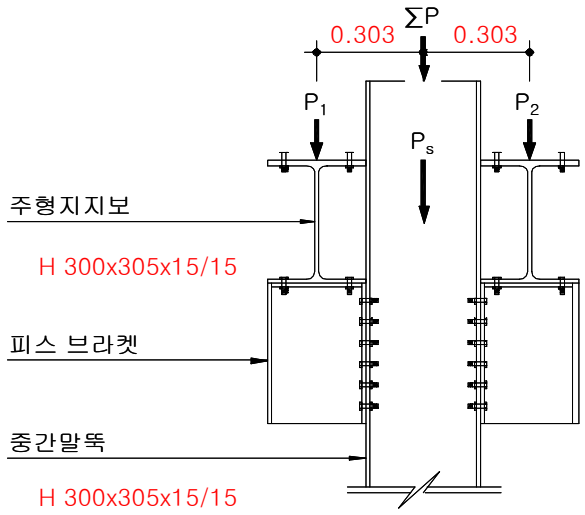
= 252.213 + 17.947 x 3.00 / 2.00 = 279.134 kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P$ = P_1 + P_2 + P_s

= 309.306 + 279.134 + 153.330 = 741.770 kN

9.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , f_c = $\sum P$ / A = 741.770 x 1000 / 13480 = 55.027 MPa

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 93.565 x 1000000 / 1440000 = 64.976 MPa

여기서, M_{max} = P_1 x e = 309.306 x 0.303 = 93.565 kN·m

나. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.903

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (120.003 − −9.948) / 120.003

= 1.083

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 2000 / 126

15.873 ---> Lx/Rx ≤ 20 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

L_y / R_y = 2000 / 72.6

27.548 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (27.548 − 20))

= 180.440 MPa

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

= 180.440 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 180.440 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

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

= 182.334 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (15.873)^2

= 6429.780 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 180.440 MPa > f_c = 55.027 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 64.976 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{55.027}{180.440} + \frac{64.976}{182.334 \times (1 - (55.027 / 6429.780))}$$

$$= 0.664 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 55.027 + \frac{64.976}{1 - (55.027 / 6429.780)}$$

$$= 120.564 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.664 , 0.638)

= 0.664 < 1.0 ---> O.K

9.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 741.77 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 25 \cdot N \cdot A_p + 0.2 \cdot N_s \cdot U \cdot L_s + 0.5 \cdot N_c \cdot U \cdot L_c$(선굴착 최종경타 공법)

여기서,

N(선단의 N치)	=	20	
N_s(선단까지의 모래층 N치 평균값)	=	20	
N_c(선단까지의 점토층 N치 평균값)	=	0	
L_s(모래층 중의 길이)	=	23.385	m
L_c(점토층 중의 길이)	=	0.000	m
A_p(H-Pile 단면적)	=	0.0915	m^2
U(파일의 둘레길이)	=	1.210	m

= 25 x 20 x 0.0915 + 0.2 x 20 x 1.210 x ###

+ 0.5 x 0 x 1.210 x 0.000

= 158.933 tonf

= 1558.60 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 1558.60 / 2.0

= 779.302 kN

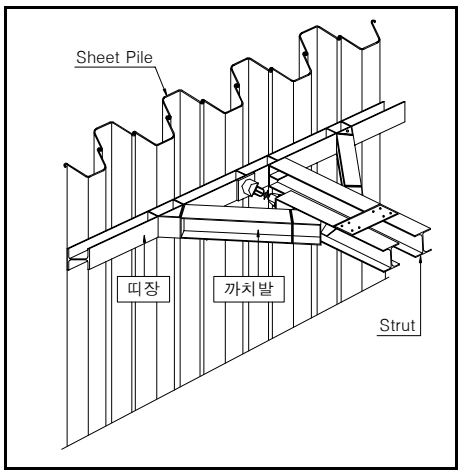
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

10. Sheet 설계

10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 23.39m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY390(SY40)
Sheet Pile Size	U:SP-VA
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	235.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	125.0
총단면적(A, mm^2)	26760.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	15600.0
I_x(mm^4)	630000000.0
Z_x(mm^3)	3150000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 350.556 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS19 : 해체2)

= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭

= 350.556 (kN·m/m) × 1.00 m = 350.556 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 352.081 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS18 : 해체1)

= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭

= 352.081 (kN/m) × 1.00 m = 352.081 kN

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

P_{max} = 주형보 반력 + 자중 및 작업하중 + 지보재 수직분력

= 153.831 kN/m + 74.228 kN/m + 0.000 kN/m

= 228.059 kN/m

= 단위폭당 최대 연직하중 × 단위폭

= 228.059 (kN/m) × 1.00 m = 228.059 kN

다. 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

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 235.0) × 0.9 = 317.25 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 125.0) × 0.9 = 168.75 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{max}}{A}$$

$$= \frac{350.556 \times 10^{6}}{0.6 \times 3150000.00} + \frac{228.059 \times 10^{3}}{26760.0} = 194.002 \text{ MPa}$$

$f_b < f_{ba}' = 317.25$ MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{352.081 \times 10^{3}}{15600.00} = 22.569 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_a' = 168.75$ MPa ---> O.K

11. 탄소성 입력 데이터

11.1 해석종류 : 탄소성보법

11.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

11.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 27.2 m, 굴착폭 = 6.3 m, 최대굴착깊이 = 14.385 m, 전모델높이 = 40 m

11.4 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	6.25	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(모래)	9.22	18.00	19.00	0.00	28.00	6	-	20000.00
3	퇴적층(자갈)	21.70	20.00	21.00	0.00	35.00	50	-	32000.00
4	풍화토	29.67	20.00	21.00	21.00	29.00	35	-	31000.00
5	풍화암	35.59	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
7	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	5	9000.00	12000.00

11.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-VA	SY390(SY40)	23.385	1

11.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.45	2	6.3	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x9	SS400	2.306	2.5	6.3	50	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x9	SS400	4.306	2.5	6.3	50	1
4	강관버팀보-3단	P 406.4x9	SS400	6.306	2.5	6.3	50	1
5	H형강버팀보-4단	H 300x305x15/15	SS400	8.306	2.5	6.3	50	1
6	강관버팀보-5단	P 406.4x9	SS400	9.906	2.5	6.3	50	1
7	강관버팀보-6단	P 406.4x9	SS400	11.606	2.5	6.3	50	1
8	강관버팀보-7단	P 406.4x9	SS400	13.106	2.5	6.3	50	1

11.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브	6.63	0	5.3	C27	1	-
2	기초	13.885	0	5.3	C27	1	-
3	벽체	5.3	6.13	14.385	C27	1.2	뒤채움

11.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

11.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 10.426 m, 수위차 = 14.385 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	0.95	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	2.81	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	4.81	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	6.81	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	강관버팀보-3단		-	-	-	-	X	X
9	8.81	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	H형강버팀보-4단		-	-	-	-	X	X
11	10.41	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	강관버팀보-5단		-	-	-	-	X	X
13	12.11	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	강관버팀보-6단		-	-	-	-	X	X
15	13.61	-	-	-	-	-	-	X	X
16	-	강관버팀보-7단		-	-	-	-	X	X
17	14.39	-	-	-	-	-	-	X	X
18	-		강관버팀보-7단	-	-	-	-	X	X
19	-	-	-	13.191	-	-	-	X	X
20	-		강관버팀보-6단	-	-	-	-	X	X
21	-	-	-	10.555	-	-	-	X	X
22	-		강관버팀보-5단	-	-	-	-	X	X
23	-	-	-	7.818	-	-	-	X	X
24	-		강관버팀보-3단	-	-	-	-	X	X
25	-	-	-	6.13	-	-	-	X	X

12. 해석 결과
12.1 전산 해석결과 집계

12.1.1 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 0.95 m	0.95	9.30	6.3	-6.70	3.8	10.62	5.2	-7.66	9.9
CS2 : 생성 주형보	0.95	9.24	6.3	-6.42	3.8	10.50	5.2	-7.63	9.9
CS3 : 굴착 2.806 m	2.81	16.72	3.8	-34.98	0.5	50.76	2.8	-17.09	9.9
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.81	14.03	6.3	-25.13	2.3	35.14	2.8	-16.19	9.9
CS5 : 굴착 4.806 m	4.81	45.91	6.2	-92.77	2.3	90.02	4.8	-35.10	9.9
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.81	39.91	6.2	-79.96	2.3	76.87	4.8	-32.13	9.9
CS7 : 굴착 6.806 m	6.81	76.29	8.8	-133.40	4.3	128.71	6.3	-63.98	10.4
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.81	69.91	8.8	-119.97	4.3	111.86	6.2	-59.31	10.4
CS9 : 굴착 8.806 m	8.81	95.49	9.9	-125.32	6.3	139.47	8.3	-73.09	12.1
CS10 : 생성 H형강버팀보-4단	8.81	89.04	9.9	-111.91	6.3	127.39	7.8	-69.41	11.6
CS11 : 굴착 10.406 m	10.41	74.86	12.6	-162.09	8.3	126.24	10.4	-75.40	14.4
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	10.41	70.64	12.6	-146.50	8.3	113.76	10.4	-71.71	14.4
CS13 : 굴착 12.106 m	12.11	94.73	14.9	-202.21	9.9	183.64	12.1	-102.24	16.8
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	12.11	91.05	14.9	-186.19	9.9	170.15	12.1	-98.23	16.8
CS15 : 굴착 13.606 m	13.61	116.98	16.8	-259.06	11.6	253.98	14.0	-139.33	19.3
CS16 : 생성 강관버팀보-7단	13.61	114.20	16.8	-242.17	11.6	243.07	14.0	-135.52	19.3
CS17 : 굴착 14.385 m	14.39	121.64	17.8	-242.76	13.1	273.45	14.9	-144.36	20.2
CS18 : 해체1	14.39	140.23	17.8	-352.08	11.6	350.48	14.9	-221.37	11.6
CS19 : 해체2	14.39	140.25	17.8	-352.01	11.6	350.56	14.9	-221.36	11.6
CS20 : 해체3	14.39	129.68	9.9	-289.90	9.9	255.48	14.9	-265.54	9.9
CS21 : 해체4	14.39	129.70	9.9	-289.96	9.9	255.29	14.9	-265.59	9.9
CS22 : 해체5	14.39	170.99	8.3	-274.97	8.3	212.94	12.6	-277.70	8.3
CS23 : 해체6	14.39	171.00	8.3	-274.99	8.3	213.07	12.6	-277.75	8.3
CS24 : 해체7	14.39	185.81	8.3	-276.54	8.3	212.54	12.6	-285.77	8.3
CS25 : 해체8	14.39	185.81	8.3	-276.54	8.3	212.53	12.6	-285.77	8.3
TOTAL		185.81	8.3	-352.08	11.6	350.56	14.9	-285.77	8.3

12.1.2 지보재 반력 집계

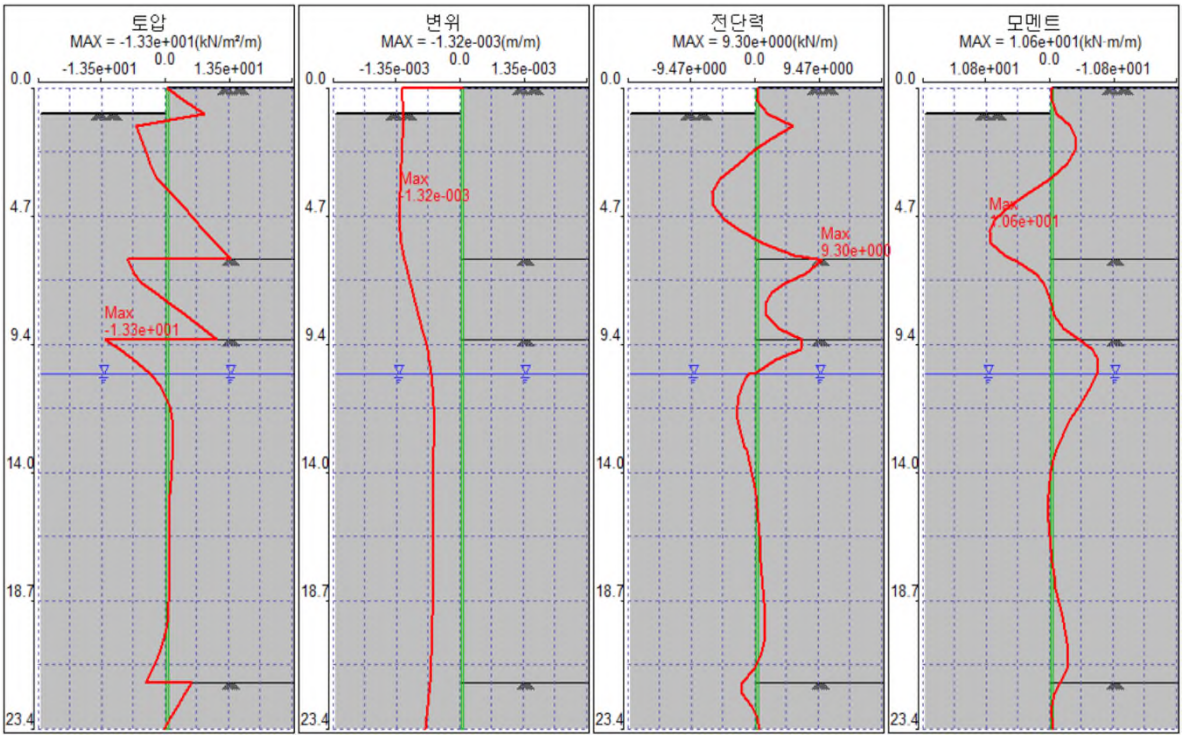
* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단	강관버팀보-3단	H형강버팀보-4단
		0.45 (m)	2.306 (m)	4.306 (m)	6.306 (m)	8.306 (m)
CS1 : 굴착 0.95 m	0.95	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	0.95	0.00	-	-	-	-
CS3 : 굴착 2.806 m	2.81	34.96	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.81	24.11	20.00	-	-	-
CS5 : 굴착 4.806 m	4.81	-3.99	115.71	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.81	0.81	98.10	20.00	-	-
CS7 : 굴착 6.806 m	6.81	-14.08	87.61	144.06	-	-
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.81	-12.12	88.72	127.56	20.00	-
CS9 : 굴착 8.806 m	8.81	-11.54	73.34	113.84	158.15	-
CS10 : 생성 H형강버팀보-4단	8.81	-11.59	75.14	115.26	141.58	20.00
CS11 : 굴착 10.406 m	10.41	-9.42	73.15	95.26	114.01	219.84
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	10.41	-9.61	73.38	96.99	115.73	200.76
CS13 : 굴착 12.106 m	12.11	-8.93	75.29	92.12	82.21	176.77
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	12.11	-8.99	75.16	92.59	84.87	177.50
CS15 : 굴착 13.606 m	13.61	-9.15	76.15	94.53	78.60	133.81
CS16 : 생성 강관버팀보-7단	13.61	-9.14	76.08	94.44	79.19	136.63
CS17 : 굴착 14.385 m	14.39	-9.24	76.14	95.34	80.76	128.49
CS18 : 해체1	14.39	-9.30	76.84	96.29	75.26	100.62
CS19 : 해체2	14.39	-9.30	76.84	96.29	75.27	100.62
CS20 : 해체3	14.39	-8.43	77.78	89.22	47.15	121.43
CS21 : 해체4	14.39	-8.43	77.78	89.22	47.14	121.43
CS22 : 해체5	14.39	-5.63	73.30	62.20	30.02	445.95
CS23 : 해체6	14.39	-5.63	73.30	62.20	30.01	445.99
CS24 : 해체7	14.39	-7.56	73.23	79.00	-	462.35
CS25 : 해체8	14.39	-7.56	73.23	79.00	-	462.35
TOTAL		34.96	115.71	144.06	158.15	462.35

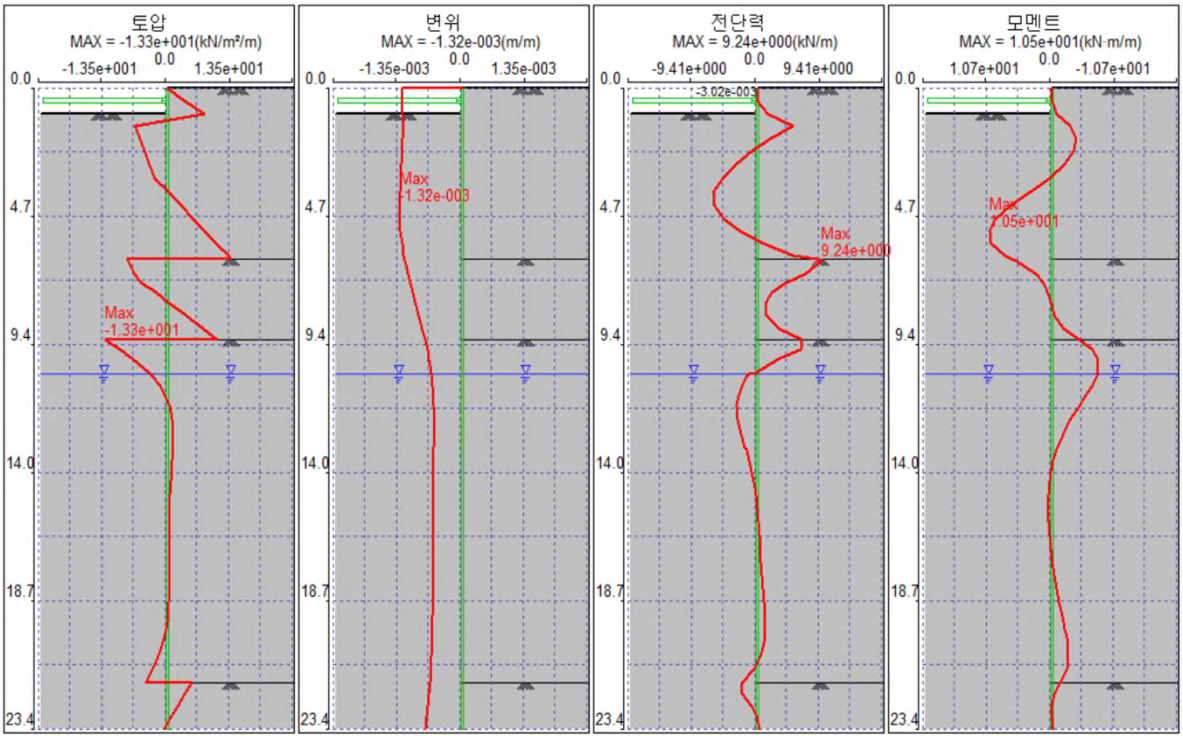
시공단계	굴착 깊이	강관버팀보-5단	강관버팀보-6단	강관버팀보-7단		
		9.906 (m)	11.606 (m)	13.106 (m)		
CS1 : 굴착 0.95 m	0.95	-	-	-		
CS2 : 생성 주형보	0.95	-	-	-		
CS3 : 굴착 2.806 m	2.81	-	-	-		
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.81	-	-	-		
CS5 : 굴착 4.806 m	4.81	-	-	-		
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.81	-	-	-		
CS7 : 굴착 6.806 m	6.81	-	-	-		
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.81	-	-	-		
CS9 : 굴착 8.806 m	8.81	-	-	-		
CS10 : 생성 H형강버팀보-4단	8.81	-	-	-		
CS11 : 굴착 10.406 m	10.41	-	-	-		
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	10.41	20.00	-	-		
CS13 : 굴착 12.106 m	12.11	241.52	-	-		
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	12.11	221.82	20.00	-		
CS15 : 굴착 13.606 m	13.61	193.83	272.31	-		
CS16 : 생성 강관버팀보-7단	13.61	194.15	251.85	20.00		
CS17 : 굴착 14.385 m	14.39	167.38	238.24	178.61		
CS18 : 해체1	14.39	161.27	432.16	-		
CS19 : 해체2	14.39	161.25	432.10	-		
CS20 : 해체3	14.39	419.58	-	-		
CS21 : 해체4	14.39	419.66	-	-		
CS22 : 해체5	14.39	-	-	-		
CS23 : 해체6	14.39	-	-	-		
CS24 : 해체7	14.39	-	-	-		
CS25 : 해체8	14.39	-	-	-		
TOTAL		419.66	432.16	178.61		

12.2 시공단계별 단면력도

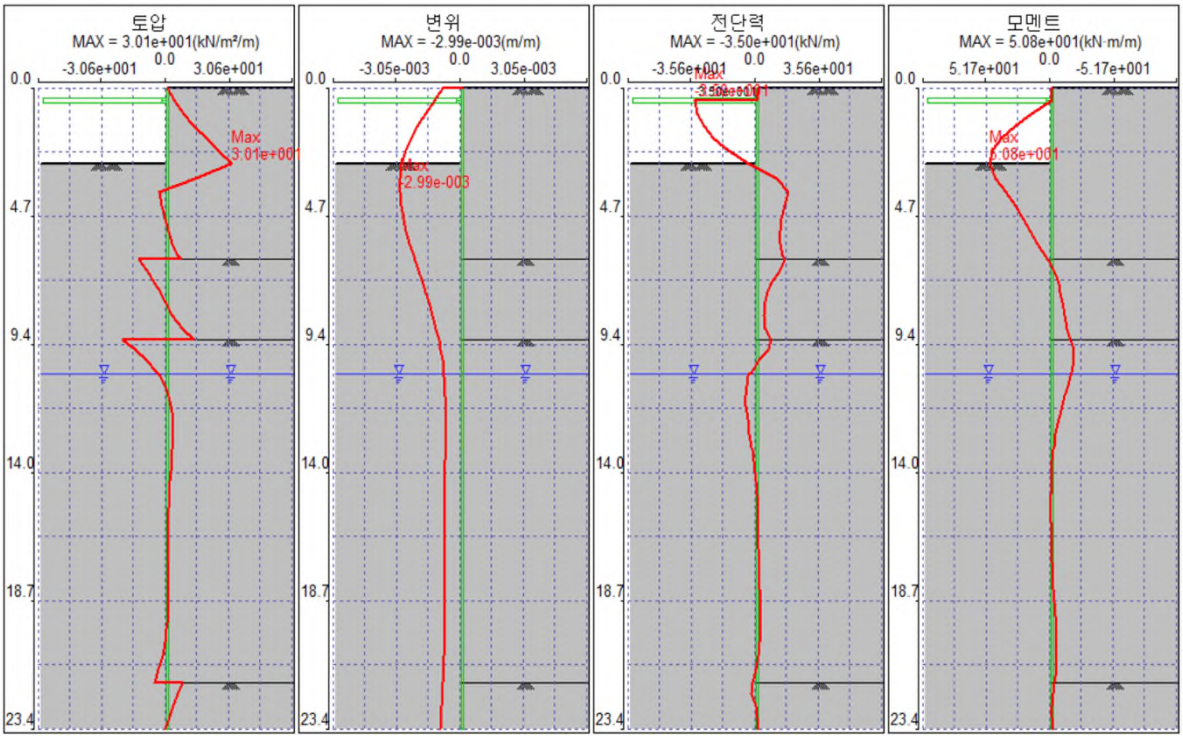
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 0.95 m]



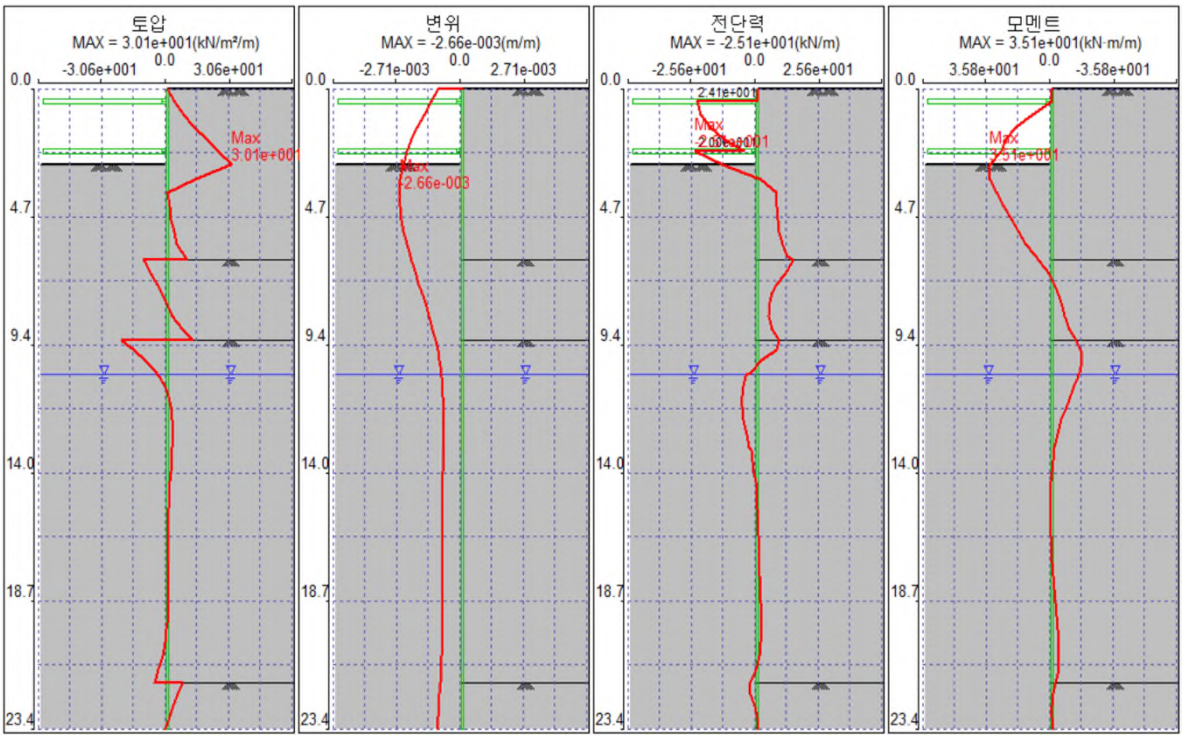
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



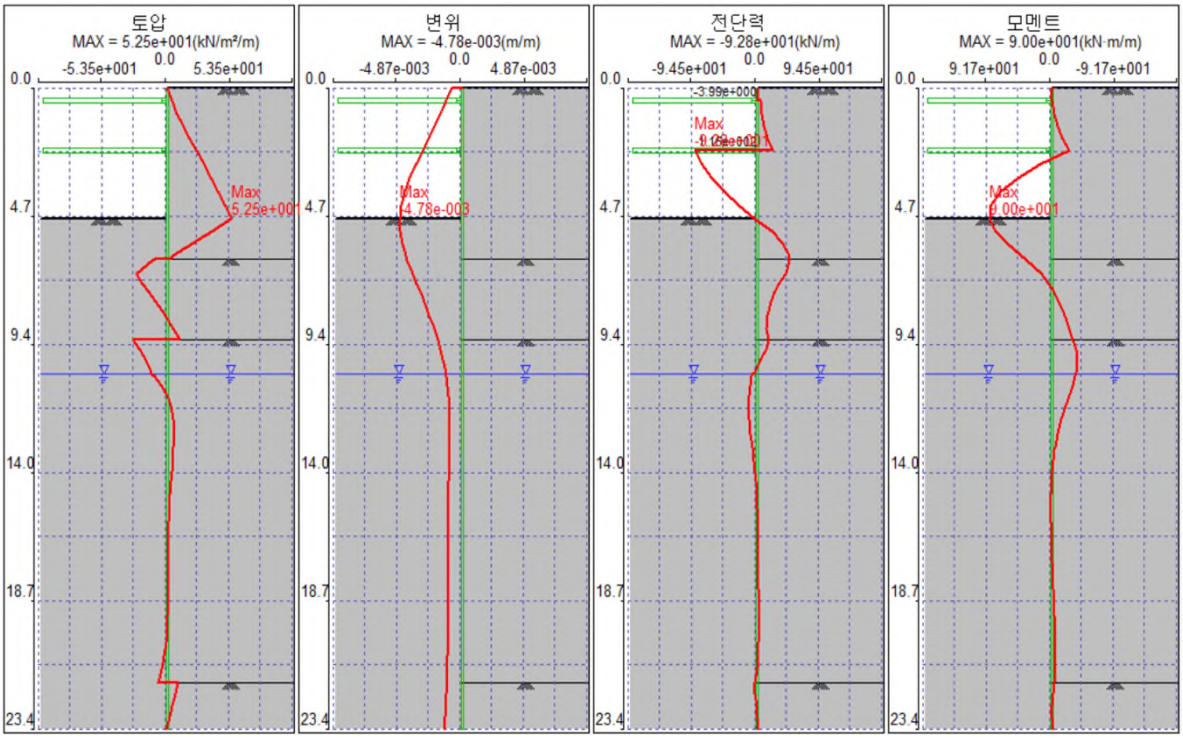
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 2.806 m]



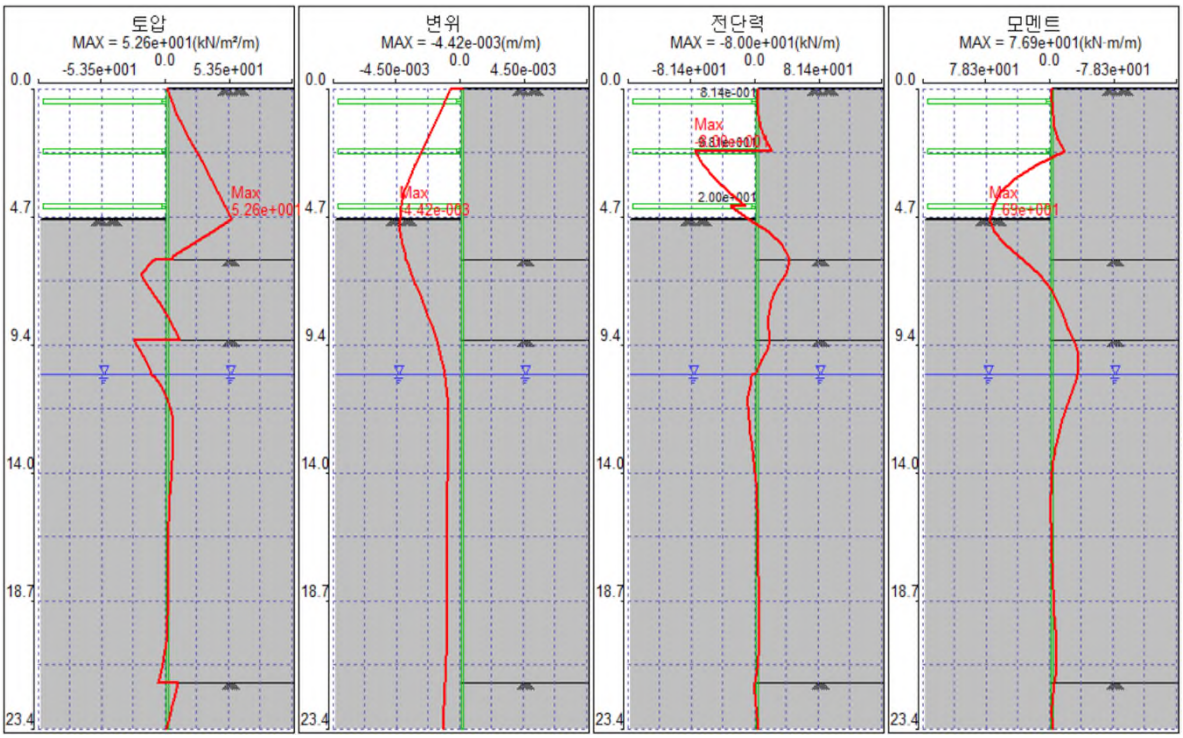
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



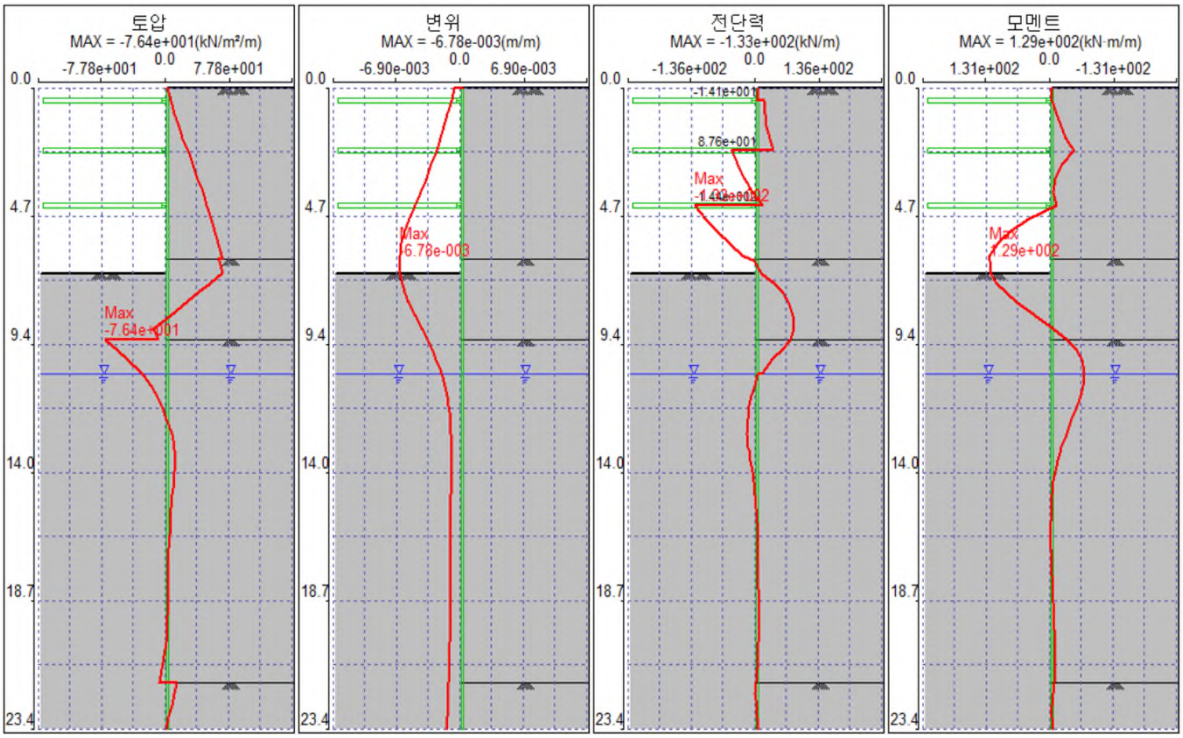
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 4.806 m]



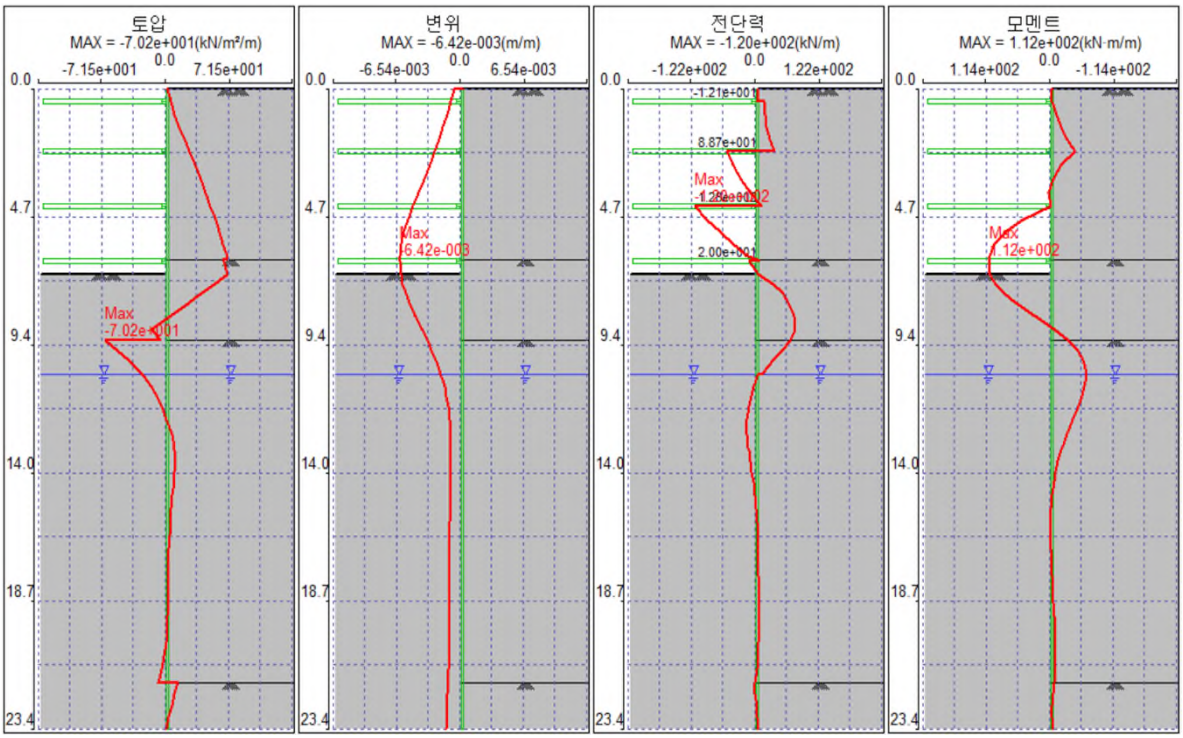
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



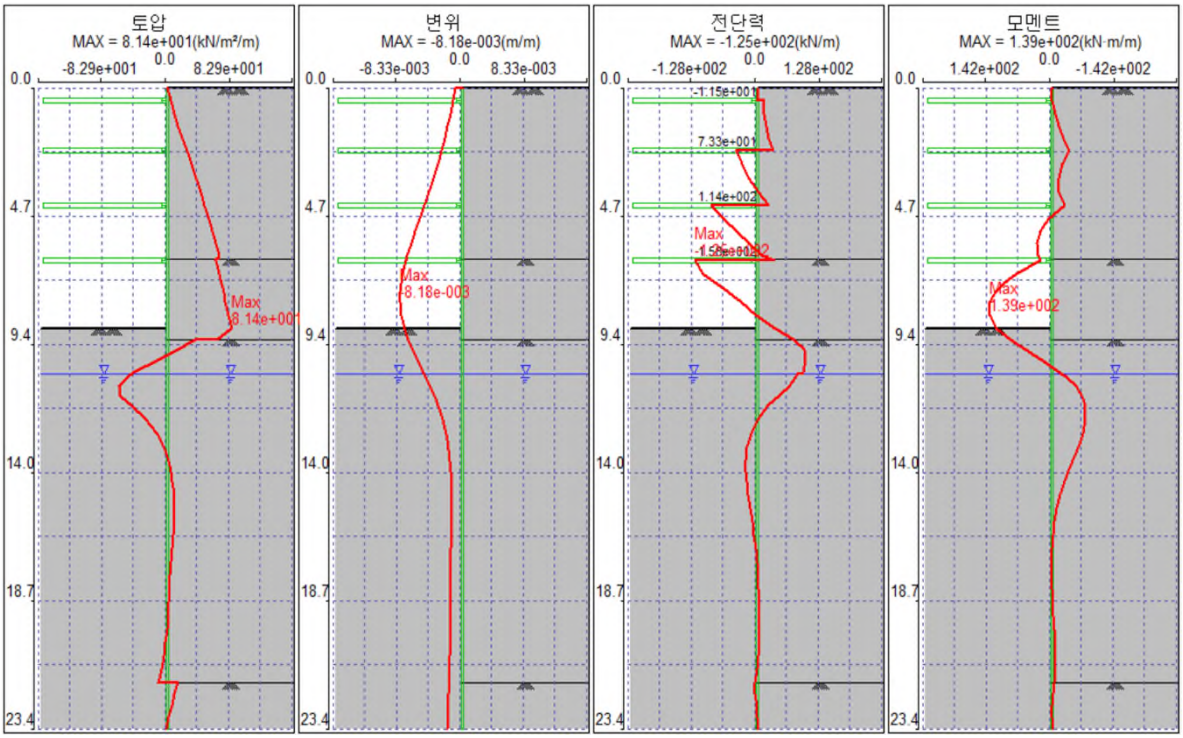
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 6.806 m]



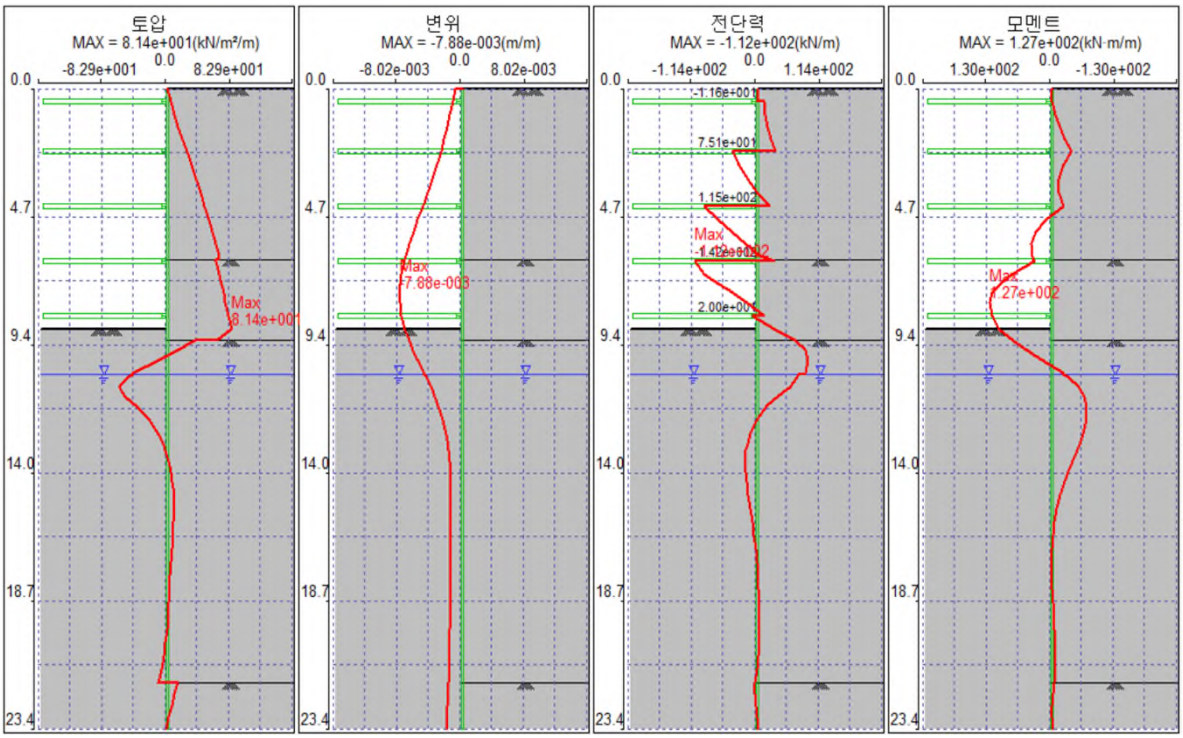
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 강관버팀보-3단]



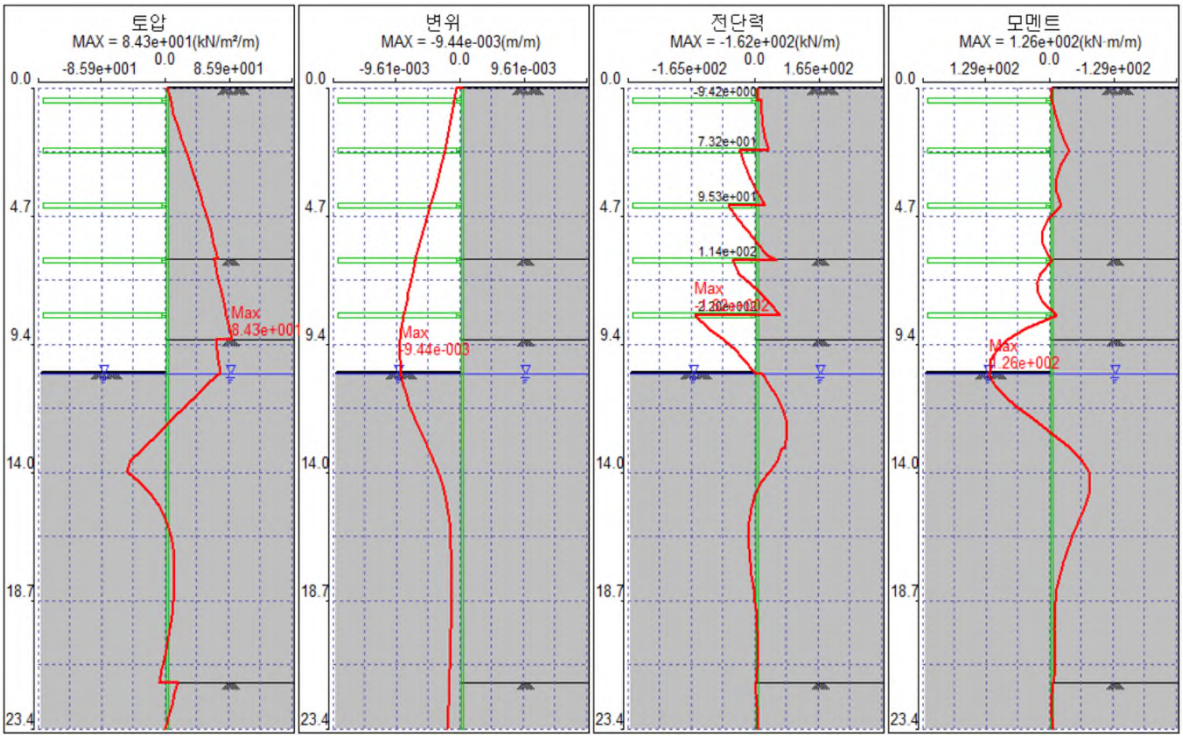
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 8.806 m]



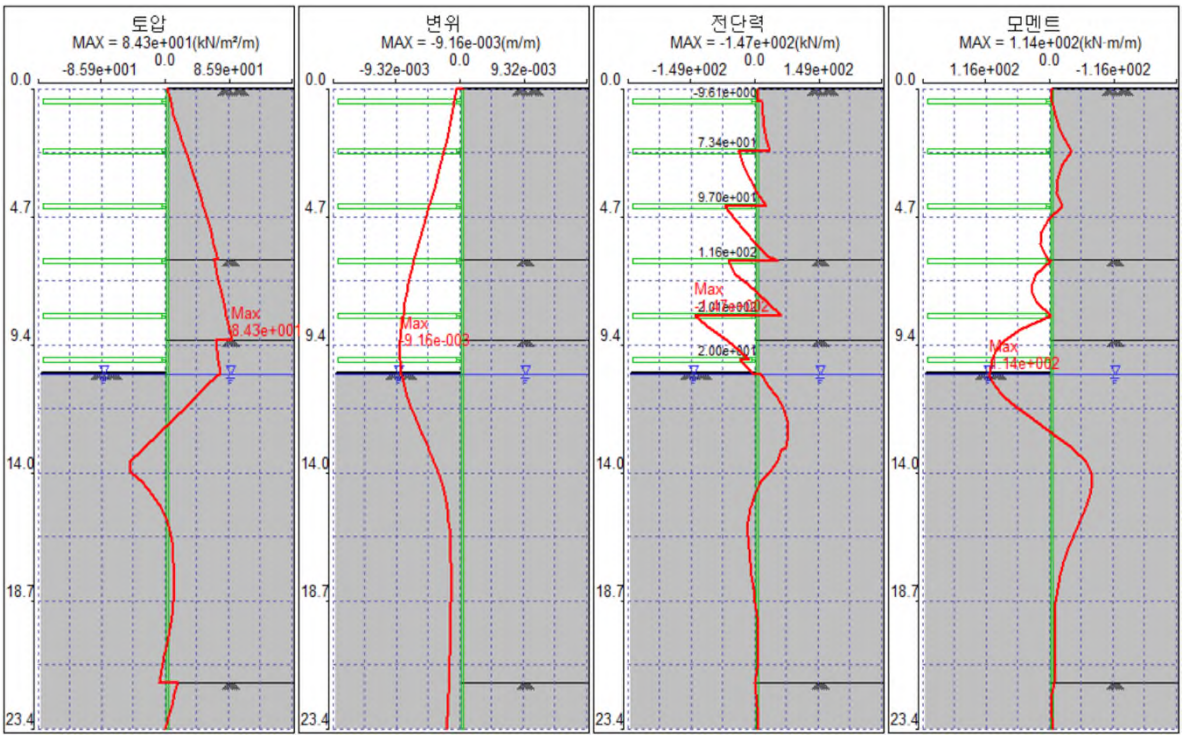
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 H형강버팀보-4단]



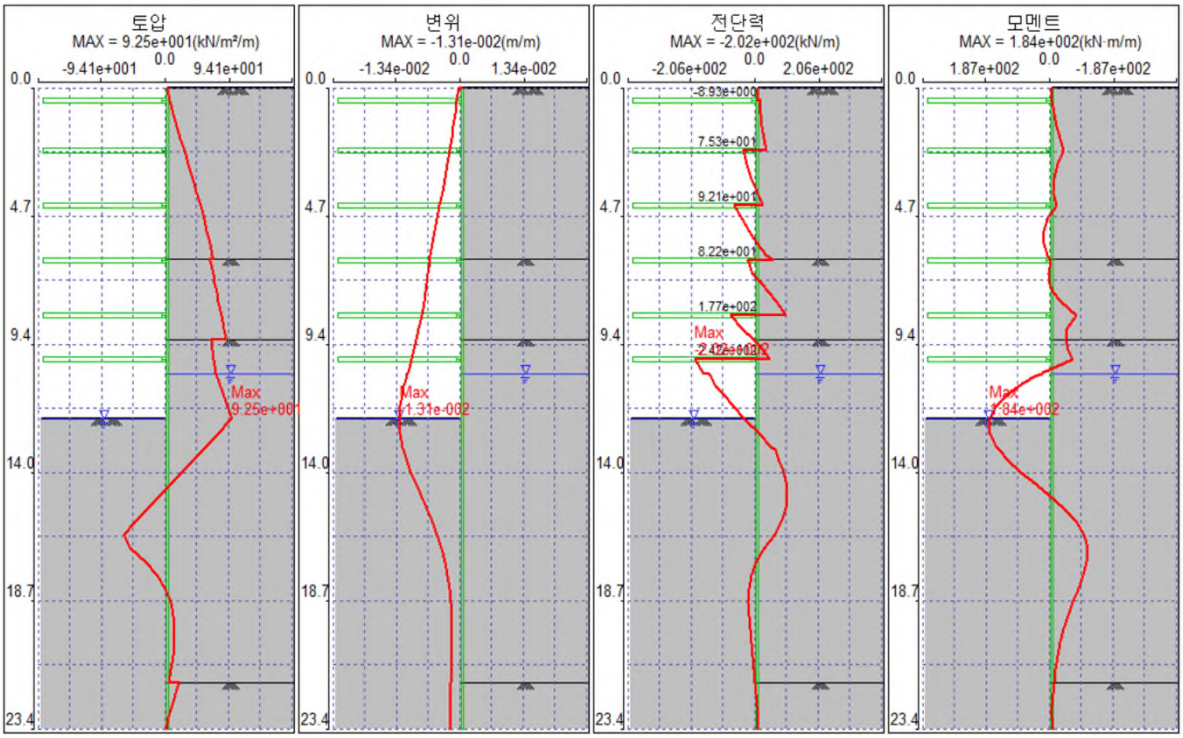
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 10.406 m]



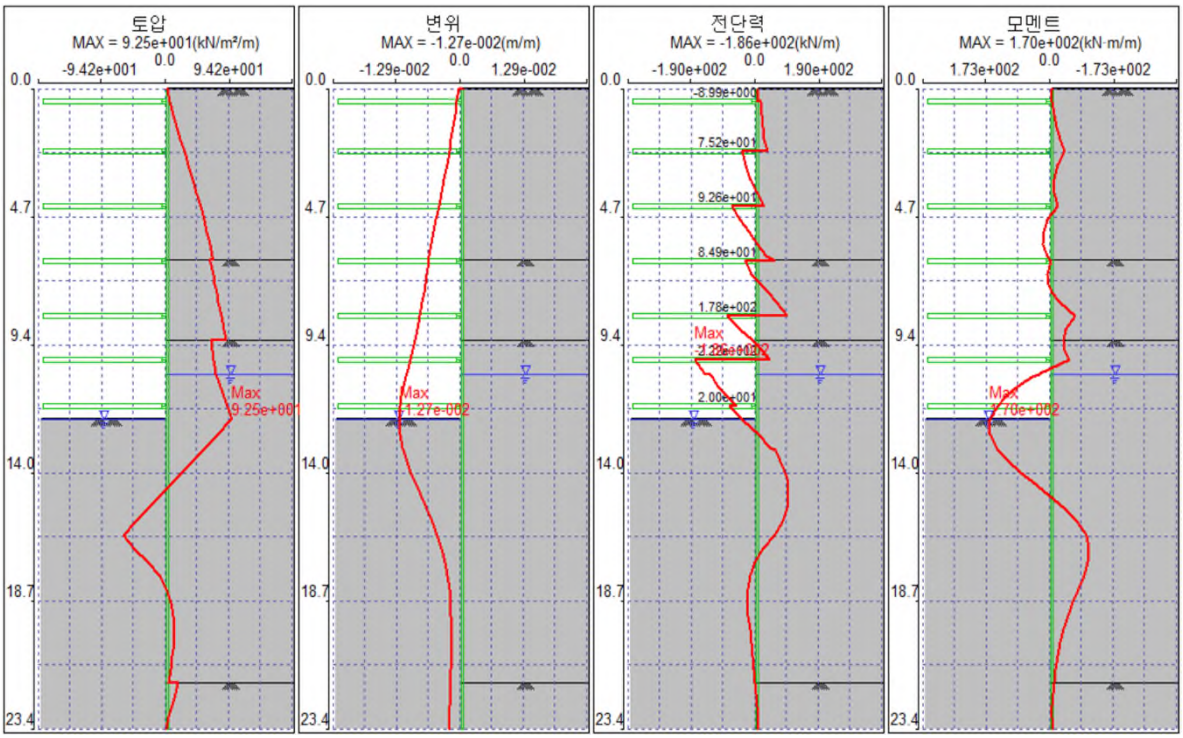
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 강관버팀보-5단]



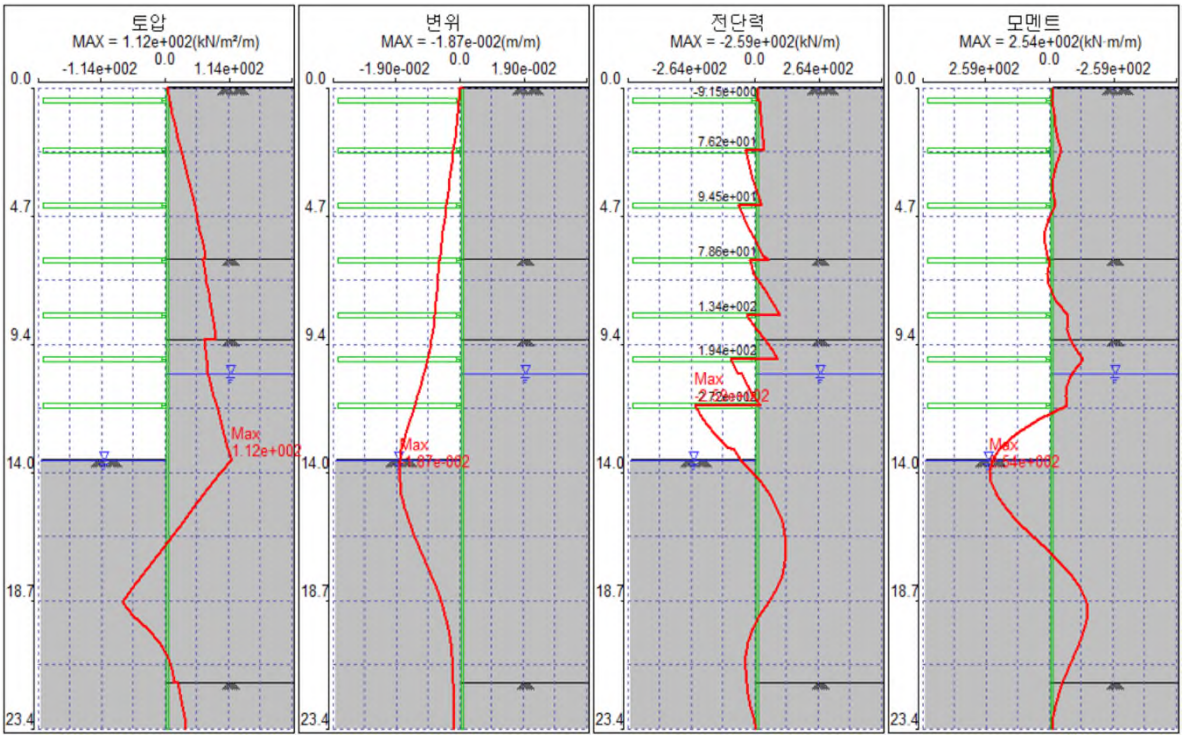
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 12.106 m]



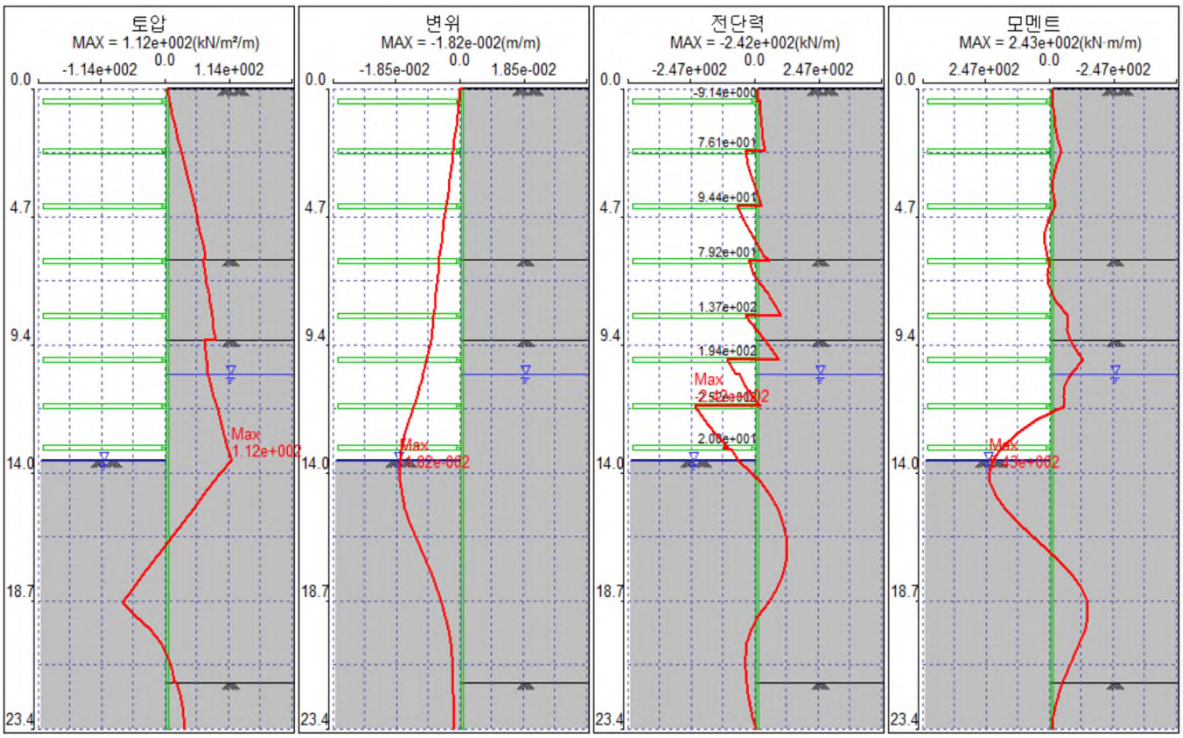
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 강관버팀보-6단]



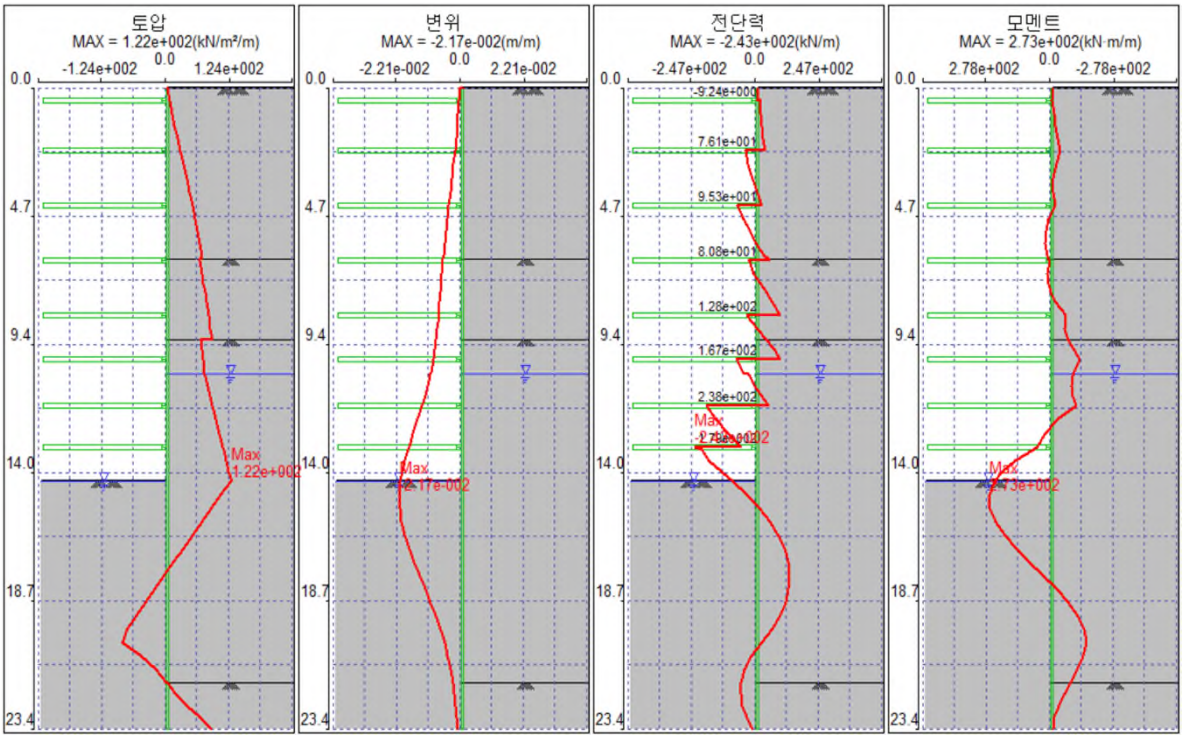
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 13.606 m]



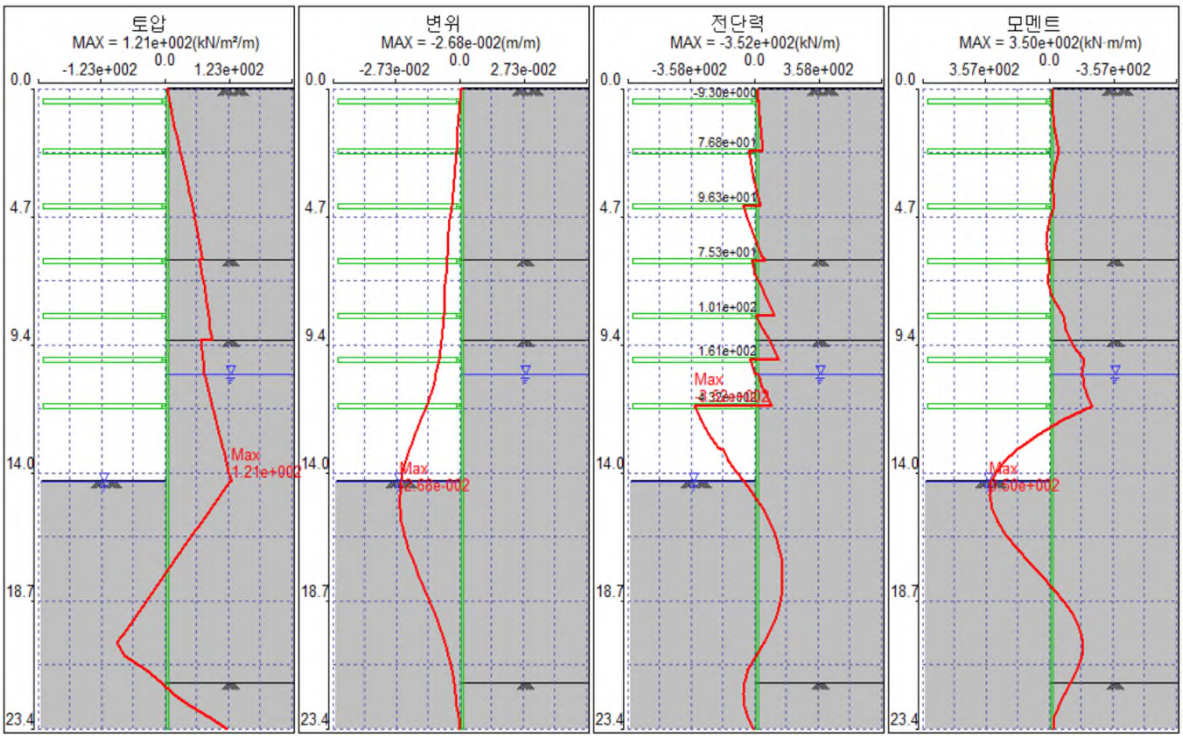
16) 시공 16 단계 [CS16 : 생성 강관버팀보-7단]



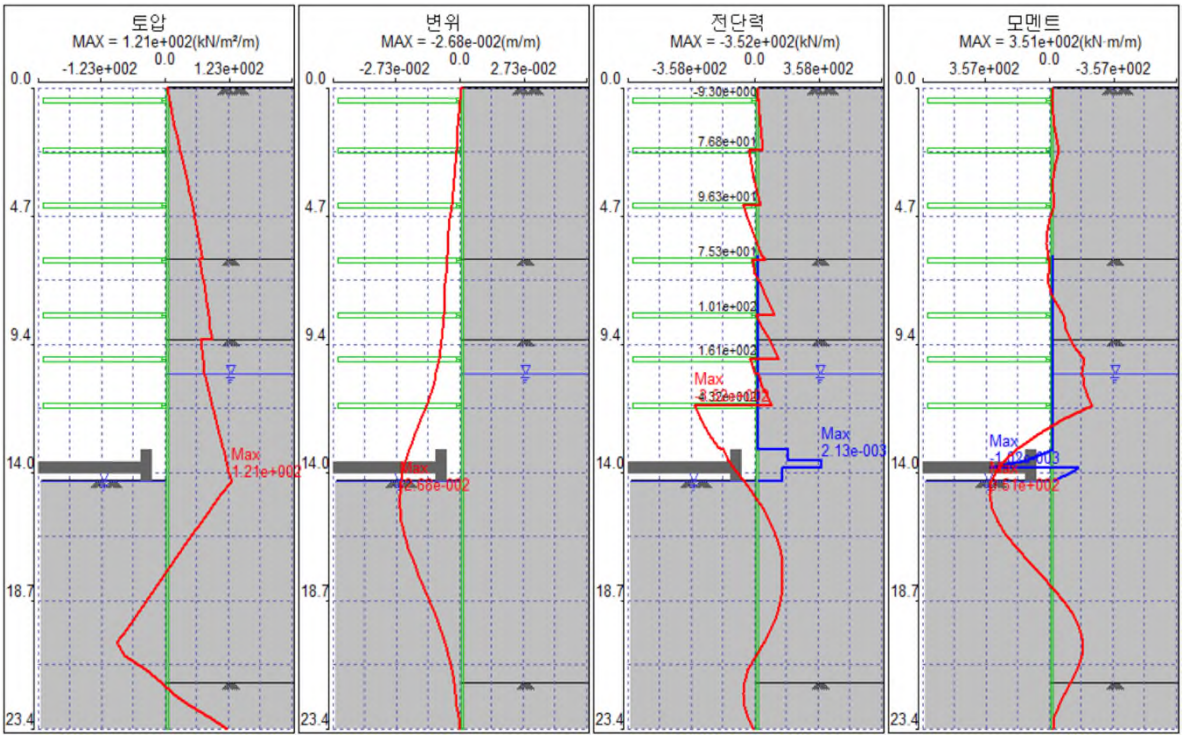
17) 시공 17 단계 [CS17 : 굴착 14.385 m]



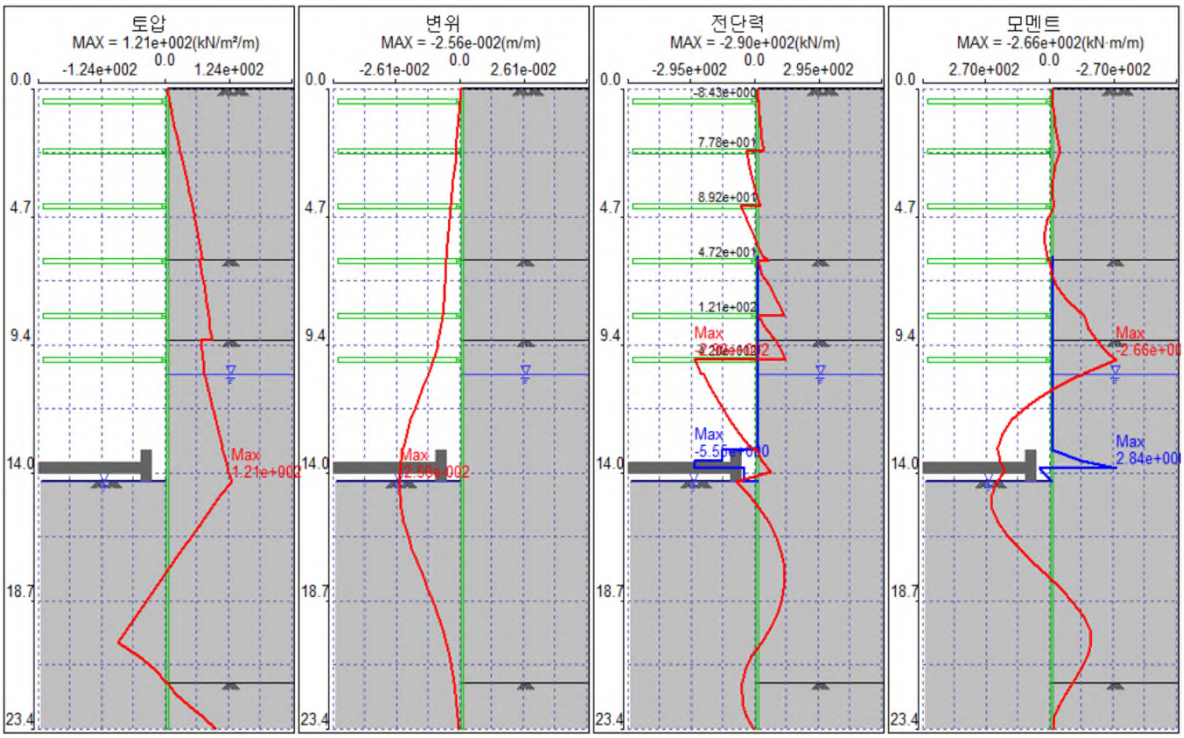
18) 시공 18 단계 [CS18 : 해체1]



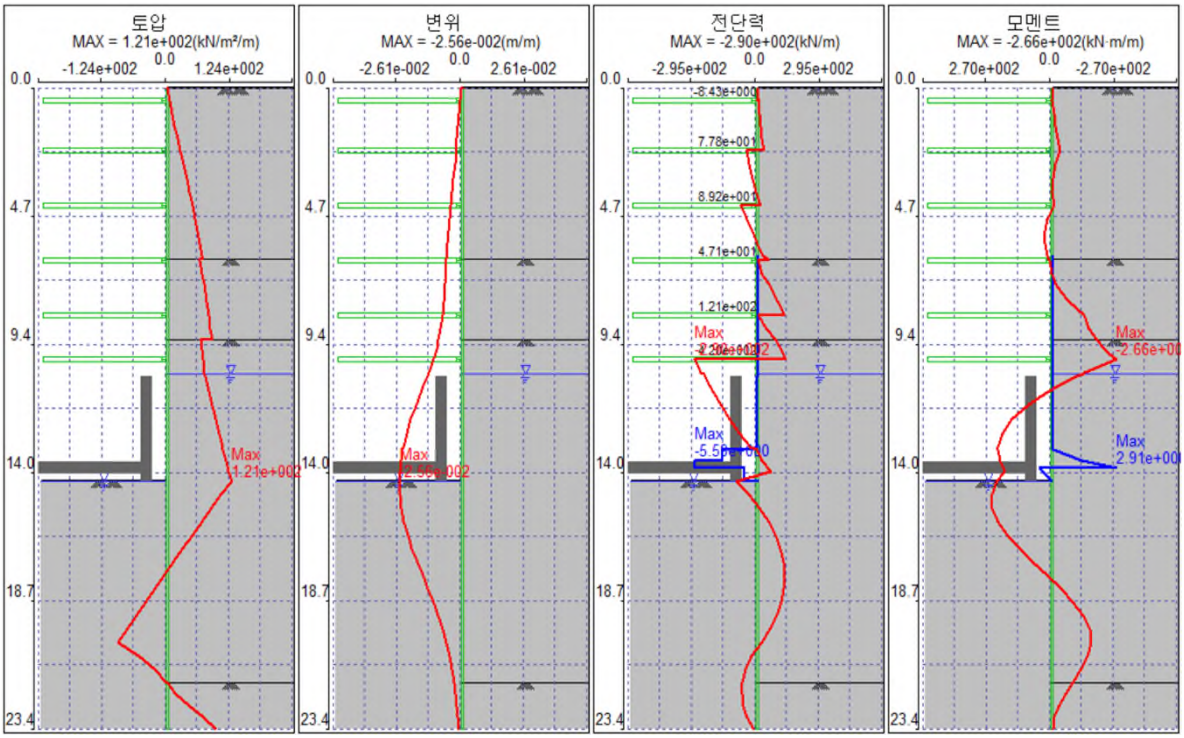
19) 시공 19 단계 [CS19 : 해체2]



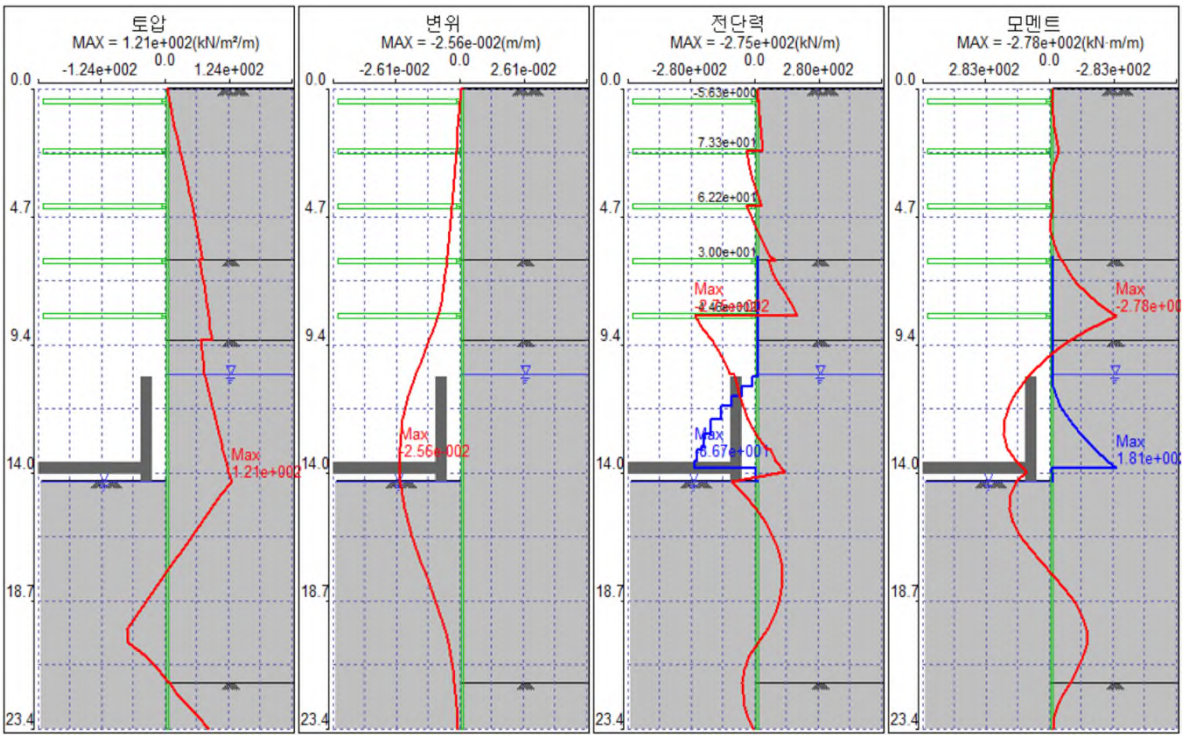
20) 시공 20 단계 [CS20 : 해체3]



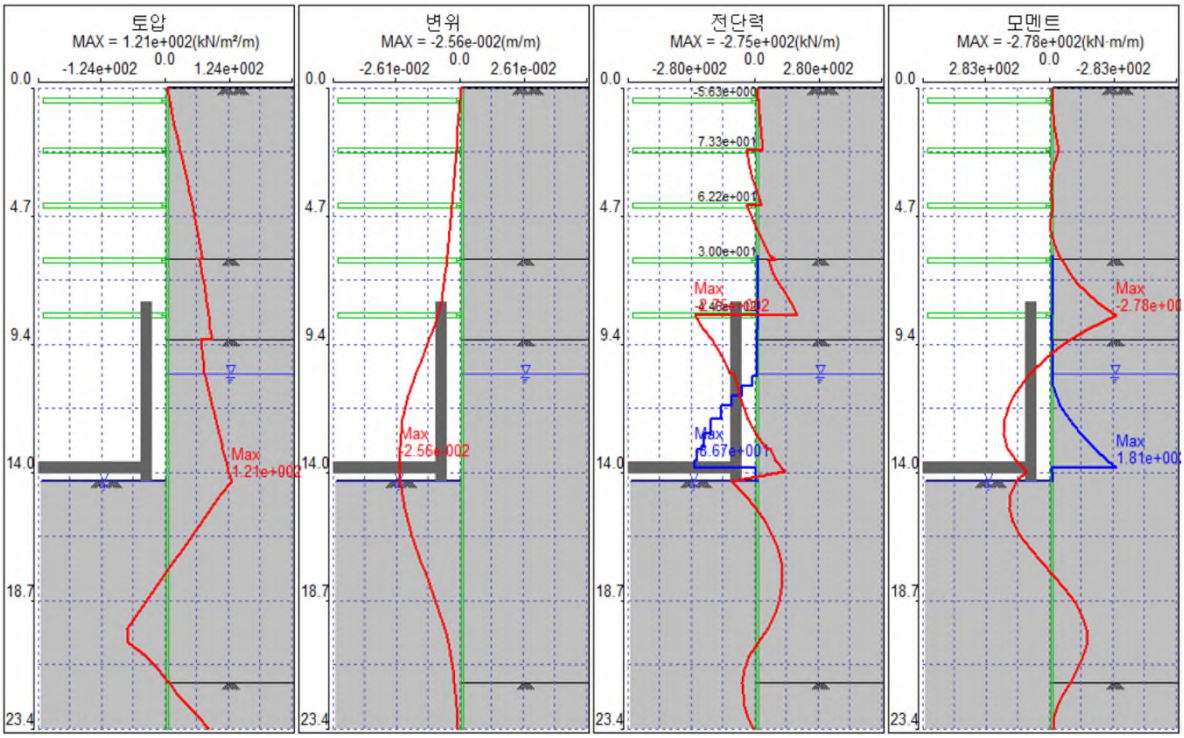
21) 시공 21 단계 [CS21 : 해체4]



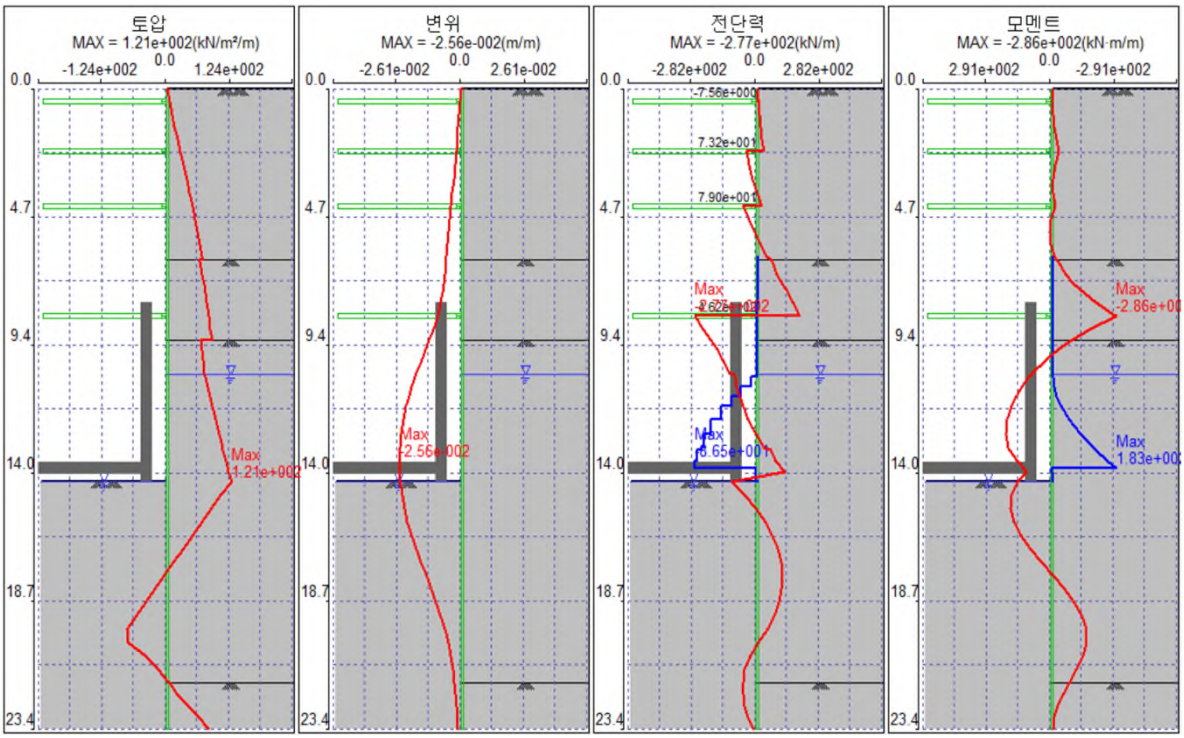
22) 시공 22 단계 [CS22 : 해체5]



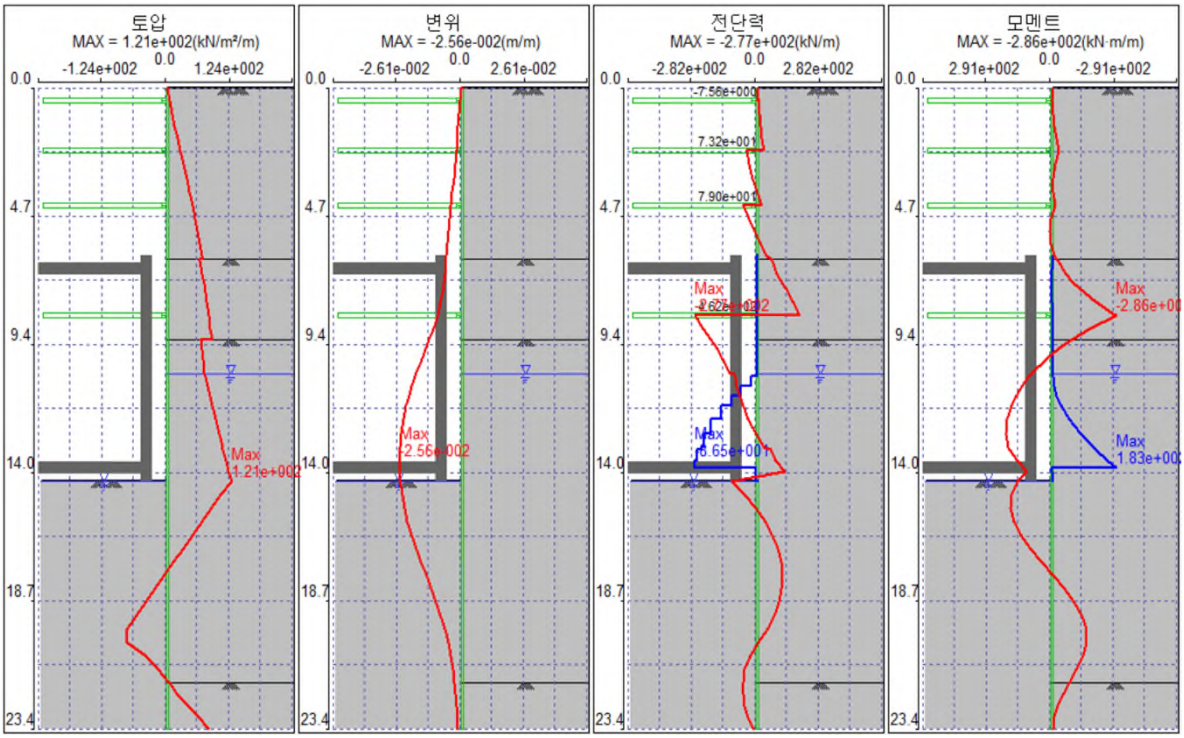
23) 시공 23 단계 [CS23 : 해체6]



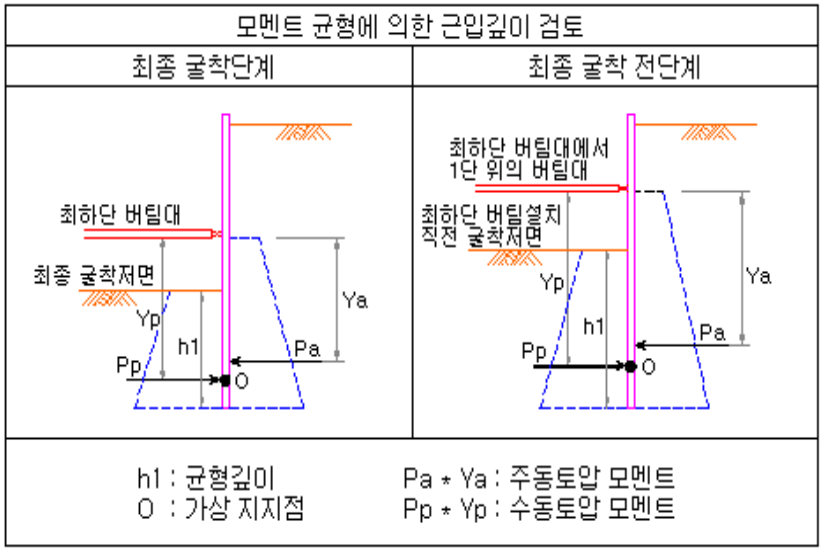
24) 시공 24 단계 [CS24 : 해체7]



25) 시공 25 단계 [CS25 : 해체8]



12.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	5.529	9.000	10442.032	14893.539	1.426	1.200	OK
최종 굴착 전단계	5.419	9.779	13248.534	20456.715	1.544	1.200	OK

12.3.1 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 -13.106 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 147.469 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.655 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1648.285 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 6.276 m

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

Ma = (147.469 x 0.655) + (1648.285 x 6.276) = 10442.032 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2046.955 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 7.276 m

Mp = (Pp x Yp) = (2046.955 x 7.276) = 14893.539 kN · m

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

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 14893.539 / 10442.032 = 1.426

S.F. = 1.426 > 1.2 ... OK

12.3.2. 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 -11.606 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 200.493 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.045 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1740.667 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 7.491 m

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

Ma = (200.493 x 1.045) + (1740.667 x 7.491) = 13248.534 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2405.309 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 8.505 m

Mp = (Pp x Yp) = (2405.309 x 8.505) = 20456.715 kN·m

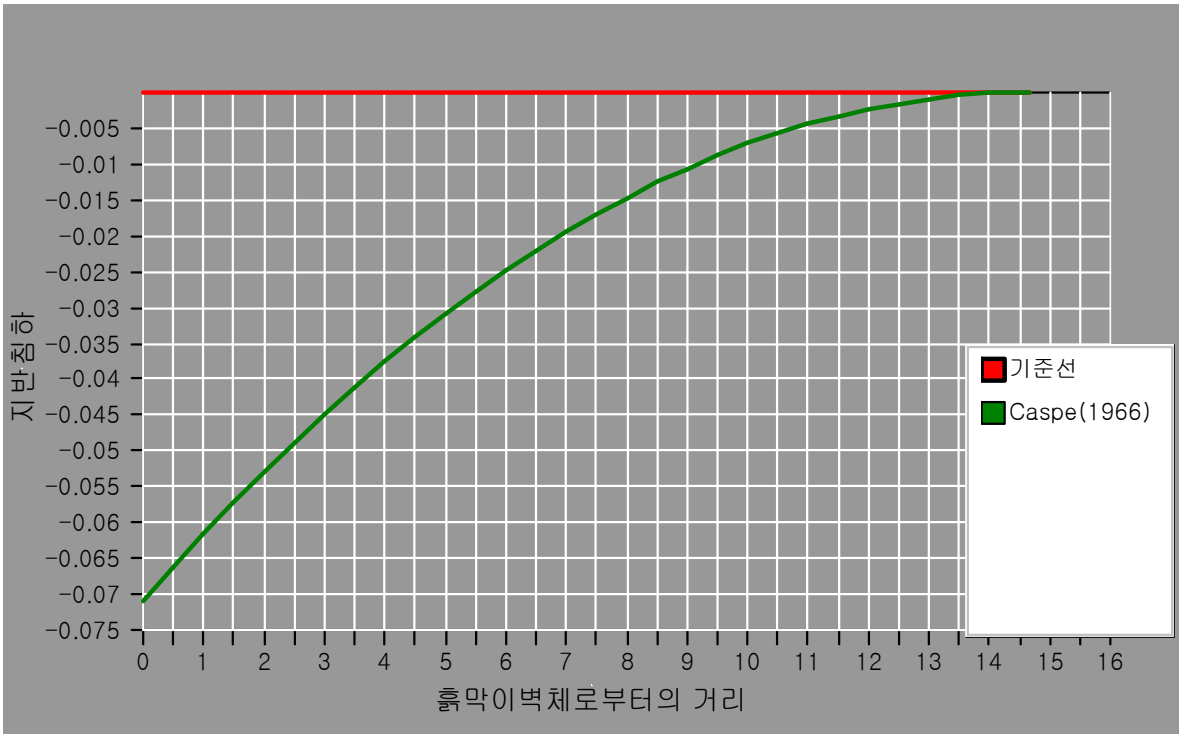
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 20456.715 / 13248.534 = 1.544

S.F. = 1.544 > 1.2 ... OK

12.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



12.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.260 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 12.6 m, Hw = 14.385 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 29.646 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ /2)

Hp = 0.5 x 12.6 x tan(45 + 29.646/2) = 10.834 m

Ht = Hp + Hw = 10.834 + 14.385 = 25.219 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ /2)

D = 25.219 x tan(45-29.646/2) = 14.665 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.260 / 14.665 = -0.071 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.071 x ((14.665 - Xi) / 14.665)^2

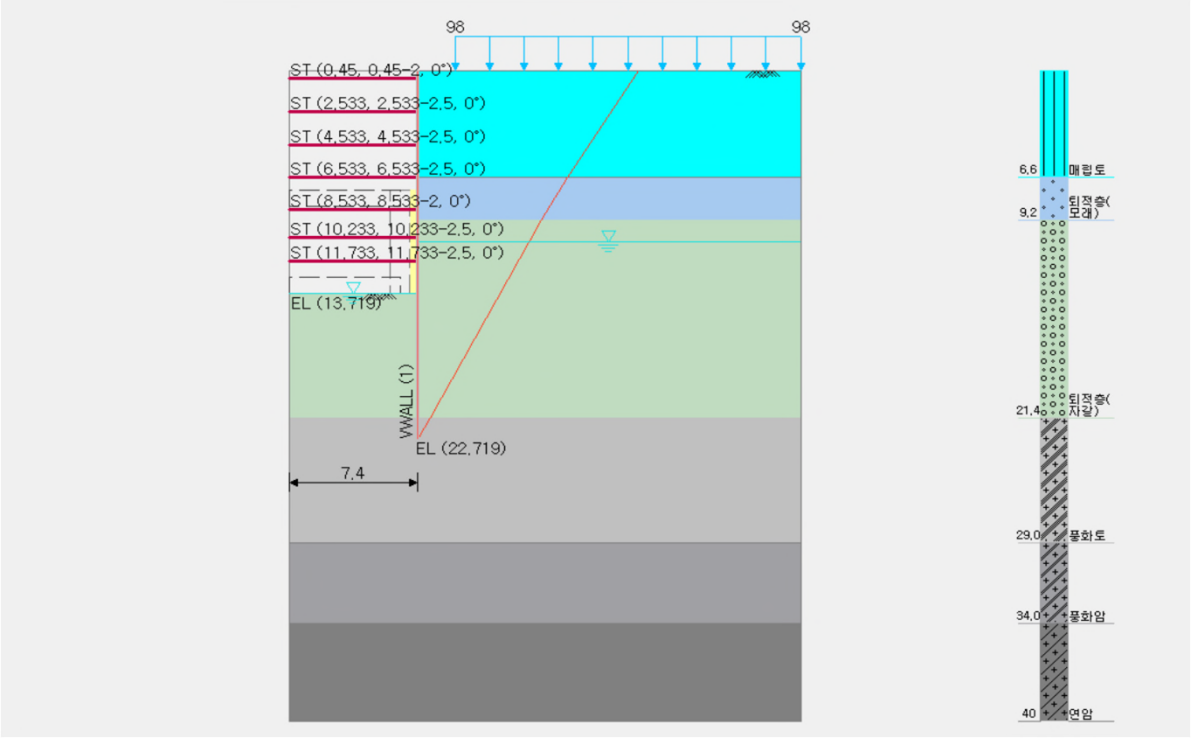
변 경

6. RAMP-C(STA.0+664.000~673.000)

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(측벽)
6.2 주형지지보(중앙)
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 (H형강버팀보-4단)
7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)
7.7 Strut 설계 (강관버팀보-6단)
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 H형강버팀보-4단 띠장 설계
8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계
8.7 강관버팀보-6단 띠장 설계
9.중간말뚝 설계
10. Sheet 설계
10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 22.72m)
11.전산 입력 정보
12.해석결과

1.표준단면


98
98
ST (0.45, 0.45-2, 0°)
ST (2.533, 2.533-2.5, 0°)
ST (4.533, 4.533-2.5, 0°)
ST (6.533, 6.533-2.5, 0°)
ST (8.533, 8.533-2, 0°)
ST (10.233, 10.233-2.5, 0°)
ST (11.733, 11.733-2.5, 0°)
EL (13.719)
VWALL (1)
EL (22.719)
7.4
6.6
매립토
9.2
퇴적층(모래)
21.4
퇴적층(자갈)
29.0
풍화토
34.0
풍화암
40
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-B:750x1990x200	-	휨응력	199.674	210.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	12.878	120.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	99.264	176.580	O.K	처짐	O.K
		전단응력	40.889	108.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	120.698	182.334	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	85.830	108.000	O.K		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	102.468	171.180	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	83.639	108.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.45	휨응력	5.942	123.660	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	8.430	87.038	O.K		
		전단응력	2.183	108.000	O.K		
H형강버팀보-4단 H 300x305x15/15	8.53	휨응력	23.767	124.970	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	67.955	94.796	O.K		
		전단응력	4.568	108.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x9	2.53	휨응력	31.342	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	36.786	151.953	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	3.292	106.692	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x9	4.53	휨응력	31.342	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	41.569	151.953	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	3.292	106.692	O.K		
강관버팀보-3단 P 406.4x9	6.53	휨응력	31.342	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	45.570	151.953	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	3.292	106.692	O.K		
강관버팀보-5단 P 406.4x9	10.23	휨응력	31.342	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	57.304	151.953	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	3.292	106.692	O.K		
강관버팀보-6단 P 406.4x9	11.73	휨응력	31.342	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	67.696	151.953	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	3.292	106.692	O.K		

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
주형보 H 300x305x15/15	0.45	휨응력	12.586	182.334	O.K	
		전단응력	10.442	108.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 300x305x15/15	2.53	휨응력	58.760	177.023	O.K	
		전단응력	39.000	108.000	O.K	
강관버팀보-2단 H 300x305x15/15	4.53	휨응력	69.527	177.023	O.K	
		전단응력	46.145	108.000	O.K	
강관버팀보-3단 H 440x300x11/18	6.53	휨응력	44.347	176.580	O.K	
		전단응력	47.500	108.000	O.K	
H형강버팀보-4단 H 440x300x11/18	8.53	휨응력	72.039	181.980	O.K	
		전단응력	96.452	108.000	O.K	
강관버팀보-5단 H 440x300x11/18	10.23	휨응력	59.262	176.580	O.K	
		전단응력	63.476	108.000	O.K	
강관버팀보-6단 H 440x300x11/18	11.73	휨응력	72.472	176.580	O.K	
		전단응력	77.625	108.000	O.K	

2.6 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	61.696	181.272	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	47.078	178.878	O.K	지지력	O.K

2.7 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
흙막이벽(우) I:SP-VA(SY390(SY40)	0.00 ~ 22.72	휨응력	141.753	317.250	O.K	
		전단응력	16.856	168.750	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관)로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.50m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		H 300x305x15/15	수평간격 :	2.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-B:750x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(SS400)	-	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
	H 300x305x15/15(SS400)	2.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x9(SS400)	2.50m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(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	315	390
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 20$ 210	$0 < \ell/r \le 15$ 285	$0 < \ell/r \le 14$ 315	$0 < \ell/r \le 18$ 390
		$20 < \ell/r \le 93$ $210 - 1.3(\ell/r - 20)$	$15 < \ell/r \le 80$ $285 - 2.0(\ell/r - 15)$	$14 < \ell/r \le 76$ $315 - 2.3(\ell/r - 14)$	$18 < \ell/r \le 67$ $390 - 3.3(\ell/r - 18)$
		$93 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$76 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,500+(\ell/r)^2}$	$67 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨압축응력	인장연 (순단면)	210	285	315	390
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.5$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.5$ 315	$\ell/b \le 5.0$ 390
		$4.5 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.6(\ell/b-4.5)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.7(\ell/b-4.0)$	$3.5 < \ell/b \le 27$ $315 - 6.6(\ell/b-3.5)$	$5.0 < \ell/b \le 25$ $390 - 9.9(\ell/b-4.5)$
전단응력 (총단면)		120	165	180	225
지압응력		315	420	465	585
용접강도	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	
		$14.6 < \ell/r \le 73.0$ $345-2.58(\ell/r-14.6)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405-3.29(\ell/r-13.4)$	$18.0 < \ell/r \le 54.2$ $570-6.27(\ell/r-18)$	
		$73 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,100+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$	$54.2 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{2,300+(\ell/r)^2}$	
휨압축응력	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 210x1.5=315 260x1.5=390	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	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

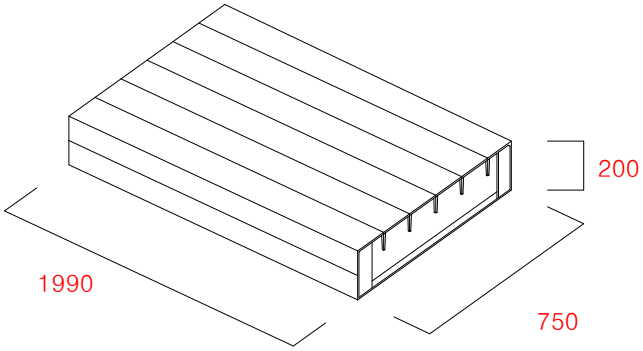
가. midas GeoX V 4.5.0
나. 탄소성법
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64130000
A (mm^2)	13806
Z_x (mm^3)	443000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

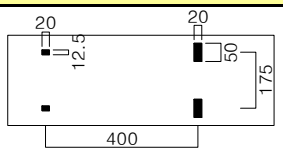
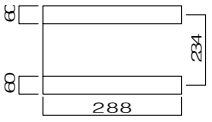
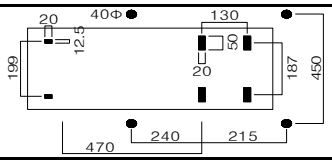
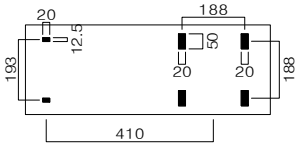
가. 고정하중

w_d = 2.800 × 1 / 1.990

= 1.407 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

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

$$= \frac{1.407 \times \text{###}^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.455 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

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

$$= \frac{1.407 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.800 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.455 × 1000000.000 / 443000 = 199.674 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.800 × 1000.000 / 13806 = 12.878 MPa

4.4 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	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 199.674 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 12.878 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

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

$$= \frac{5.000 \times 1.407 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 64130000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 64130000}$$

= 0.0213336 + 2.150

= 2.172 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

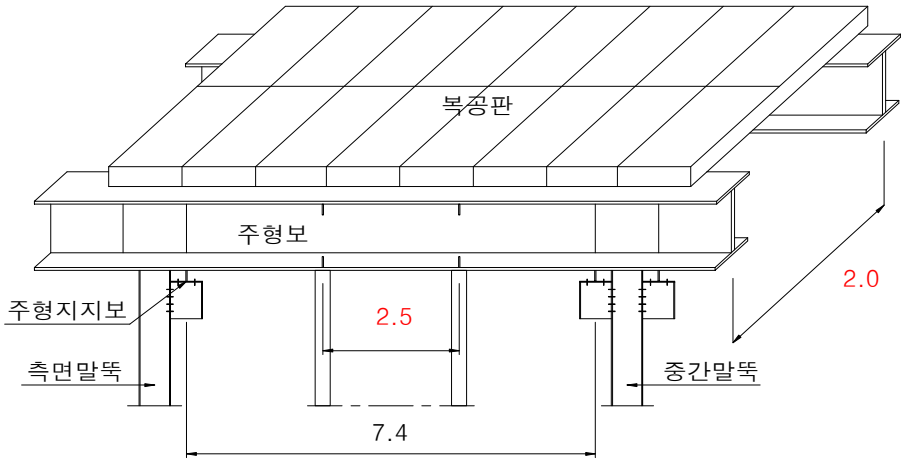
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 2.172 mm ---> O.K

5.주형보 설계

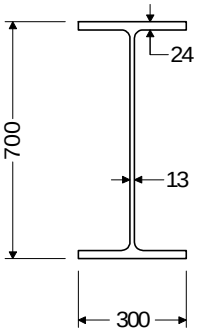
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 7.400 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1814.2
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 = 3.733 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.814 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.698 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.698 \times 7.400 \times 7.400 / 8 = 39.000$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.698 \times 7.400 / 2 = 21.081$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 7.400)

= 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

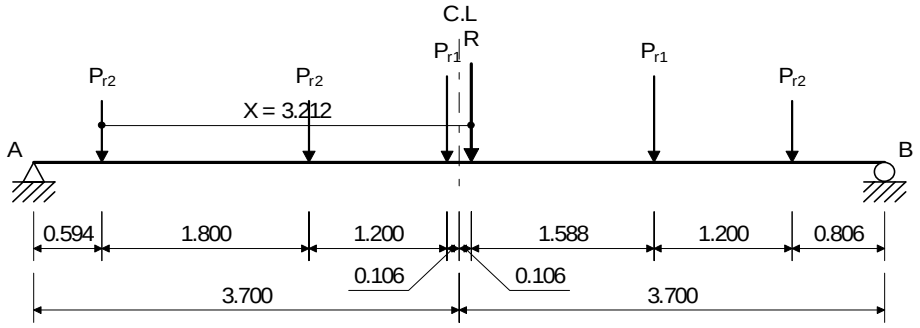
(3) 전륜하중

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

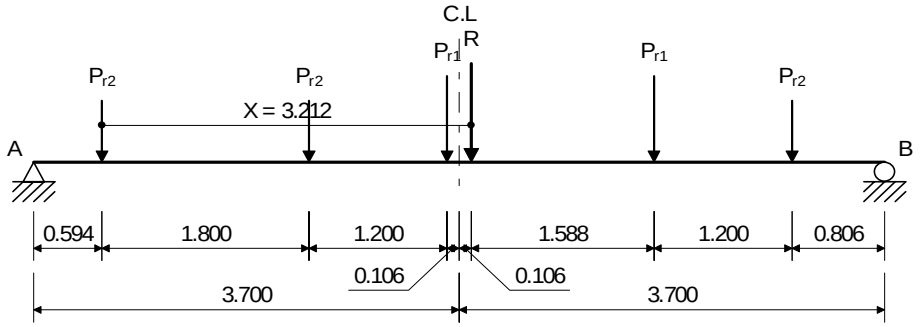
= 530.400 kN

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 6.806 + Pr2 x 5.006 + Pr1 x 3.806 + Pr1 x 2.006 + Pr2 x 0.806) / L

= (93.600 x 6.806 + 93.600 x 5.006 + 124.800 x 3.806 + 124.800 x 2.006 + 93.600 x 0.806) / 7.400

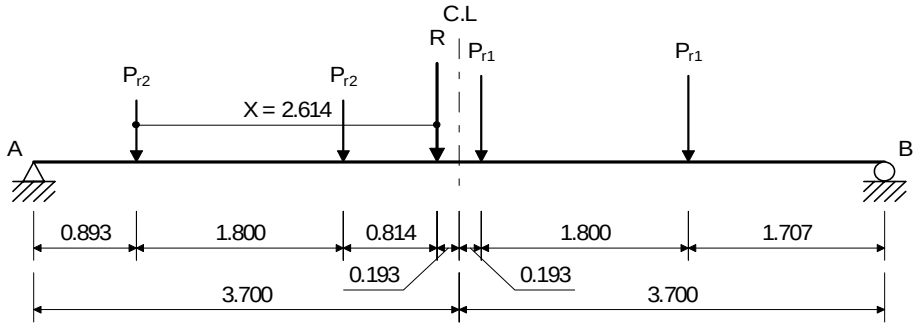
= 257.611 kN

M_l = (Ra x 3.594 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (257.611 x 3.594 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 532.764 kN·m

② 2 차선 재하시 (후륜하중)

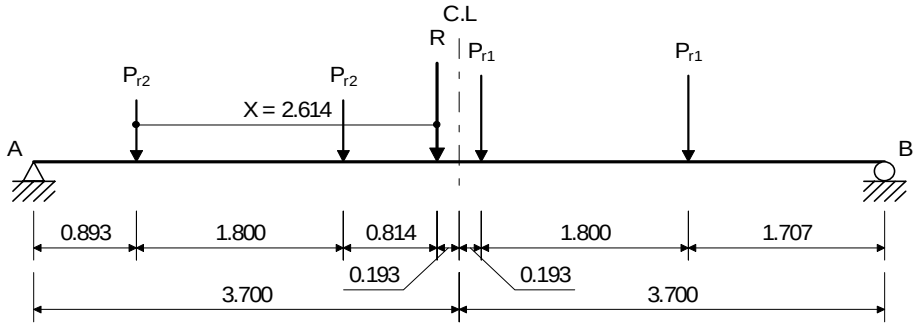


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

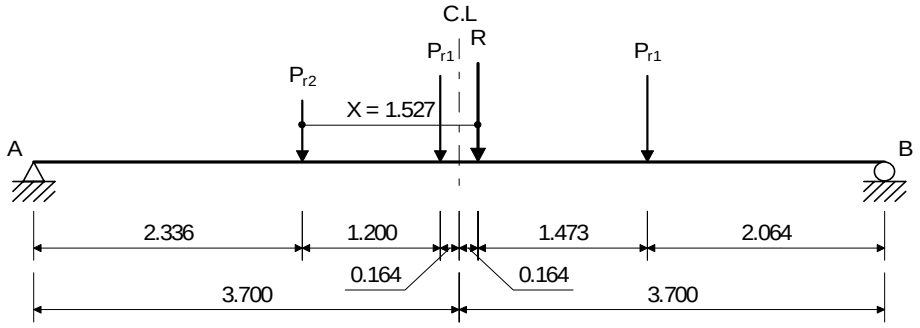
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 6.507 + Pr2 x 4.707 + Pr1 x 3.507 + Pr1 x 1.707) / L
= (93.600 x 6.507 + 93.600 x 4.707 + 124.800 x 3.507 + 124.800 x 1.707) / 7.400
= 229.784 kN

M_l = (Ra x 3.893 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (229.784 x 3.893 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 501.395 kN·m

③ 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

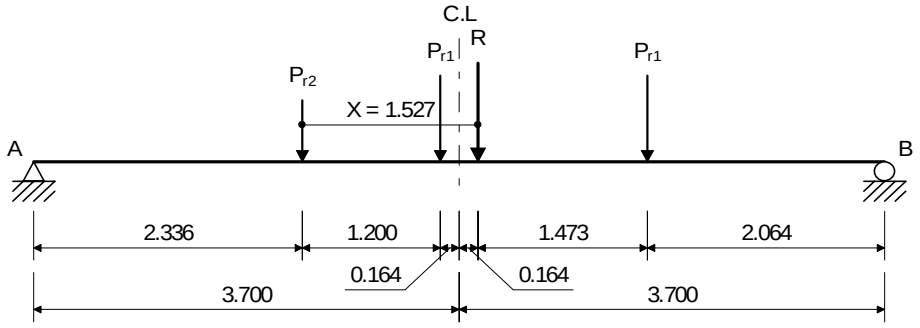


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

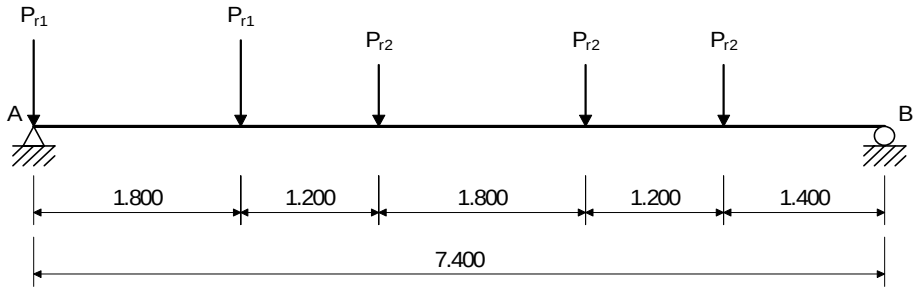


R_a = (Pr2 x 5.064 + Pr1 x 3.864 + Pr1 x 2.064) / L
= (93.600 x 5.064 + 124.800 x 3.864 + 124.800 x 2.064) / 7.400
= 164.011 kN

M_l = (Ra x 3.536 - Pr2 x 1.200) x 1.00
= (164.011 x 3.536 - 93.600 x 1.200) x 1.00
= 467.682 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① **2.5** 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 7.400 + Pr1 x 5.600 + Pr2 x 4.400 + Pr2 x 2.600 + Pr2 x 1.400) / L

= (124.800 x 7.400 + 124.800 x 5.600 + 93.600 x 4.400 + 93.600 x 2.600 + 93.600 x 1.400) / 7.400

= 325.492 kN

S_l = 325.492 x 1.00 = 325.492 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 39.000 + 532.764 = 571.763 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 21.081 + 325.492 = 346.573 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 571.763 x 1000000 / 5760000.0 = 99.264 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 346.573 x 1000 / 8476 = 40.889 MPa

5.4 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (99.264 + 99.264) / 99.264

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 99.264 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 40.889 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

$M = M_{l\,max} / (1+i) = 532.764 / 1.300 = 409.818$ kN·m

$w = 8 \times M / L^2 = 8 \times 409.818 / (7.40 \times 7.40) = 59.871$ kN/m

$\delta_l = 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_x)$

$= 5 \times 59.871 \times 7400.0^{\,4} / (384 \times 210000 \times 2010000000)$

$= 5.538$ mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (7400.0 / 400 , 25)

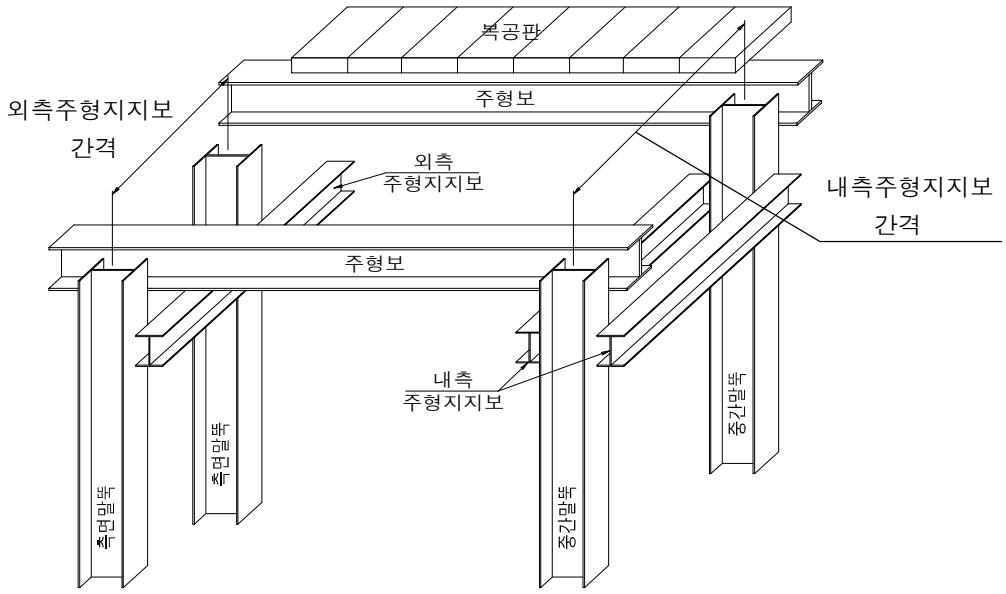
= 18.500 mm > δ_l = 5.538 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(측벽)

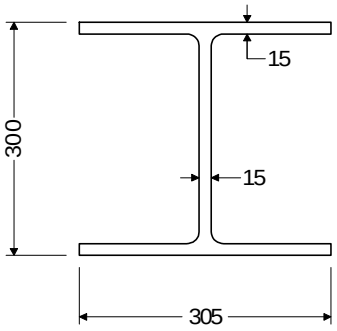
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 2.00 m

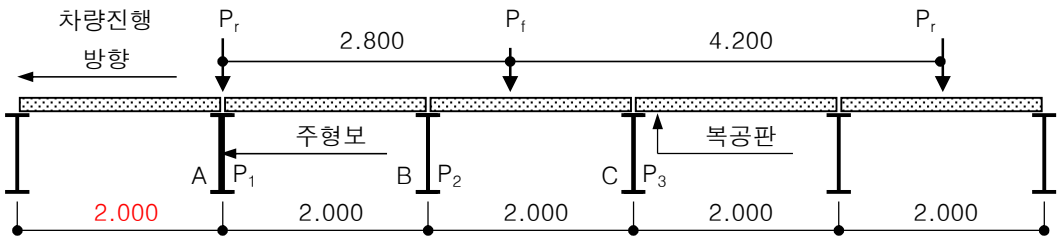


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

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



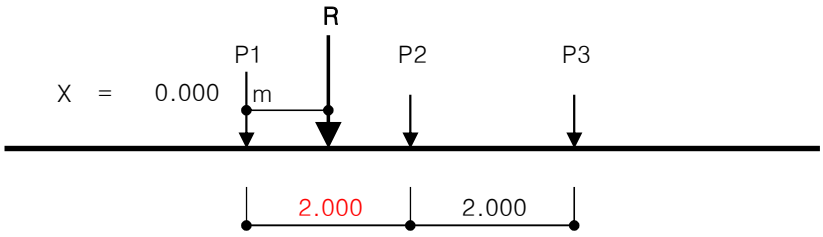
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 21.081 + 325.492 = 346.573 kN

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

= 21.081 + 81.373 x 1.200 / 2.000 = 69.905 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

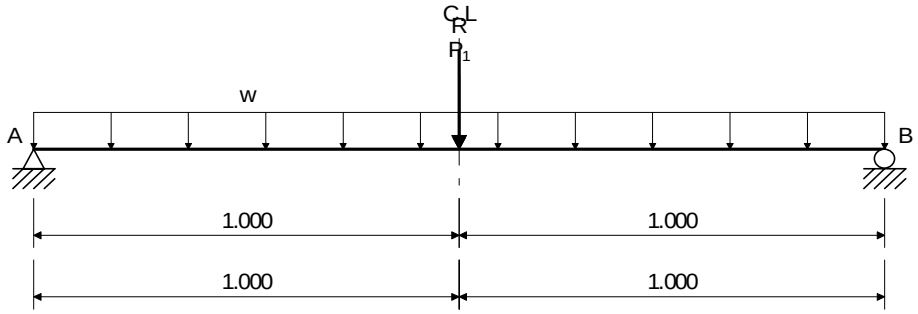


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

$R = P_1$
$= 346.573$
$= 346.573$ kN

$X = (0.000) / R$
$= (0.000) / 346.573$
$= 0.000$ m

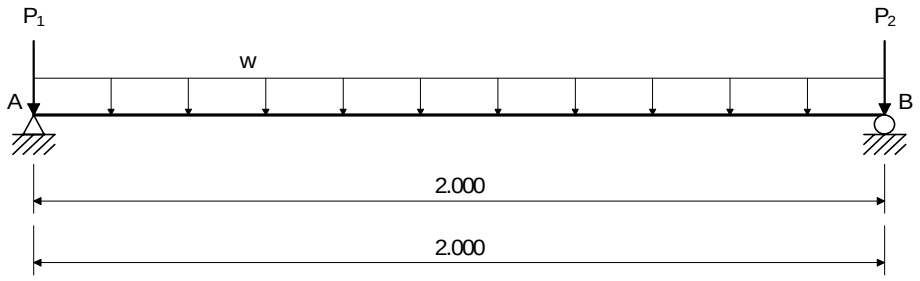
② 최대 휨모멘트



$R_a = (P_1 \times 1.000) / L$
$= (346.573 \times 1.000) / 2.000$
$= 173.286$ kN

$M_{max} = (Ra \times 1.000) + w \times L^2 / 8$
$= (173.286 \times 1.000) + 1.038 \times 2.00^2 / 8$
$= 173.805$ kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 2.000 + P_2 x 0.000) / L
= (346.573 x 2.000 + 69.905 x 0.000) / 2.000
= 346.573 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 346.573 + 1.038 x 2.00 / 2
= 347.610 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 173.805 x 1000000 / 1440000.0 = 120.698 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 347.610 x 1000 / 4050 = 85.830 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (120.698 + 120.698) / 120.698
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305
= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))
= 182.334 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 120.698 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 85.830 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (347610 + 18500)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

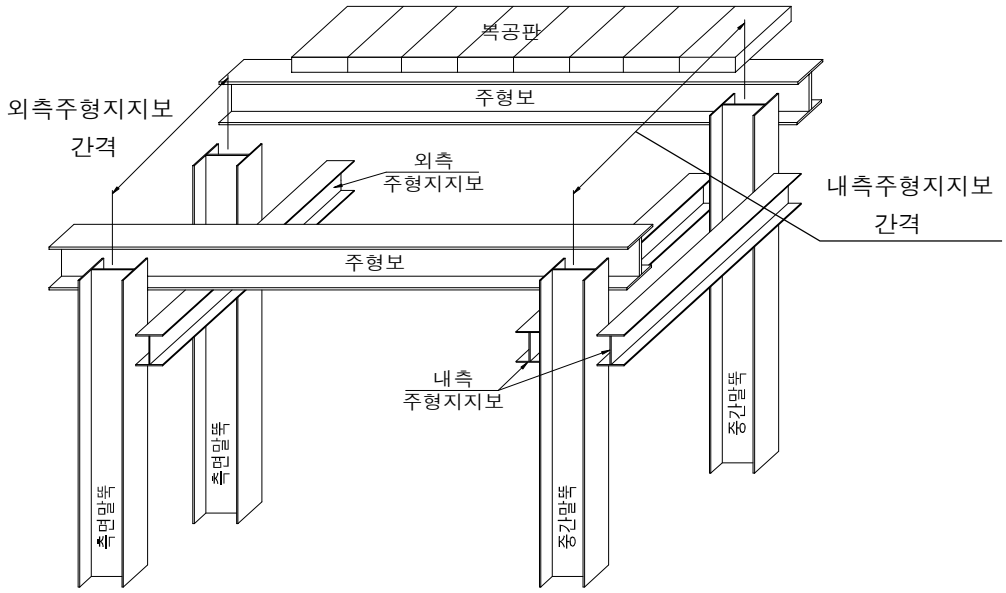
= 4.80 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.80 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(중앙)

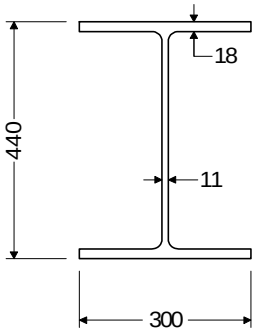
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

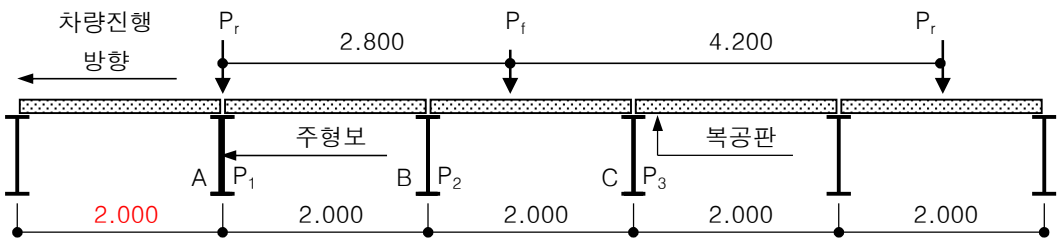


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

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



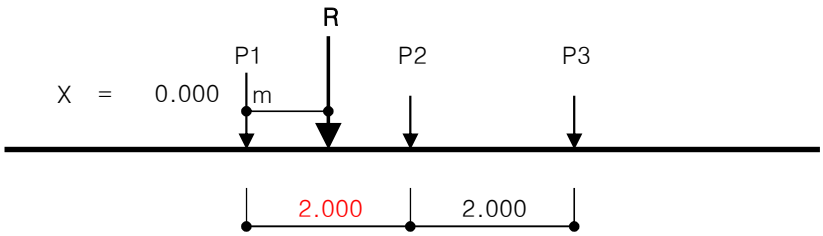
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 21.081 + 325.492 = 346.573 kN

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

= 21.081 + 81.373 x 1.200 / 2.000 = 69.905 kN

다. 최대 휨모멘트 산정



① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1

= 346.573

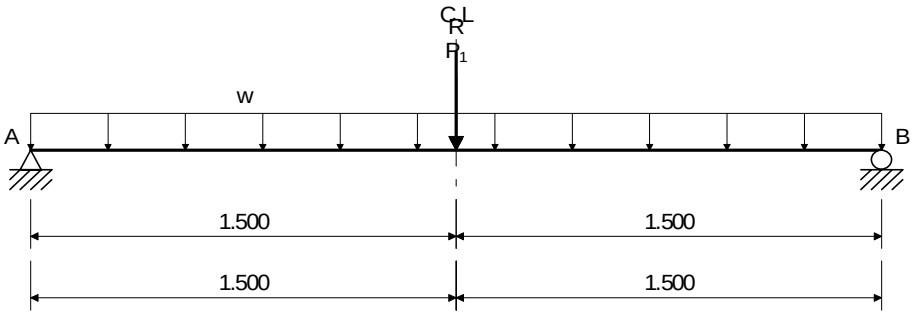
= 346.573 kN

X = (0.000) / R

= (0.000) / 346.573

= 0.000 m

② 최대 휨모멘트



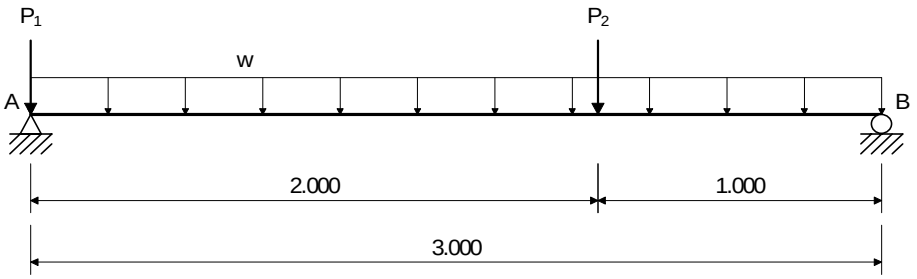
R_a = (P_1 x 1.500) / L

= (346.573 x 1.500) / 3.000

= 173.286 kN

M_{max} = (Ra x 1.500) + w x L² / 8
= (173.286 x 1.500) + 1.212 x 3.00² / 8
= 261.293 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (346.573 x 3.000 + 69.905 x 1.000) / 3.000
= 369.874 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 369.874 + 1.212 x 3.00 / 2
= 371.692 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 261.293 x 1000000 / 2550000.0 = 102.468 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 371.692 x 1000 / 4444 = 83.639 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (102.468 + 102.468) / 102.468
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))

= 171.180 MPa

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

= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 102.468 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 83.639 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (371692 + 18500)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

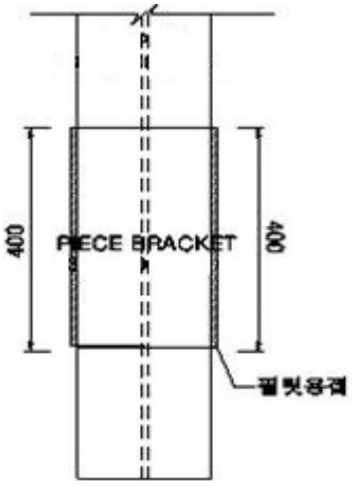
= 5.11 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 5.11 ea ---> O.K

자. 브라켓 필릿용접검토

▶ 전단응력

$$\tau = \frac{P}{\sum a \times l} = \frac{390.192 \times 10^3}{10.61 \times 800} = 45.99 \text{ MPa}$$



(1) ∑ a (목두께) = a : 모재 두께 (브라켓 H-pile의 Flange)

→ 0.707 × a = 0.707 × 15 = 10.605

(2) l : 유효길이 (브라켓 길이=400mm)

→ 400 + 400 = 800

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80 = 108.0 MPa

→ 모재의 전 강도의 75%이상 갖도록 설계 (도로교설계기준 P.176 3.5.1.1)

τ_a = 108.000 x 0.75

= 81.000 MPa

∴ τ < τa = 45.99 < 81.00 ---> O.K

7.지보재 설계

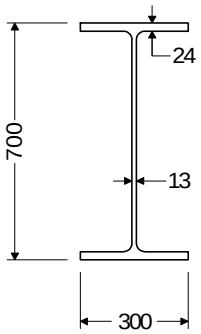
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 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} = 39.269 kN/m ---> 주형보 (CS3 : 굴착 3.033 m)
= 39.269 x 2.00 / 1 단
= 78.538 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 78.538 + 120.0 = 198.538 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 5760000.0 = 5.942 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 198.538 x 1000 / 23550 = 8.430 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 18.500 x 1000 / 8476 = 2.183 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.552

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (14.372 − 2.489) / 14.372

= 0.827

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 7400 / 293

25.256 ---> 20 < Lx/Rx ≤ 93 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (25.256 − 20))

= 183.040 MPa

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

= 183.040 MPa

L_y / R_y = 7400 / 67.8

109.145 ---> 93 < Ly/Ry 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (6700 + 109.145²)

= 87.038 MPa

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

= 87.038 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 87.038 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 7400 / 300

= 24.667 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (24.667 − 4.5))

= 123.660 MPa

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

= 123.660 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (25.256)²

= 2539.726 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 87.038 MPa > f_c = 8.430 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 123.660 MPa > f_b = 5.942 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 2.183 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{8.430}{87.038} + \frac{5.942}{123.660 \times (1 - (8.430 / 2539.726))}$$

$$= 0.145 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 8.430 + \frac{5.942}{1 - (8.430 / 2539.726)}$$

$$= 14.392 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.145 , 0.076)

= 0.145 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{14.372}{87.038} + \left\{ \frac{2.183}{108.000} \right\}^2$$

$$= 0.166 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

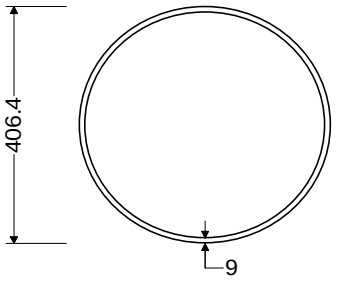
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 117.333 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 5.033 m)
= 117.333 x 2.50 / 1 단
= 293.332 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 293.332 + 120.0 = 413.332 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 1092000.0 = 31.342 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 413.332 x 1000 / 11236.2 = 36.786 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{18.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 3.292 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.092 x 9)

= 20.675 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.092

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (68.127 − 5.444) / 68.127

= 0.920 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 7400 / 140.5

52.669 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (52.669 − 20))

= 151.953 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 151.953 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (52.669)^2

= 583.988 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 151.953 MPa > f_c = 36.786 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 31.342 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 3.292 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{36.786}{151.953} + \frac{31.342}{189.000 \times (1 - (36.786 / 583.988))}$$

$$= 0.419 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 36.786 + \frac{31.342}{1 - (36.786 / 583.988)}$$

$$= 70.234 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.419 , 0.372)

= 0.419 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{68.127}{151.953} + \left\{ \frac{3.292}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.449 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

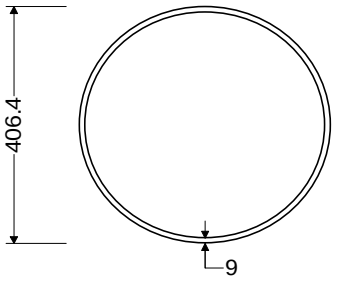
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 138.831 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 7.033 m)
= 138.831 x 2.50 / 1 단
= 347.076 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 347.076 + 120.0 = 467.076 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 1092000.0 = 31.342 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 467.076 x 1000 / 11236.2 = 41.569 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 3.292 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.086 x 9)

= 20.790 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.086

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (72.910 − 10.227) / 72.910

= 0.860 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 7400 / 140.5

52.669 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (52.669 − 20))

= 151.953 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 151.953 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (52.669)^2

= 583.988 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 151.953 MPa > f_c = 41.569 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 31.342 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 3.292 MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{41.569}{151.953} + \dfrac{31.342}{189.000 \times (1 - (41.569 / 583.988))}$

= 0.452 < 1.0 ---> O.K

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

$$= 41.569 + \frac{31.342}{1 - (41.569 / 583.988)}$$

$$= 75.312 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.452 , 0.398)
= 0.452 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{72.910}{151.953} + \left\{ \frac{3.292}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.481 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

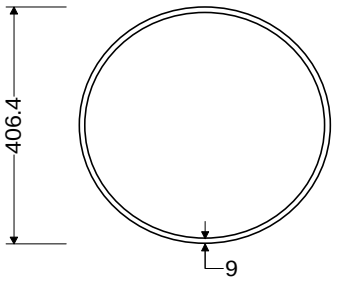
7.4 Strut 설계 (강관버팀보-3단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 156.811 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 9.033 m)
= 156.811 x 2.50 / 1 단
= 392.028 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 392.028 + 120.0 = 512.028 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN
(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x$ = 34.225 x 1000000 / 1092000.0 = 31.342 MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A$ = 512.028 x 1000 / 11236.2 = 45.570 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 3.292 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

r/(α · t) = 203.2 / (1.082 x 9)
= 20.876 ---> r/(αt) ≤ 50 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10
= 1.082

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (76.911 − 14.228) / 76.911
= 0.815 (0 ≤ Φ ≤ 2)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000
= 189.000 MPa

L / R = 7400 / 140.5
52.669 ---> 20 < L/R ≤ 93 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (52.669 − 20))
= 151.953 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}
= 151.953 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (52.669)^2
= 583.988 MPa

▶ 허용전단응력

$r / t = 203.2 / 9$

$= 22.578$ ---> r/t ≤ 125 이므로

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times (80 - 0.0019 \times 22.578^2)$

$= 106.692$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 151.953$ MPa > $f_c = 45.570$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 189.000$ MPa > $f_b = 31.342$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 106.692$ MPa > $\tau = 3.292$ MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{45.570}{151.953} + \dfrac{31.342}{189.000 \times (1 - (45.570 / 583.988))}$

$= 0.480 < 1.0$ ---> O.K

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

$= 45.570 + \dfrac{31.342}{1 - (45.570 / 583.988)}$

$= 79.564 < f_{cal} = 189.000$ ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.480 , 0.421)

= 0.480 < 1.0 ---> O.K

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

$= \dfrac{76.911}{151.953} + \left\{ \dfrac{3.292}{106.692} \right\}^2$

$= 0.507 < 1.0$ ---> O.K

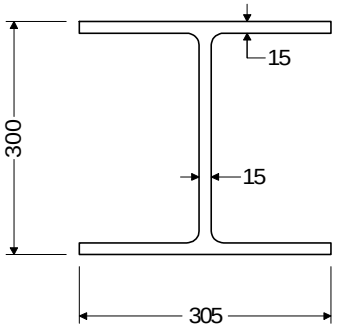
7.5 Strut 설계 (H형강버팀보-4단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 398.015 kN/m ---> H형강버팀보-4단 (CS17 : 해체2)
= 398.015 x 2.00 / 1 단
= 796.030 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 796.030 + 120.0 = 916.030 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 1440000.0 = 23.767 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 916.030 x 1000 / 13480 = 67.955 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 18.500 x 1000 / 4050 = 4.568 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.242

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (91.722 − 44.187) / 91.722

= 0.518

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 7400 / 126

58.730 ---> 20 < Lx/Rx ≤ 93 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (58.730 − 20))

= 145.080 MPa

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

= 145.080 MPa

L_y / R_y = 7400 / 72.6

101.928 ---> 93 < Ly/Ry 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (6700 + 101.928²)

= 94.796 MPa

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

= 94.796 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 94.796 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 7400 / 305

= 24.262 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (24.262 − 4.5))

= 124.970 MPa

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

= 124.970 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (58.730)²

= 469.670 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 94.796 MPa > f_c = 67.955 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 124.970 MPa > f_b = 23.767 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 4.568 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{67.955}{94.796} + \frac{23.767}{124.970 \times (1 - (67.955 / 469.670))}$$

$$= 0.939 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 67.955 + \frac{23.767}{1 - (67.955 / 469.670)}$$

$$= 95.743 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.939 , 0.507)

= 0.939 < 1.0 ---> O.K

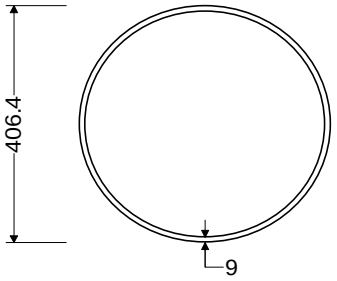
7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 209.552 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS13 : 굴착 12.233 m)

= 209.552 x 2.50 / 1 단

= 523.879 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 523.879 + 120.0 = 643.879 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 1092000.0 = 31.342 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 643.879 x 1000 / 11236.2 = 57.304 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{18.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 3.292 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

r/(α · t) = 203.2 / (1.071 x 9)
= 21.087 ---> r/(αt) ≤ 50 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10
= 1.071

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (88.646 − 25.962) / 88.646
= 0.707 (0 ≤ Φ ≤ 2)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000
= 189.000 MPa

L / R = 7400 / 140.5
52.669 ---> 20 < L/R ≤ 93 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (52.669 − 20))
= 151.953 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}
= 151.953 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (52.669)^2
= 583.988 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> r/t ≤ 125 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578²)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 151.953 MPa > f_c = 57.304 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 31.342 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 3.292 MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{57.304}{151.953} + \dfrac{31.342}{189.000 \times (1 - (57.304 / 583.988))}$

= 0.561 < 1.0 ---> O.K

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

$= 57.304 + \dfrac{31.342}{1 - (57.304 / 583.988)}$

= 92.056 < f_{cal} = 189.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.561 , 0.487)

= 0.561 < 1.0 ---> O.K

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

$= \dfrac{88.646}{151.953} + \left\{ \dfrac{3.292}{106.692} \right\}^2$

= 0.584 < 1.0 ---> O.K

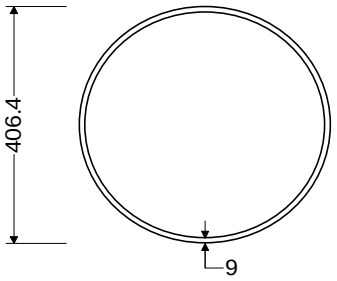
7.7 Strut 설계 (강관버팀보-6단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 256.260 kN/m ---> 강관버팀보-6단 (CS15 : 굴착 13.719 m)
= 256.260 x 2.50 / 1 단
= 640.651 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 640.651 + 120.0 = 760.651 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 \times 1000000 / 1092000.0 = 31.342$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 760.651 \times 1000 / 11236.2 = 67.696$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 3.292$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.063 x 9)

= 21.234 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.063

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (99.038 − 36.355) / 99.038

= 0.633 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 7400 / 140.5

52.669 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (52.669 − 20))

= 151.953 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 151.953 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (52.669)^2

= 583.988 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 151.953 MPa > f_c = 67.696 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 31.342 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 3.292 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{67.696}{151.953} + \frac{31.342}{189.000 \times (1 - (67.696 / 583.988))}$$

$$= 0.633 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 67.696 + \frac{31.342}{1 - (67.696 / 583.988)}$$

$$= 103.148 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.633 , 0.546)

= 0.633 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{99.038}{151.953} + \left\{ \frac{3.292}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.653 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

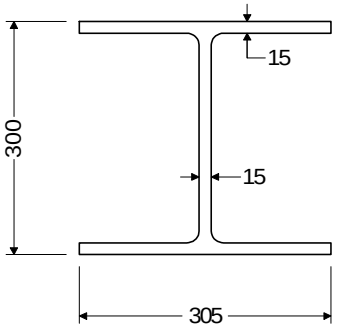
8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

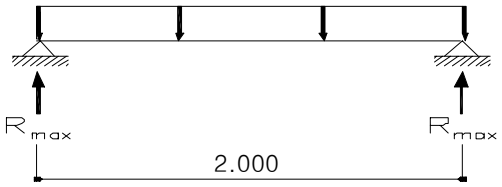
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 39.269 kN/m ---> 주형보 (CS3 : 굴착 3.033 m)

P = 39.269 × 2.00 m / 1 ea = 78.538 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 78.538 / (13 × 2.000)
= 36.248 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 36.248 × 2.000^2 / 8
= 18.124 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 36.248 × 2.000 / 12
= 42.290 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 18.124 x 1000000 / 1440000.0 = 12.586 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 42.290 x 1000 / 4050 = 10.442 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (12.586 + 12.586) / 12.586$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

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

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 12.586 MPa ---> O.K

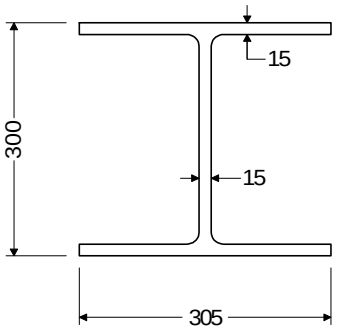
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 10.442 MPa ---> O.K

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

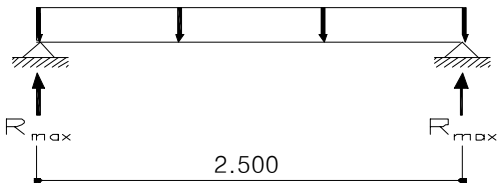
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 117.333 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 5.033 m)

$P = 117.333 \times 2.50\ m / 1\ ea = 293.332\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 293.332 / (13 \times 2.500)$
$= 108.307\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 108.307 \times 2.500^2 / 8$
$= 84.615\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 108.307 \times 2.500 / 12$
$= 157.948\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 84.615 \times 1000000 / 1440000.0 = 58.760$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 157.948 \times 1000 / 4050 = 39.000$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$t = 15.000$ ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 0.9 \times 140$
$= 189.000$ MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (58.760 + 58.760) / 58.760$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 2500 / 305$
$= 8.197$ ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

$f_{bag} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (8.197 - 4.5))$
$= 177.023$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag}, f_{cal})$
$= 177.023$ MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
$= 108.000$ MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 177.023$ MPa > $f_b = 58.760$ MPa ---> O.K

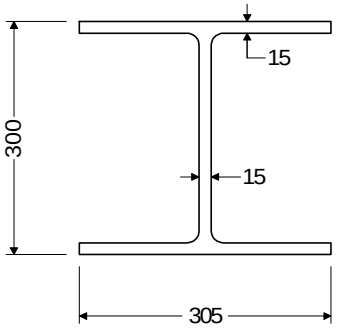
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 39.000$ MPa ---> O.K

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

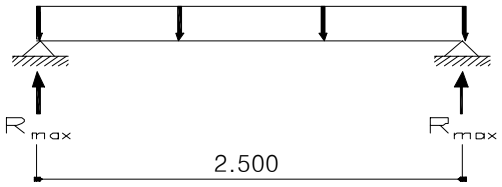
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 138.831 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 7.033 m)

P = 138.831 × 2.50 m / 1 ea = 347.076 kN

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

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

$= 12 \times 347.076 / (13 \times 2.500)$

$= 128.151$ kN/m

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

$= 128.151 \times 2.500^2 / 8$

$= 100.118$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$

$= 7 \times 128.151 \times 2.500 / 12$

$= 186.887$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 100.118 \times 1000000 / 1440000.0 = 69.527$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 186.887 \times 1000 / 4050 = 46.145$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (69.527 + 69.527) / 69.527$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.197 − 4.5))

= 177.023 MPa

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

= 177.023 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 177.023 MPa > f_b = 69.527 MPa ---> O.K

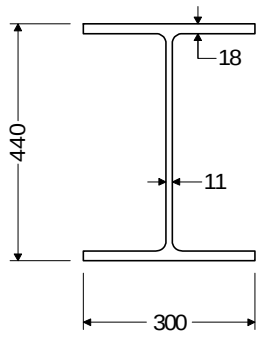
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 46.145 MPa ---> O.K

8.4 강관버팀보-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

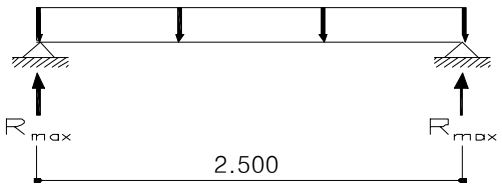
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 156.811 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 9.033 m)

$P = 156.811 \times 2.50\ m / 1\ ea = 392.028\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 392.028 / (13 \times 2.500)$
$= 144.749\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 144.749 \times 2.500^{2} / 8$
$= 113.085\ kN·m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 144.749 \times 2.500 / 12$
$= 211.092\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 113.085 \times 1000000 / 2550000.0 = 44.347$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 211.092 \times 1000 / 4444 = 47.500$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (44.347 + 44.347) / 44.347$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300
= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))
= 176.580 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 176.580$ MPa > $f_b = 44.347$ MPa ---> O.K

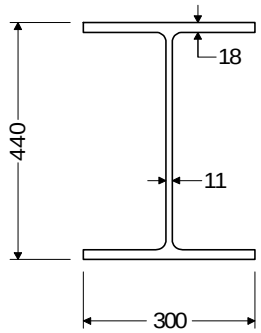
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 47.500$ MPa ---> O.K

8.5 H형강버팀보-4단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

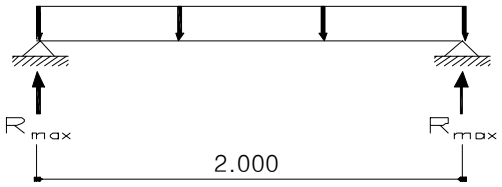
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 398.015 kN/m ---> H형강버팀보-4단 (CS17 : 해체2)

P = 398.015 × 2.00 m / 1 ea = 796.030 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 796.030 / (13 × 2.000)
= 367.398 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 367.398 × 2.000^2 / 8
= 183.699 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 367.398 × 2.000 / 12
= 428.631 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 183.699 x 1000000 / 2550000.0 = 72.039 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 428.631 x 1000 / 4444 = 96.452 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (72.039 + 72.039) / 72.039$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 300

= 6.667 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.667 − 4.5))

= 181.980 MPa

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

= 181.980 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 181.980 MPa > f_b = 72.039 MPa ---> O.K

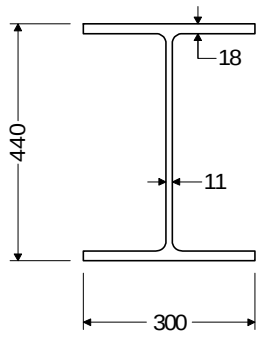
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 96.452 MPa ---> O.K

8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

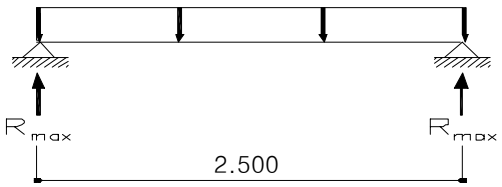
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 209.552 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS13 : 굴착 12.233 m)

$P = 209.552 \times 2.50\ m / 1\ ea = 523.879\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 523.879 / (13 \times 2.500)$
$= 193.432\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 193.432 \times 2.500^2 / 8$
$= 151.119\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 193.432 \times 2.500 / 12$
$= 282.089\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 151.119 \times 1000000 / 2550000.0 = 59.262$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 282.089 \times 1000 / 4444 = 63.476$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (59.262 + 59.262) / 59.262$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300
= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))
= 176.580 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 176.580$ MPa > $f_b = 59.262$ MPa ---> O.K

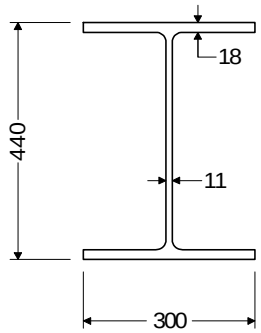
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 63.476$ MPa ---> O.K

8.7 강관버팀보-6단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

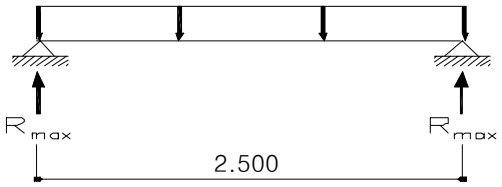
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 256.260 kN/m ---> 강관버팀보-6단 (CS15 : 굴착 13.719 m)

P = 256.260 × 2.50 m / 1 ea = 640.651 kN

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

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

$= 12 \times 640.651 / (13 \times 2.500)$

$= 236.548$ kN/m

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

$= 236.548 \times 2.500^2 / 8$

$= 184.803$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$

$= 7 \times 236.548 \times 2.500 / 12$

$= 344.966$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 184.803 \times 1000000 / 2550000.0 = 72.472$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 344.966 \times 1000 / 4444 = 77.625$ MPa

라. 허용응력 산정

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

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.6i) \le t$ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (72.472 + 72.472) / 72.472$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> $4.5 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 72.472 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 77.625 MPa ---> O.K

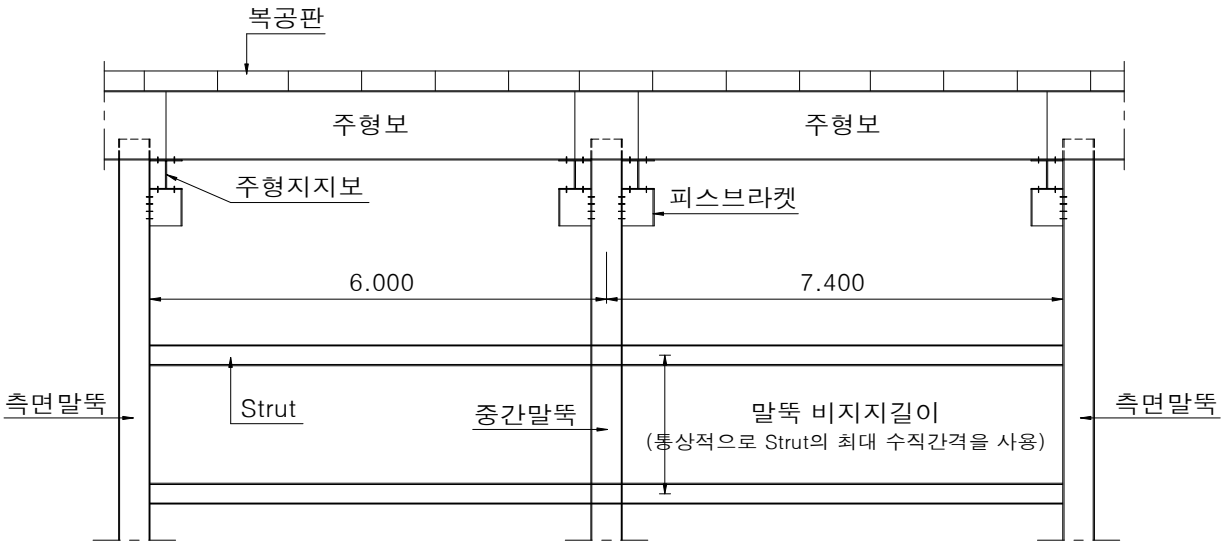
9.중간말뚝 설계

9.1 설계제원

가. 계산지간 : 6.000 + 7.400 = 13.400 m

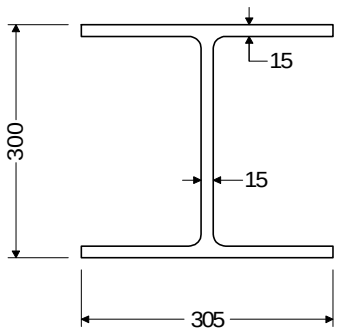
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 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
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



9.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 30.625 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 4.722 kN

(3) 버팀보 자중 = 101.515 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 9.810 kN

ΣP_s = 147.732 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.698 x 6.000) / 2 = 17.093 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.698 x 7.400) / 2 = 21.081 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.000)

= 0.326 > 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

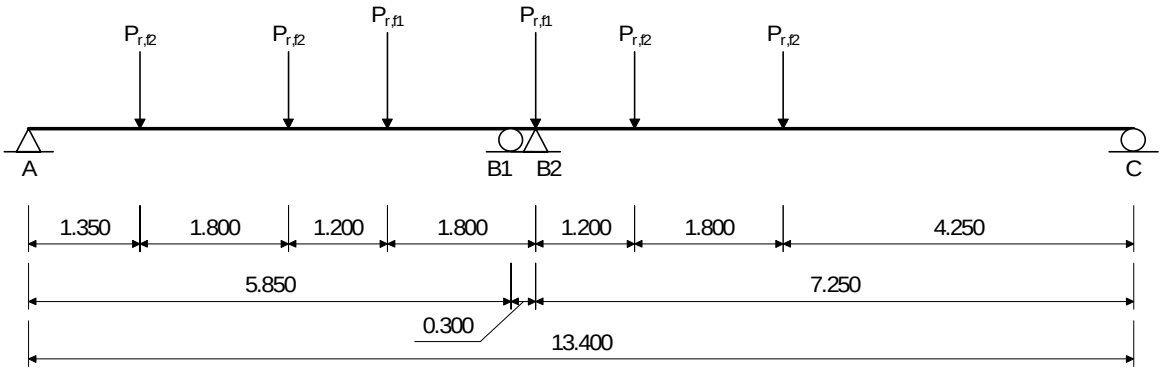
(2) 전륜하중

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 1.5 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.350 + 93.600 x 3.150 + 93.600 x 1.350) / 5.850

= 164.800 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.250 + 93.600 x 6.050 + 93.600 x 4.250) / 7.250

= 257.777 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 164.800 x 1.00 = 164.800 kN

P_{r2} = 257.777 x 1.00 = 257.777 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.350 + 23.400 x 3.150 + 23.400 x 1.350) / 5.850

= 41.200 kN

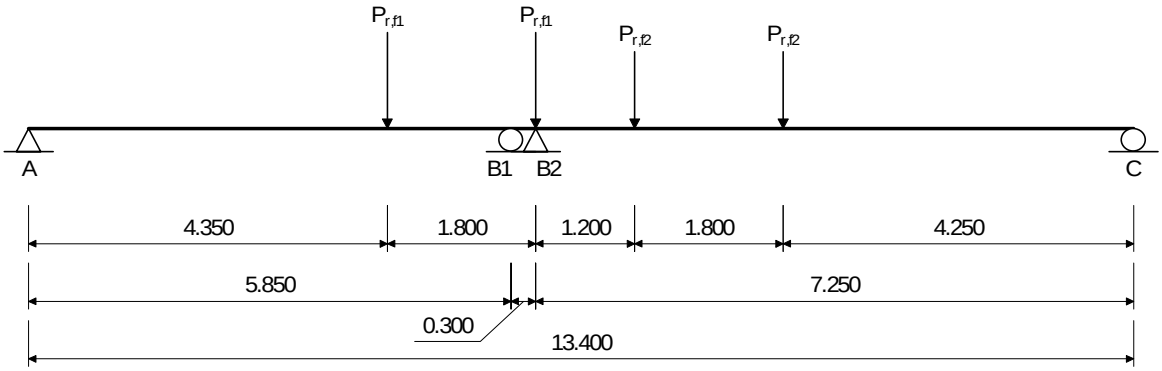
R_{B2} = (31.200 x 7.250 + 23.400 x 6.050 + 23.400 x 4.250) / 7.250

= 64.444 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 41.200 x 1.00 = 41.200 kN

P_{f2} = 64.444 x 1.00 = 64.444 kN

② 1.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.350) / 5.850
= 92.800 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.250 + 93.600 x 6.050 + 93.600 x 4.250) / 7.250
= 257.777 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 92.800 x 1.00 = 92.800 kN
P_{r2} = 257.777 x 1.00 = 257.777 kN

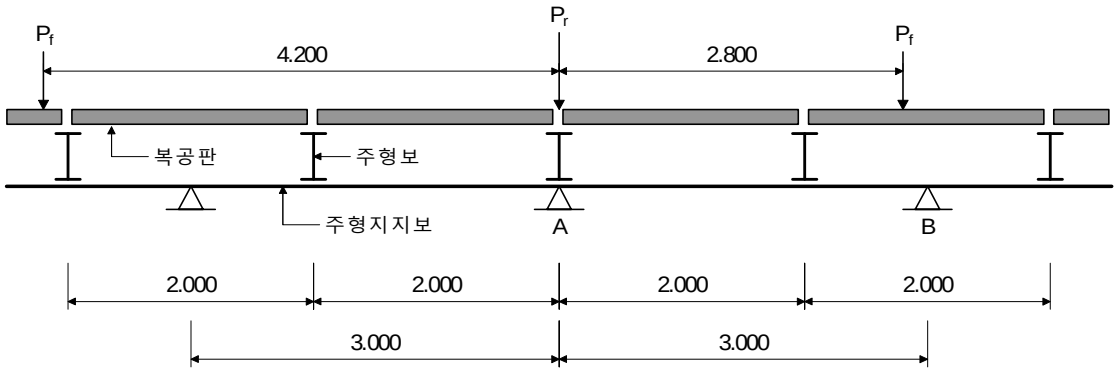
▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.350) / 5.850
= 23.200 kN

R_{B2} = (31.200 x 7.250 + 23.400 x 6.050 + 23.400 x 4.250) / 7.250
= 64.444 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 23.200 x 1.00 = 23.200 kN
P_{f2} = 64.444 x 1.00 = 64.444 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (164.800 x 3.000 + 41.200 x 0.200) / 3.000
= 167.547 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

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

= 167.547 + 17.093 x 3.00 / 2.00 = 193.186 kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

R_2 = (257.777 x 3.000 + 64.444 x 0.200) / 3.000

= 262.073 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

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

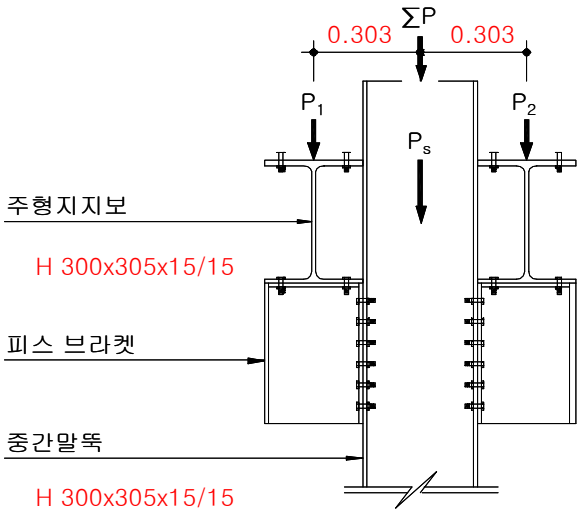
= 262.073 + 21.081 x 3.00 / 2.00 = 293.694 kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P$ = P_1 + P_2 + P_s

= 193.186 + 293.694 + 147.732 = 634.612 kN

9.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , f_c = $\sum P$ / A = 634.612 x 1000 / 13480 = 47.078 MPa

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 88.842 x 1000000 / 1440000 = 61.696 MPa

여기서, M_{max} = P_2 x e = 293.694 x 0.303 = 88.842 kN·m

나. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 1.984

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (108.774 - -14.618) / 108.774$

= 1.134

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 2100 / 126

16.667 ---> Lx/Rx ≤ 20 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

L_y / R_y = 2100 / 72.6

28.926 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 - 0.84 x (28.926 - 20))

= 178.878 MPa

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

= 178.878 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 178.878 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2100 / 305

= 6.885 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 - 2.4 x (6.885 - 4.5))

= 181.272 MPa

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

= 181.272 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (16.667)^2

= 5832.000 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 178.878 MPa > f_c = 47.078 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 181.272 MPa > f_b = 61.696 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{47.078}{178.878} + \frac{61.696}{181.272 \times (1 - (47.078 / 5832.000))}$$

$$= 0.606 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 47.078 + \frac{61.696}{1 - (47.078 / 5832.000)}$$

$$= 109.276 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.606 , 0.578)

= 0.606 < 1.0 ---> O.K

9.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 634.61 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , Q_u = $25 \cdot N \cdot A_p + 0.2 \cdot N_s \cdot U \cdot L_s + 0.5 \cdot N_c \cdot U \cdot L_c$(선굴착 최종경타 공법)

여기서,

N(선단의 N치)	=	20	
N_s(선단까지의 모래층 N치 평균값)	=	20	
N_c(선단까지의 점토층 N치 평균값)	=	0	
L_s(모래층 중의 길이)	=	22.719	m
L_c(점토층 중의 길이)	=	0.000	m
A_p(H-Pile 단면적)	=	0.0915	m^2
U(파일의 둘레길이)	=	1.210	m

= 25 x 20 x 0.0915 + 0.2 x 20 x 1.210 x ###

+ 0.5 x 0 x 1.210 x 0.000

= 155.710 tonf

= 1526.99 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 1526.99 / 2.0

= 763.497 kN

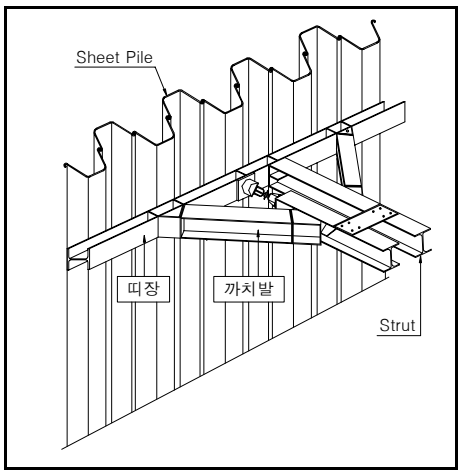
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

10. Sheet 설계

10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 22.72m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY390(SY40)
Sheet Pile Size	U:SP-VA
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	235.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	125.0
총단면적(A, mm^2)	26760.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	15600.0
I_x(mm^4)	630000000.0
Z_x(mm^3)	3150000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 251.468 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS15 : 굴착 13.719 m)

= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭

= 251.468 (kN·m/m) × 1.00 m = 251.468 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 262.955 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS15 : 굴착 13.719 m)

= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭

= 262.955 (kN/m) × 1.00 m = 262.955 kN

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

P_{max} = 주형보 반력 + 자중 및 작업하중 + 지보재 수직분력

= 173.286 kN/m + 59.562 kN/m + 0.000 kN/m

= 232.848 kN/m

= 단위폭당 최대 연직하중 × 단위폭

= 232.848 (kN/m) × 1.00 m = 232.848 kN

다. 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

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 235.0) × 0.9 = 317.25 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 125.0) × 0.9 = 168.75 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{max}}{A}$$

$$= \frac{251.468 \times 10^{6}}{0.6 \times 3150000.00} + \frac{232.848 \times 10^{3}}{26760.0} = 141.753 \text{ MPa}$$

f_b < f_{ba}' = 317.25 MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{262.955 \times 10^{3}}{15600.00} = 16.856 \text{ MPa}$$

τ < τ_a' = 168.75 MPa ---> O.K

11. 탄소성 입력 데이터

11.1 해석종류 : 탄소성보법

11.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

11.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 22.2 m, 굴착폭 = 7.4 m, 최대굴착깊이 = 13.719 m, 전모델높이 = 40 m

11.4 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	6.56	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(모래)	9.17	18.00	19.00	0.00	28.00	6	-	20000.00
3	퇴적층(자갈)	21.40	20.00	21.00	0.00	35.00	50	-	32000.00
4	풍화토	29.05	20.00	21.00	21.00	29.00	35	-	31000.00
5	풍화암	33.99	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
7	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	5	9000.00	12000.00

11.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-VA	SY390(SY40)	22.719	1

11.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.45	2	7.4	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x9	SS400	2.533	2.5	7.4	50	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x9	SS400	4.533	2.5	7.4	50	1
4	강관버팀보-3단	P 406.4x9	SS400	6.533	2.5	7.4	50	1
5	H형강버팀보-4단	H 300x305x15/15	SS400	8.533	2	7.4	50	1
6	강관버팀보-5단	P 406.4x9	SS400	10.233	2.5	7.4	50	1
7	강관버팀보-6단	P 406.4x9	SS400	11.733	2.5	7.4	50	1

11.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브	7.868	0	6.4	C27	1	-
2	기초	13.219	0	6.4	C27	1	-
3	벽체	6.4	7.368	13.719	C27	1.1	뒤채움

11.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

11.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 10.526 m, 수위차 = 13.719 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	0.95	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	3.03	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	5.03	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	7.03	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	강관버팀보-3단		-	-	-	-	X	X
9	9.03	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	H형강버팀보-4단		-	-	-	-	X	X
11	10.73	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	강관버팀보-5단		-	-	-	-	X	X
13	12.23	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	강관버팀보-6단		-	-	-	-	X	X
15	13.72	-	-	-	-	-	-	X	X
16	-	-	-	12.525	-	-	-	X	X
17	-		강관버팀보-5단	-	-	-	-	X	X
18	-	-	-	10.346	-	-	-	X	X
19	-	-	-	8.79	-	-	-	X	X
20	-	-	-	7.368	-	-	-	X	X

12. 해석 결과
12.1 전산 해석결과 집계

12.1.1 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 0.95 m	0.95	10.28	6.6	-6.66	4.0	11.84	5.5	-8.42	9.9
CS2 : 생성 주형보	0.95	10.25	6.6	-6.55	4.0	11.79	5.5	-8.41	9.9
CS3 : 굴착 3.033 m	3.03	20.79	4.0	-39.29	0.5	60.71	3.0	-20.73	9.5
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.03	15.72	6.6	-28.62	0.5	43.08	3.0	-19.04	9.9
CS5 : 굴착 5.033 m	5.03	51.32	6.5	-95.71	2.5	98.15	5.0	-40.83	9.9
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.03	45.05	6.6	-82.96	2.5	84.74	5.0	-37.37	9.9
CS7 : 굴착 7.033 m	7.03	83.88	8.8	-131.22	4.5	134.09	6.6	-68.92	10.5
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	7.03	77.34	8.8	-117.95	4.5	116.87	6.6	-64.11	10.5
CS9 : 굴착 9.033 m	9.03	93.39	10.2	-136.71	6.5	139.24	8.1	-75.35	12.2
CS10 : 생성 H형강버팀보-4단	9.03	85.40	10.2	-119.90	6.5	123.96	8.1	-70.15	11.7
CS11 : 굴착 10.733 m	10.73	76.10	8.5	-166.17	8.5	127.74	10.7	-75.83	14.7
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	10.73	72.05	8.5	-150.52	8.5	114.72	10.7	-72.51	14.7
CS13 : 굴착 12.233 m	12.23	101.88	8.5	-190.52	10.2	177.08	12.5	-100.26	17.1
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	12.23	99.23	8.5	-174.45	10.2	165.54	12.5	-95.98	17.1
CS15 : 굴착 13.719 m	13.72	115.00	17.1	-262.96	11.7	251.47	14.2	-134.26	19.0
CS16 : 해체1	13.72	114.95	17.1	-262.84	11.7	251.46	14.2	-134.02	19.0
CS17 : 해체2	13.72	148.03	8.5	-249.98	8.5	180.34	11.7	-203.36	8.5
CS18 : 해체3	13.72	148.03	8.5	-249.98	8.5	180.33	11.7	-203.36	8.5
CS19 : 해체4	13.72	148.03	8.5	-249.98	8.5	180.33	11.7	-203.36	8.5
CS20 : 해체5	13.72	148.03	8.5	-249.98	8.5	180.33	11.7	-203.36	8.5
TOTAL		148.03	8.5	-262.96	11.7	251.47	14.2	-203.36	8.5

12.1.2 지보재 반력 집계

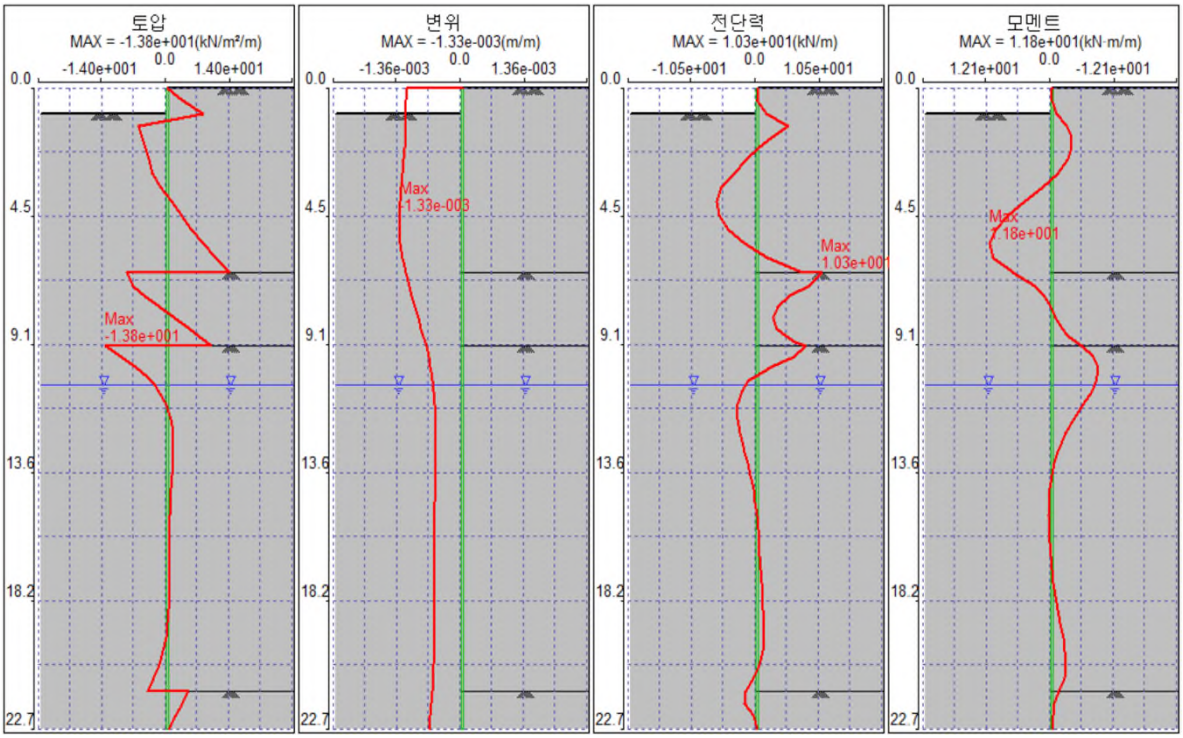
* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단	강관버팀보-3단	H형강버팀보-4단
		0.45 (m)	2.533 (m)	4.533 (m)	6.533 (m)	8.533 (m)
CS1 : 굴착 0.95 m	0.95	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	0.95	0.00	-	-	-	-
CS3 : 굴착 3.033 m	3.03	39.27	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.03	28.60	20.00	-	-	-
CS5 : 굴착 5.033 m	5.03	2.95	117.33	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.03	7.05	100.49	20.00	-	-
CS7 : 굴착 7.033 m	7.03	-7.55	93.53	138.83	-	-
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	7.03	-5.62	94.20	122.96	20.00	-
CS9 : 굴착 9.033 m	9.03	-5.83	78.17	113.94	156.81	-
CS10 : 생성 H형강버팀보-4단	9.03	-5.78	80.49	115.05	136.52	25.00
CS11 : 굴착 10.733 m	10.73	-3.44	78.15	93.74	105.01	242.28
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	10.73	-3.64	78.38	95.53	107.23	222.57
CS13 : 굴착 12.233 m	12.23	-2.91	79.70	90.31	80.64	206.47
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	12.23	-2.99	79.62	90.86	82.89	206.11
CS15 : 굴착 13.719 m	13.72	-3.07	80.75	92.30	75.33	155.83
CS16 : 해체1	13.72	-3.07	80.75	92.30	75.34	155.83
CS17 : 해체2	13.72	-0.87	77.62	71.62	53.25	398.02
CS18 : 해체3	13.72	-0.87	77.62	71.62	53.25	398.01
CS19 : 해체4	13.72	-0.87	77.62	71.62	53.25	398.01
CS20 : 해체5	13.72	-0.87	77.62	71.62	53.25	398.01
TOTAL		39.27	117.33	138.83	156.81	398.02

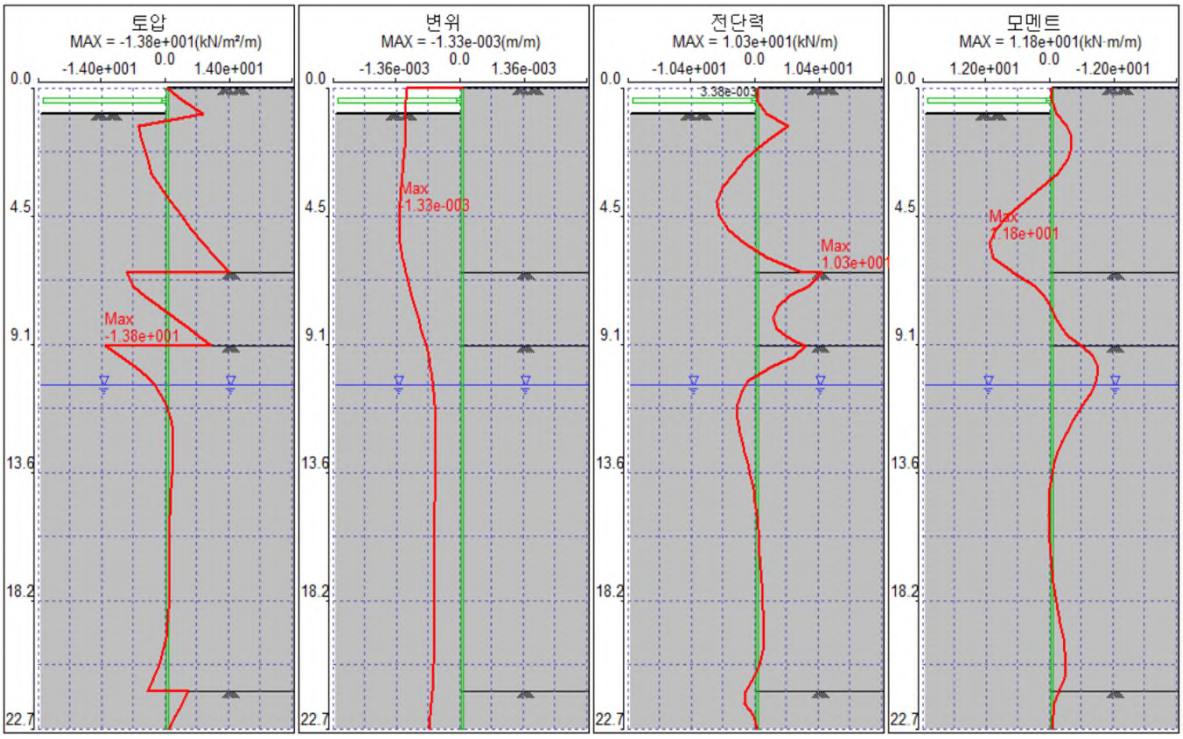
시공단계	굴착 깊이	강관버팀보-5단	강관버팀보-6단			
		10.233 (m)	11.733 (m)			
CS1 : 굴착 0.95 m	0.95	-	-			
CS2 : 생성 주형보	0.95	-	-			
CS3 : 굴착 3.033 m	3.03	-	-			
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.03	-	-			
CS5 : 굴착 5.033 m	5.03	-	-			
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.03	-	-			
CS7 : 굴착 7.033 m	7.03	-	-			
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	7.03	-	-			
CS9 : 굴착 9.033 m	9.03	-	-			
CS10 : 생성 H형강버팀보-4단	9.03	-	-			
CS11 : 굴착 10.733 m	10.73	-	-			
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	10.73	20.00	-			
CS13 : 굴착 12.233 m	12.23	209.55	-			
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	12.23	191.20	20.00			
CS15 : 굴착 13.719 m	13.72	183.59	256.26			
CS16 : 해체1	13.72	183.55	256.18			
CS17 : 해체2	13.72	-	-			
CS18 : 해체3	13.72	-	-			
CS19 : 해체4	13.72	-	-			
CS20 : 해체5	13.72	-	-			
TOTAL		209.55	256.26			

12.2 시공단계별 단면력도

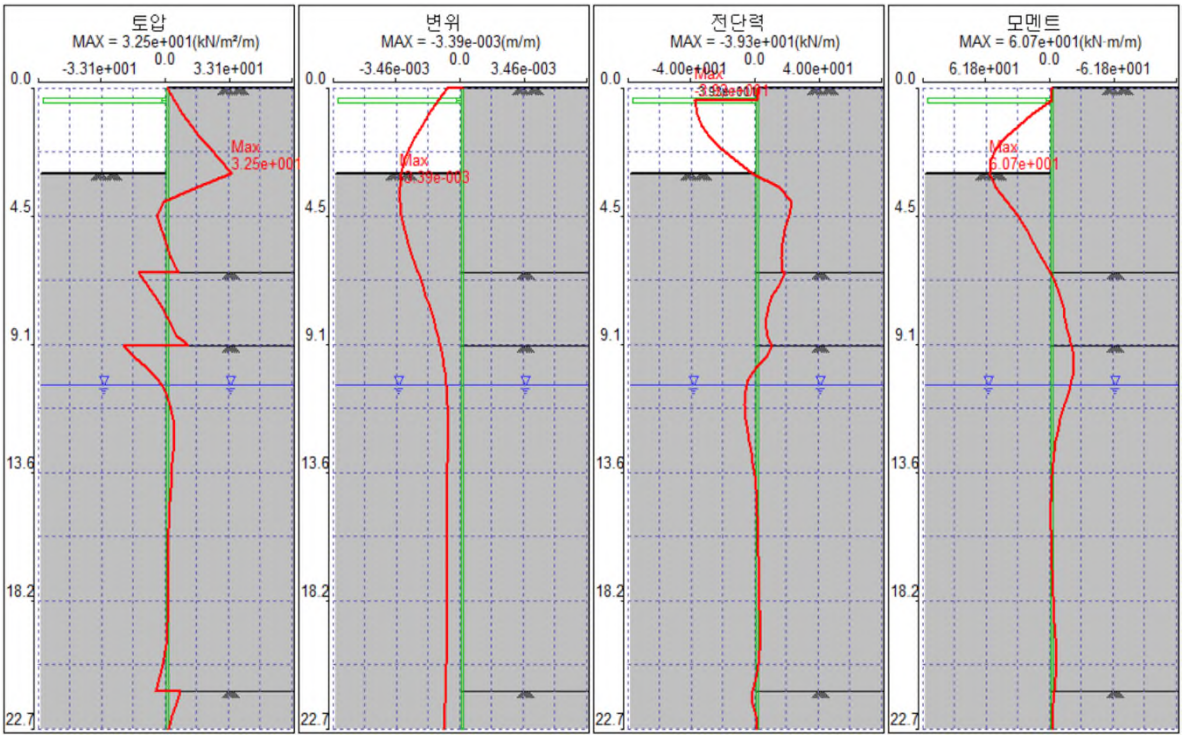
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 0.95 m]



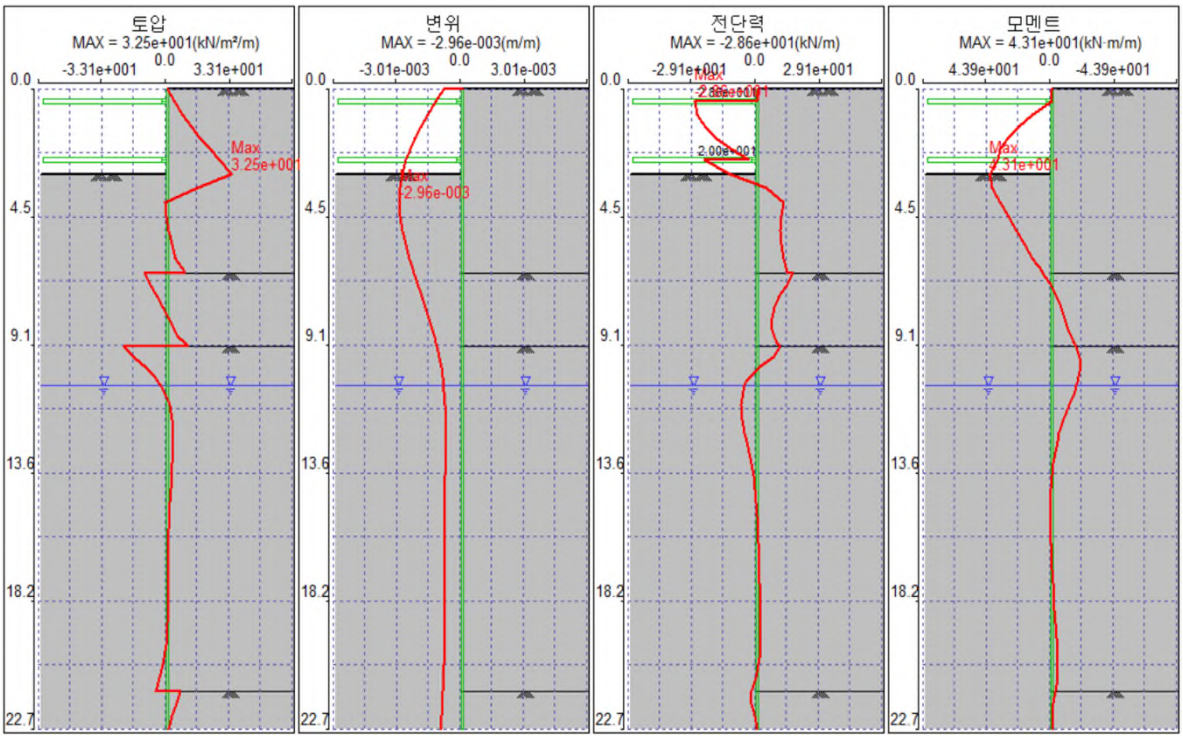
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



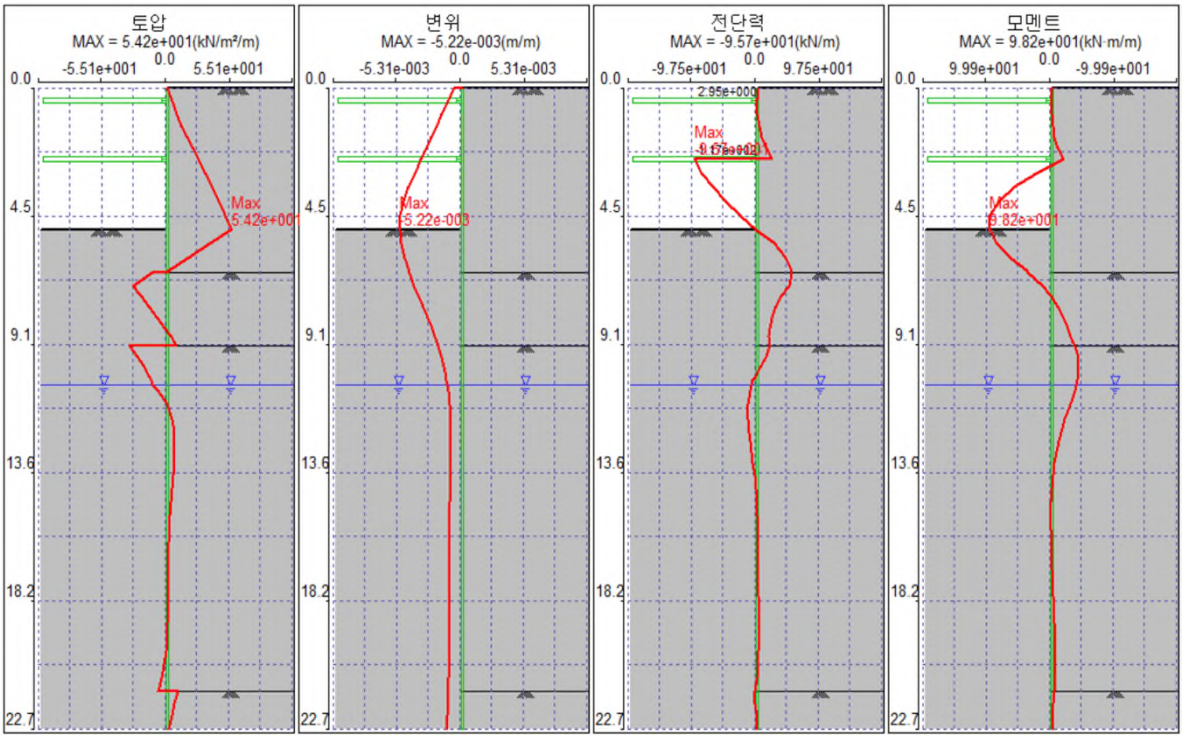
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 3.033 m]



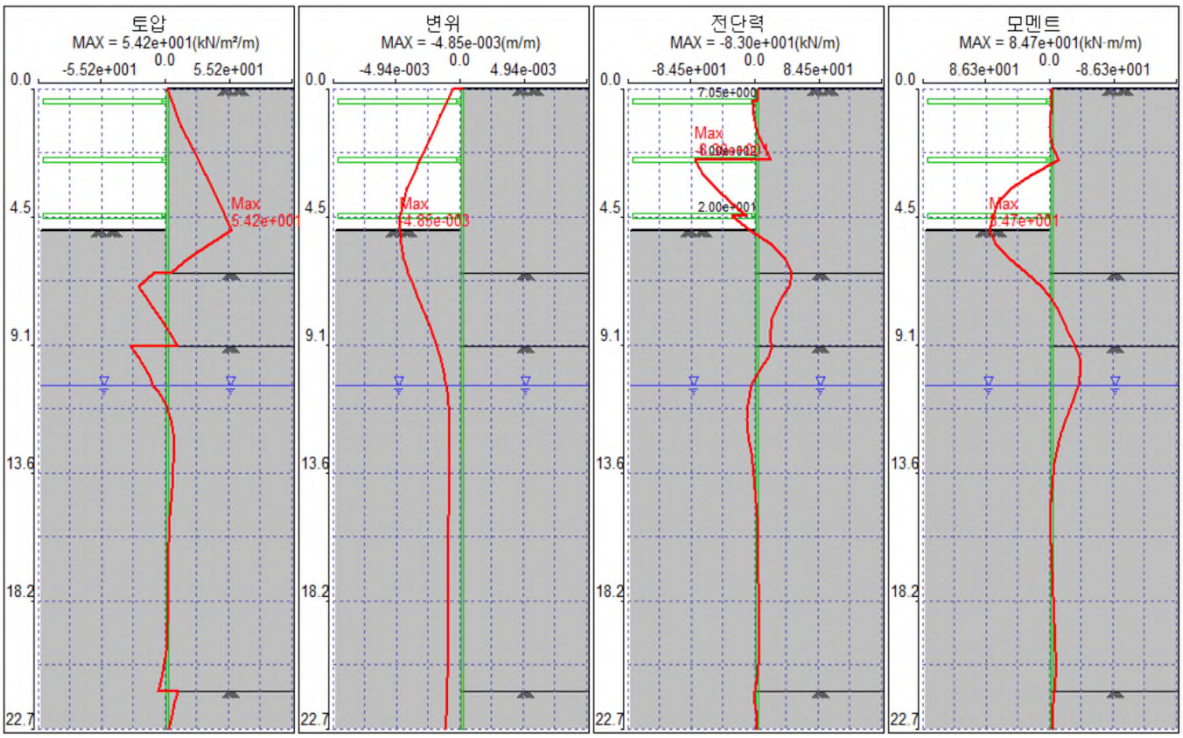
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



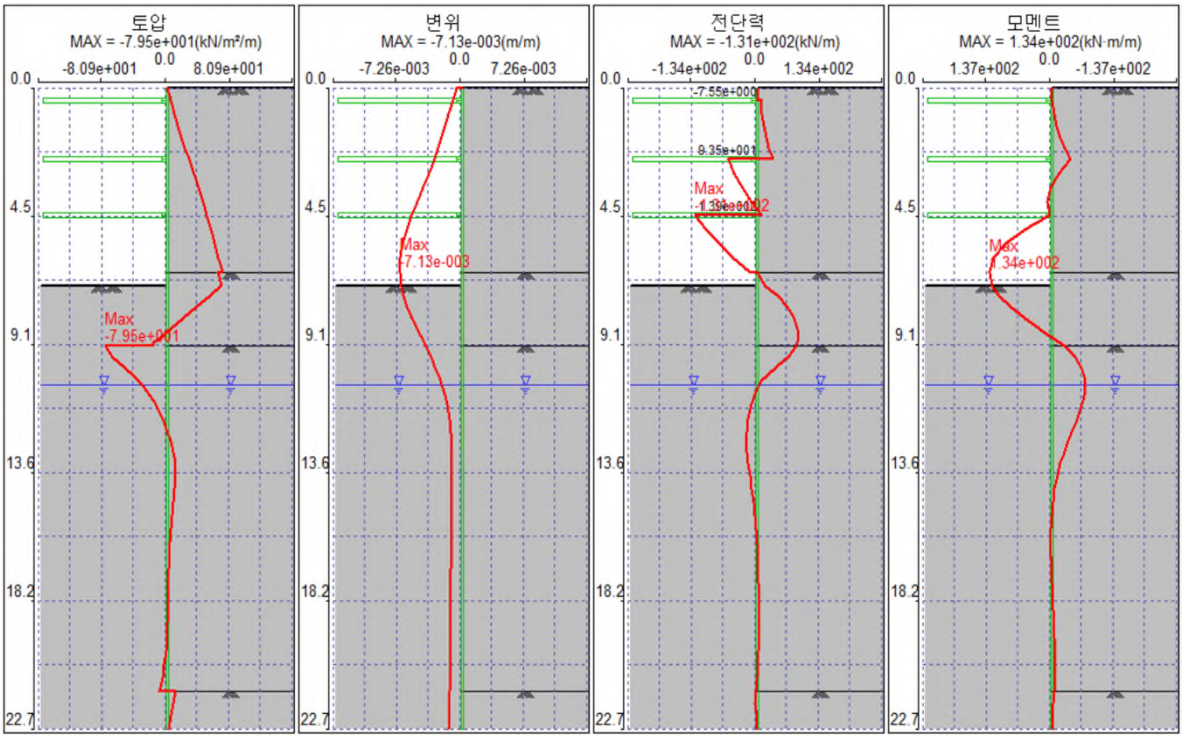
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 5.033 m]



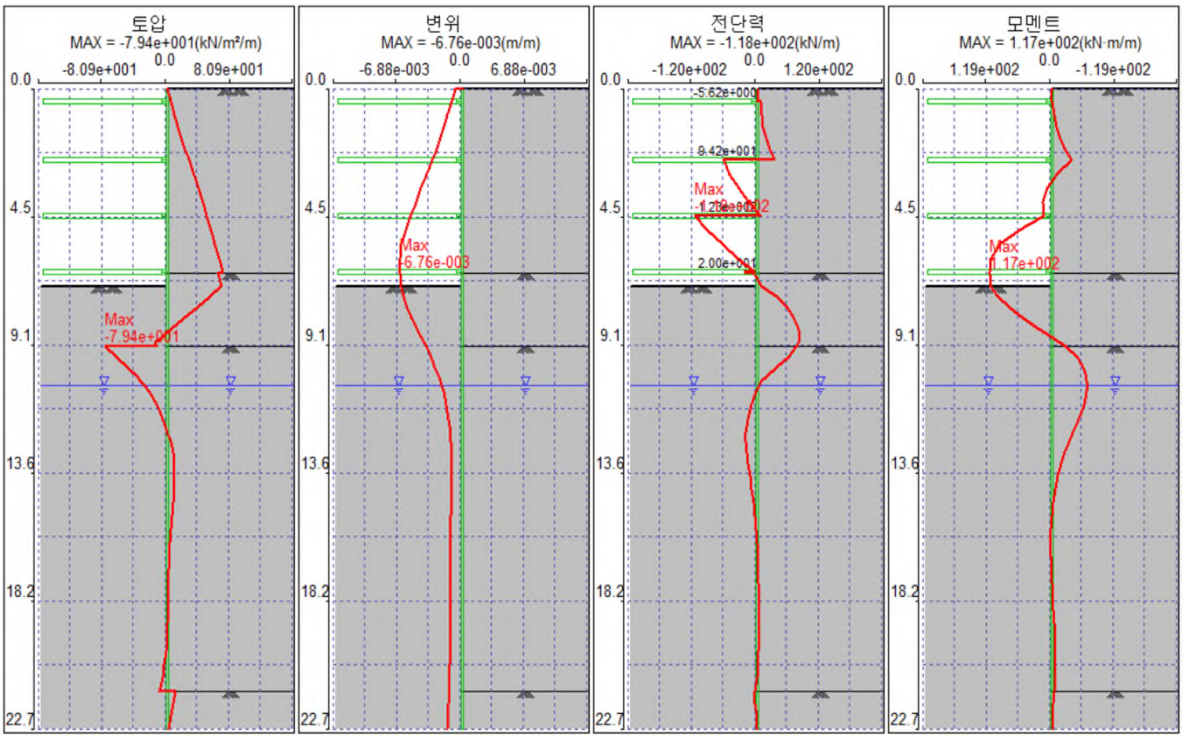
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



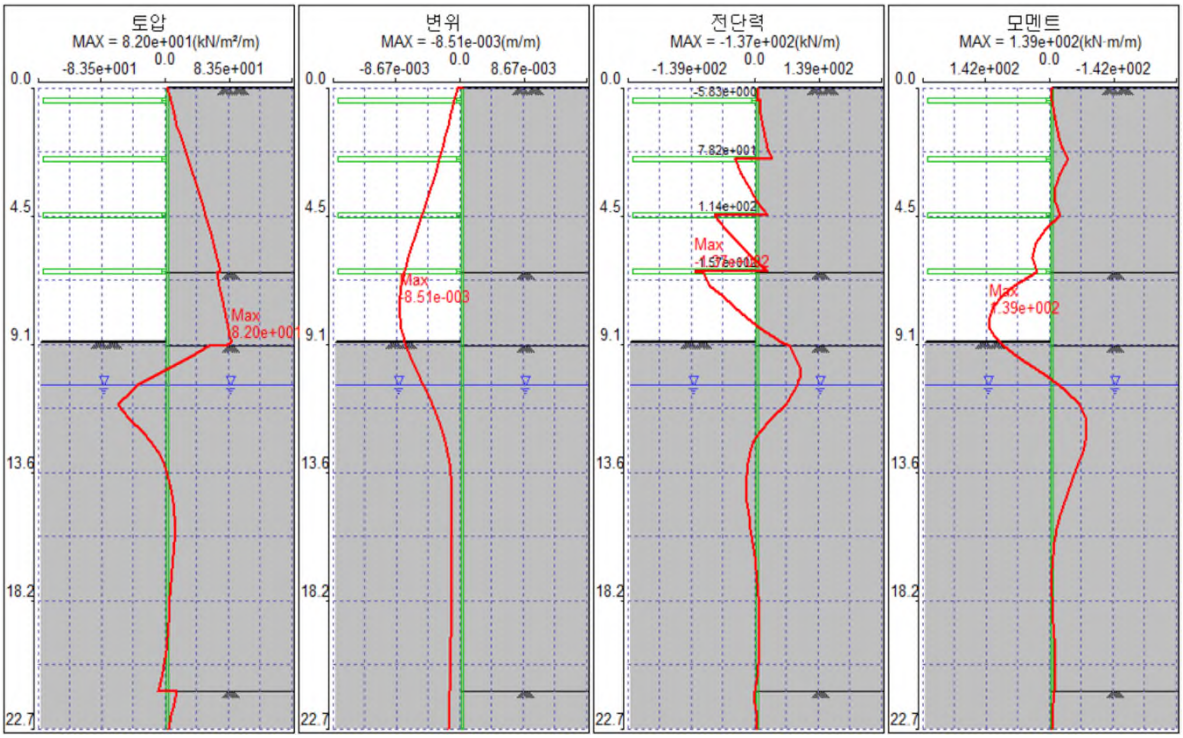
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 7.033 m]



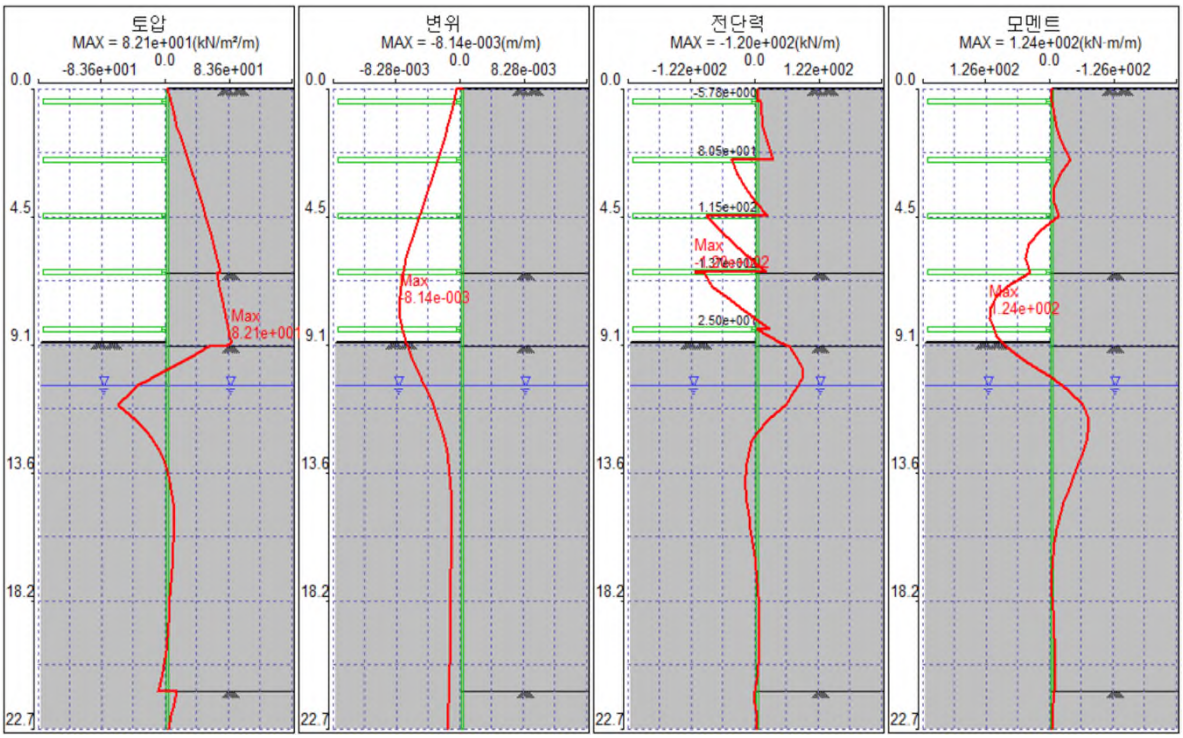
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 강관버팀보-3단]



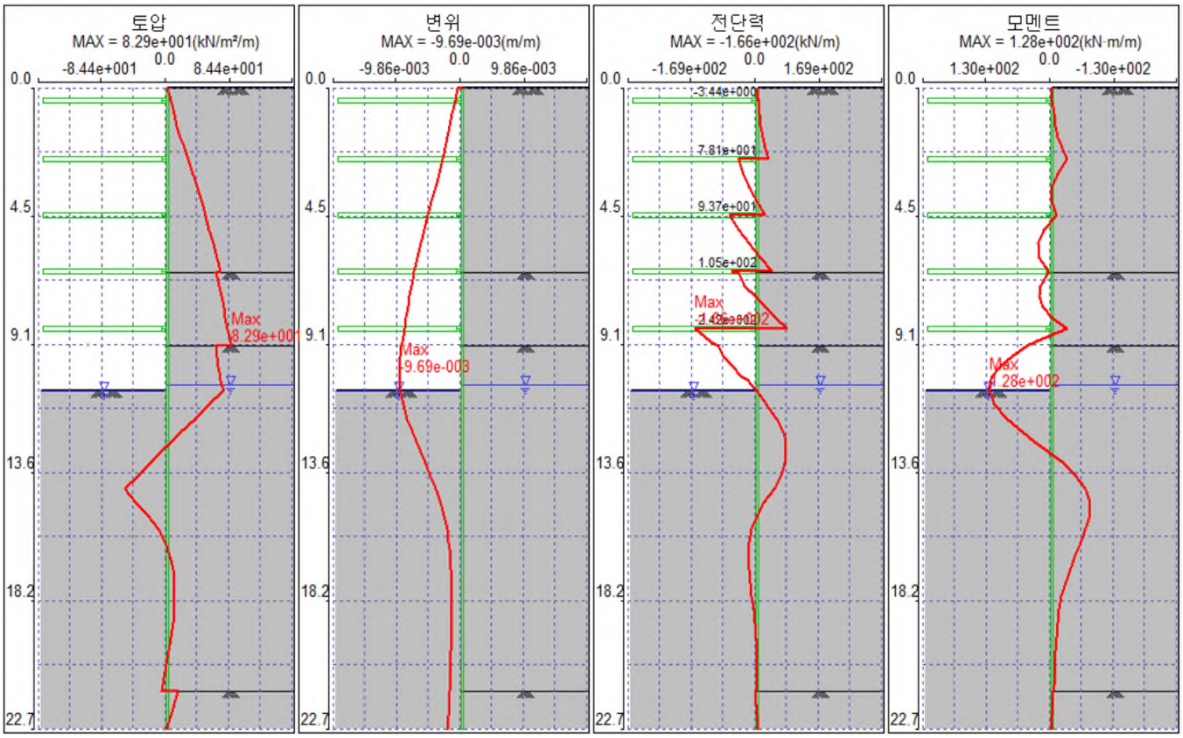
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 9.033 m]



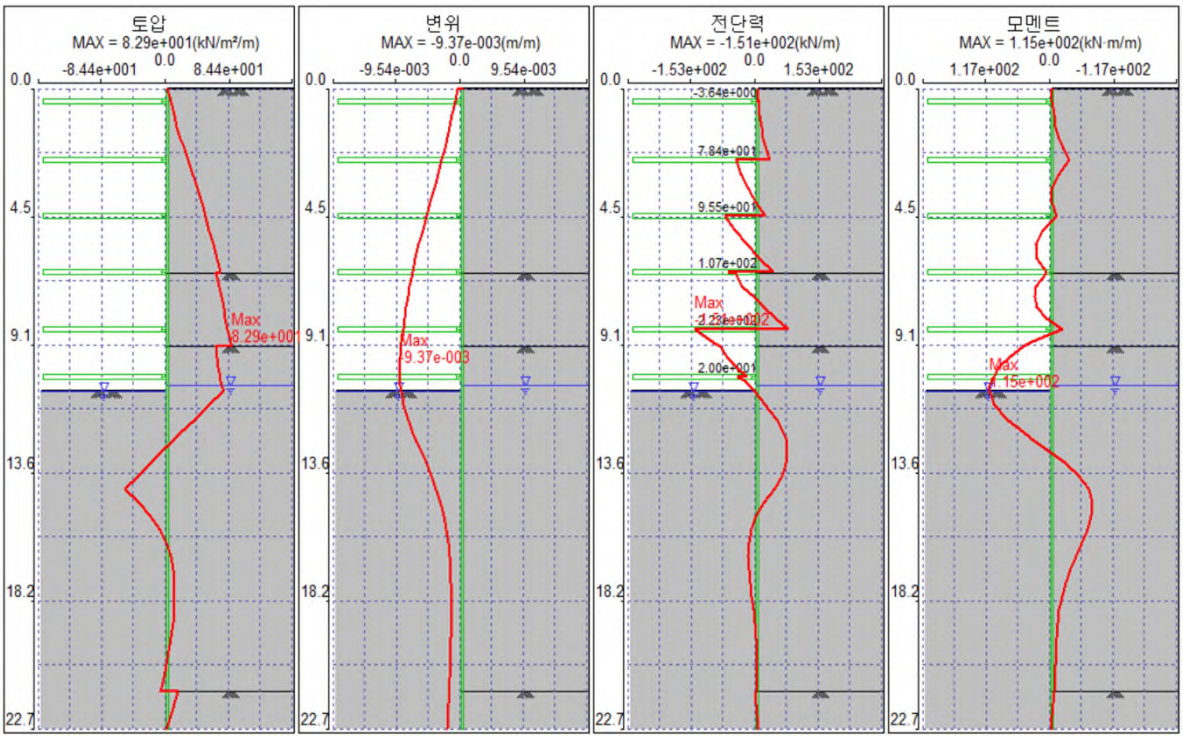
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 H형강버팀보-4단]



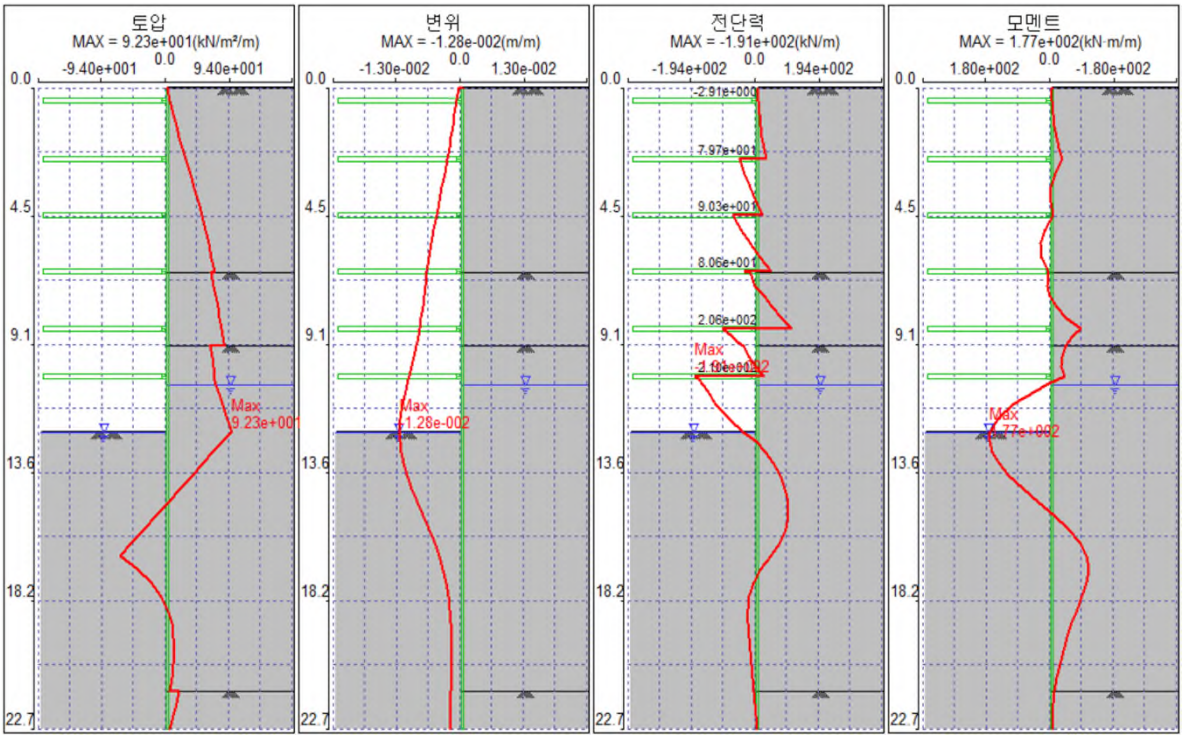
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 10.733 m]



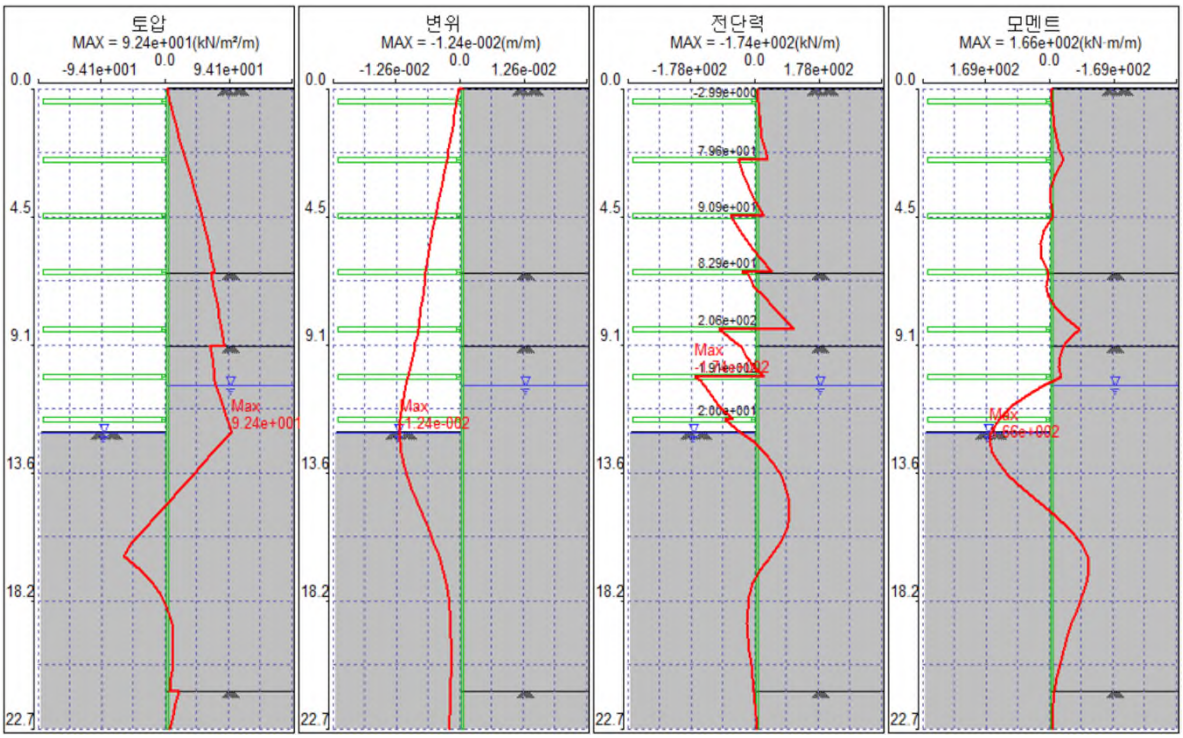
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 강관버팀보-5단]



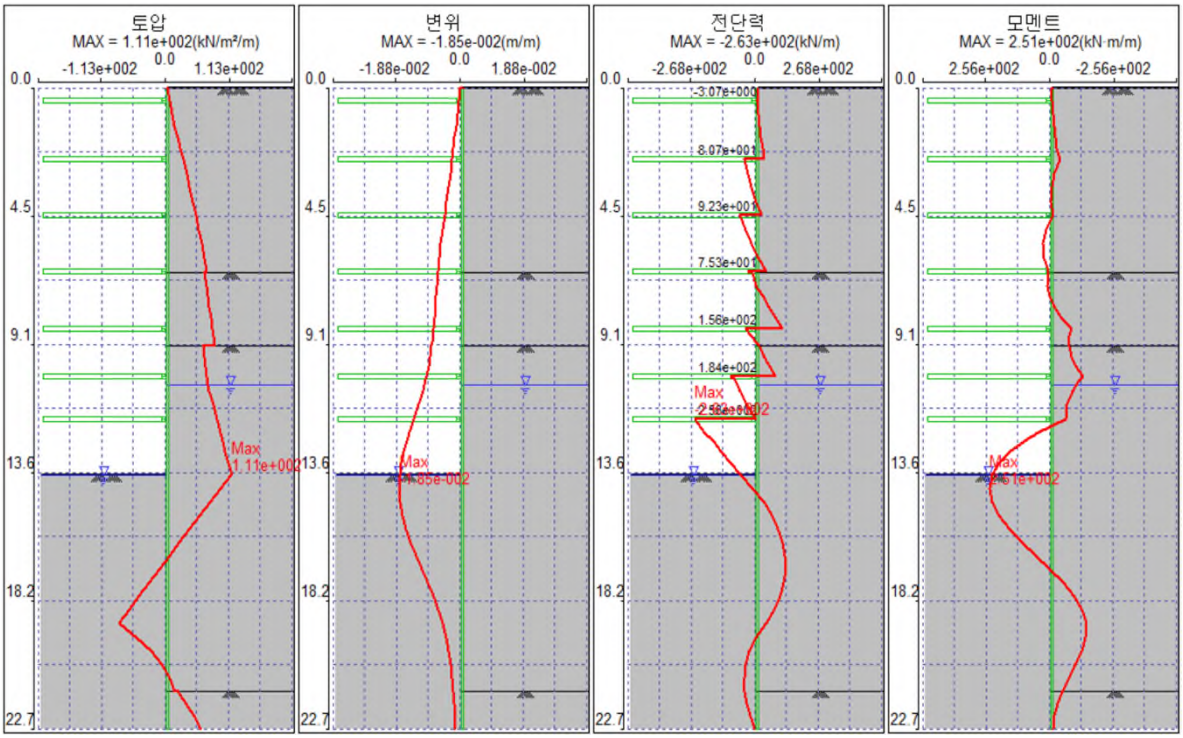
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 12.233 m]



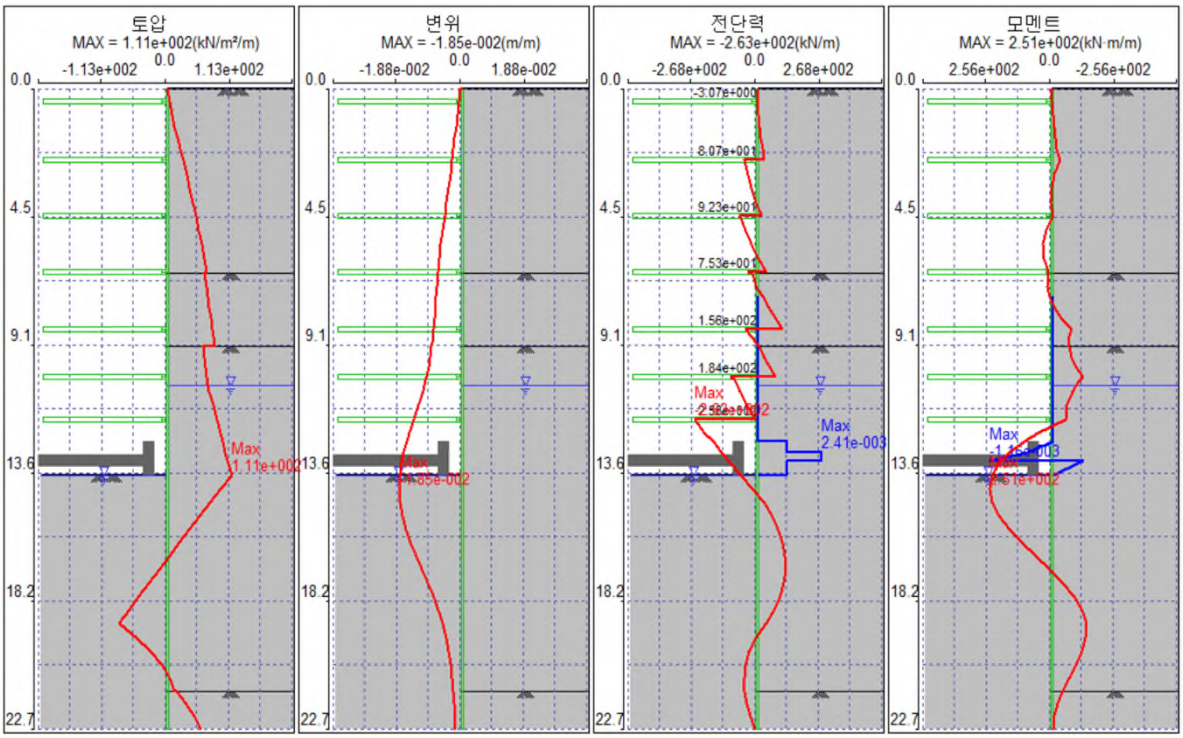
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 강관버팀보-6단]



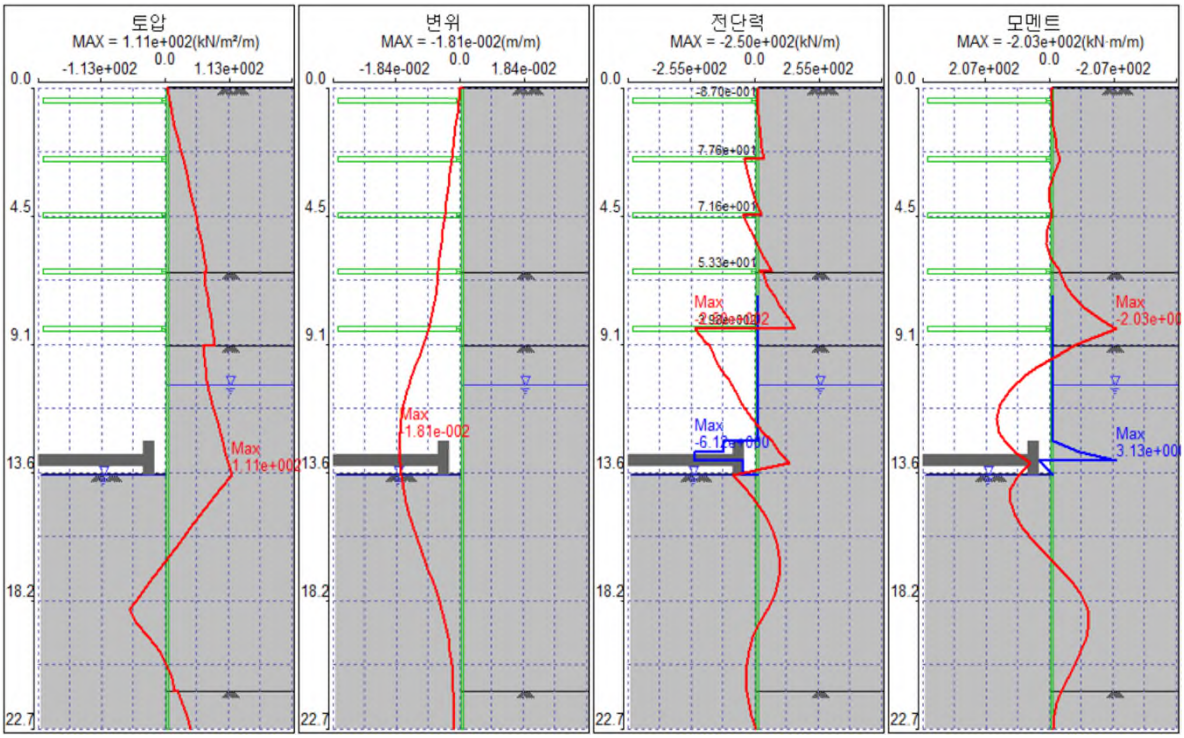
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 13.719 m]



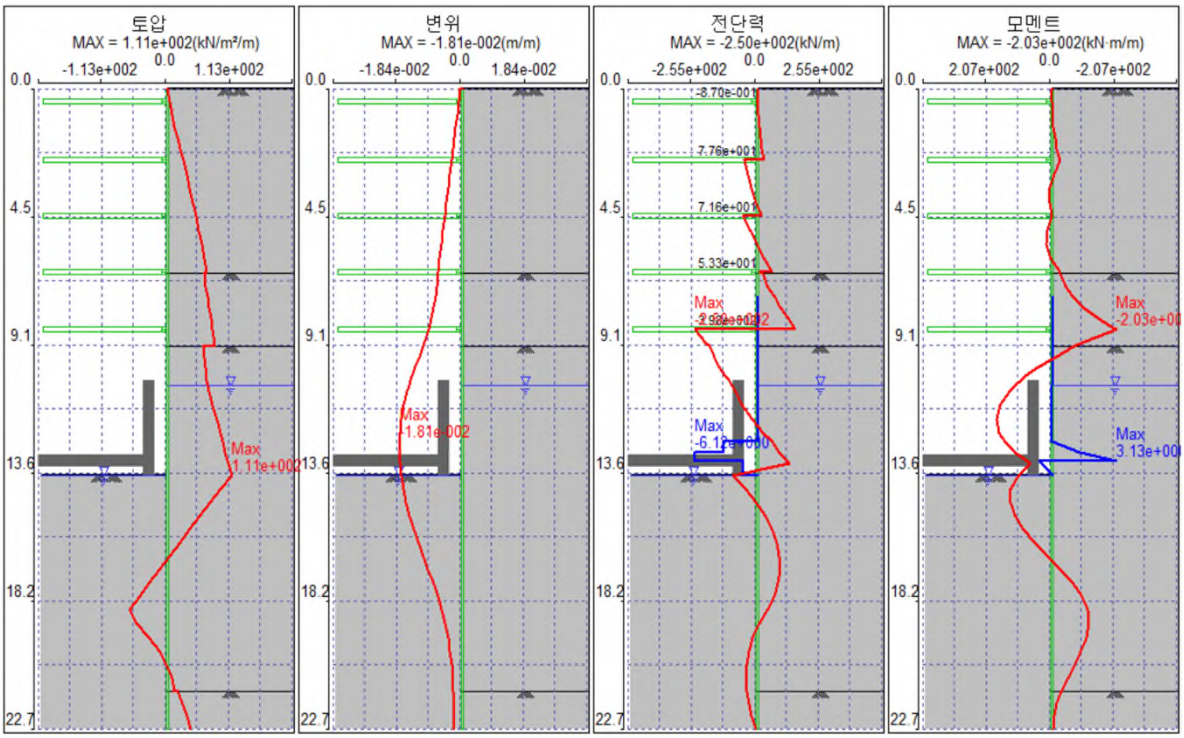
16) 시공 16 단계 [CS16 : 해체1]



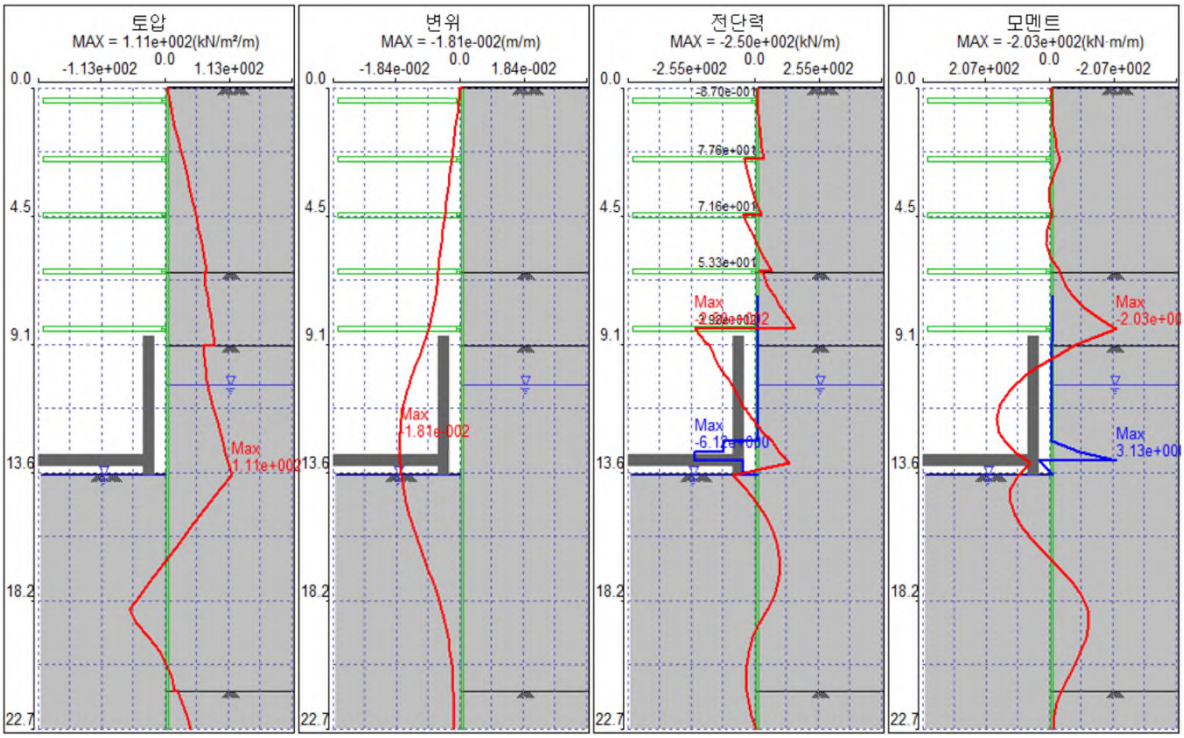
17) 시공 17 단계 [CS17 : 해체2]



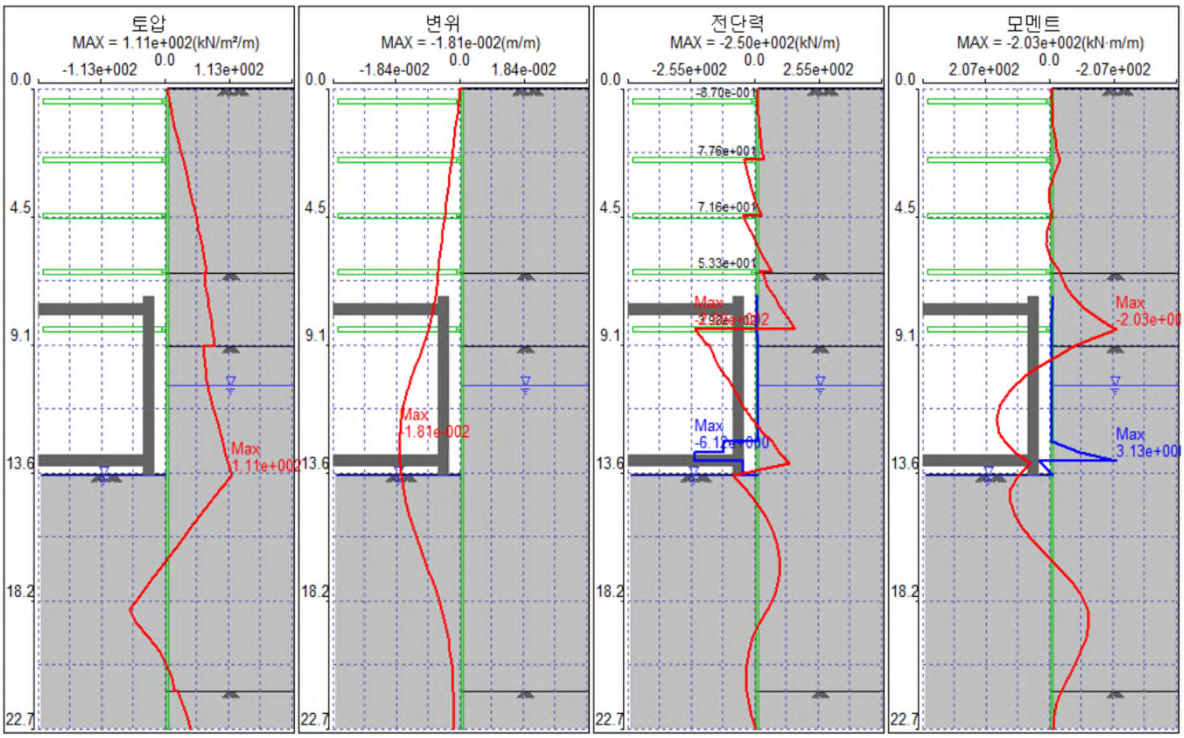
18) 시공 18 단계 [CS18 : 해체3]



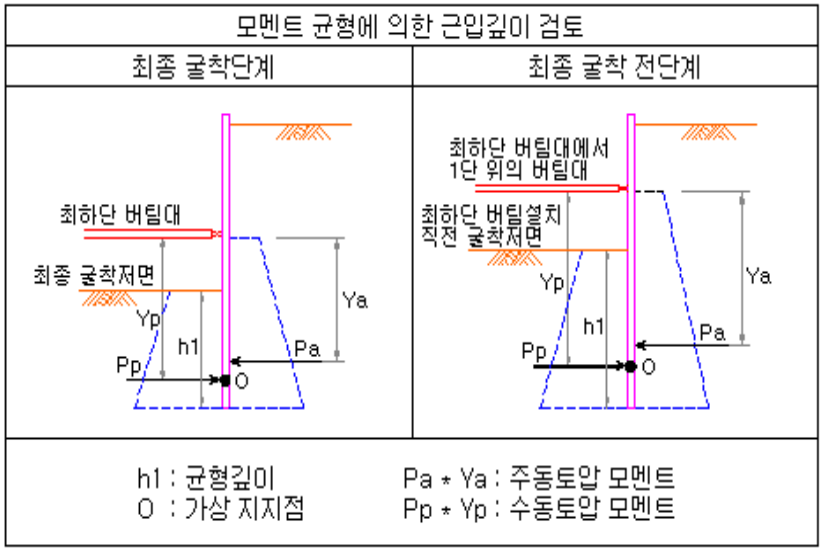
19) 시공 19 단계 [CS19 : 해체4]



20) 시공 20 단계 [CS20 : 해체5]



12.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	5.384	9.000	11033.457	16324.538	1.480	1.200	OK
최종 굴착 전단계	4.592	10.486	13739.545	24756.299	1.802	1.200	OK

12.3.1 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 -11.733 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 198.482 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.037 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1545.339 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 7.007 m

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

Ma = (198.482 x 1.037) + (1545.339 x 7.007) = 11033.457 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2045.243 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 7.982 m

Mp = (Pp x Yp) = (2045.243 x 7.982) = 16324.538 kN · m

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

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 16324.538 / 11033.457 = 1.48

S.F. = 1.48 > 1.2 ... OK

12.3.2. 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 -10.233 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 160.774 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.054 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1698.735 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 7.988 m

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

Ma = (160.774 x 1.054) + (1698.735 x 7.988) = 13739.545 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2760.228 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 8.969 m

Mp = (Pp x Yp) = (2760.228 x 8.969) = 24756.299 kN·m

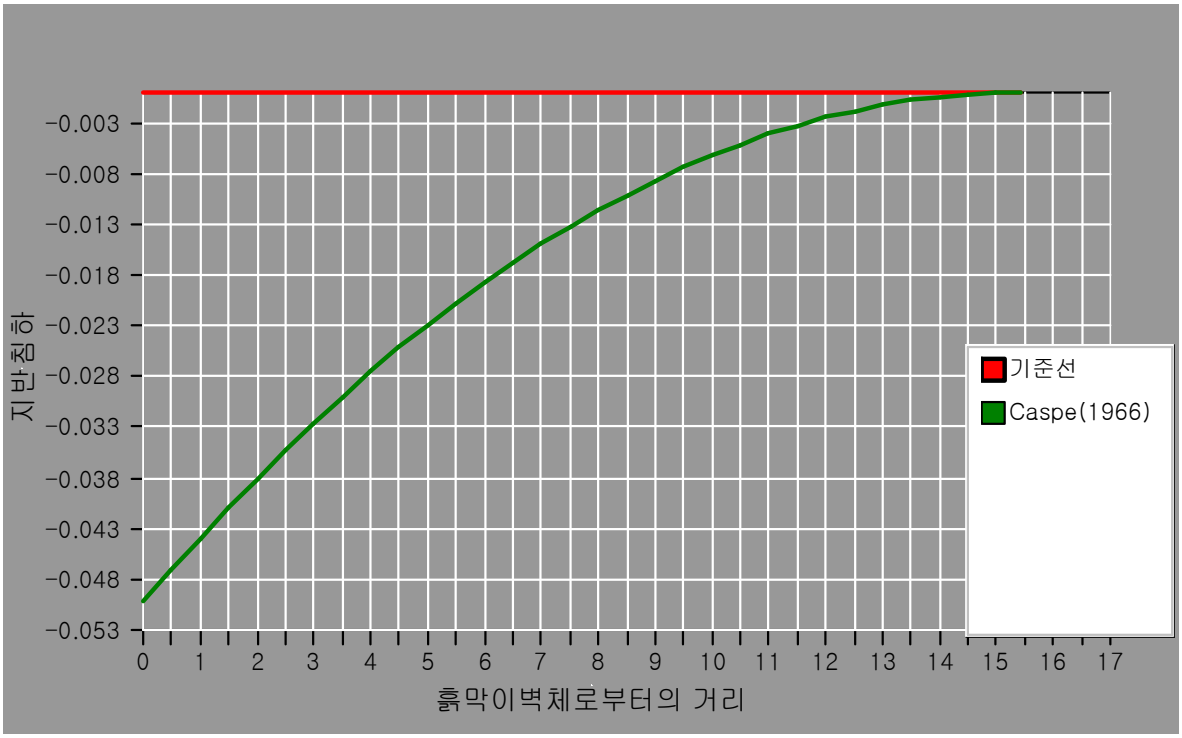
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 24756.299 / 13739.545 = 1.802

S.F. = 1.802 > 1.2 ... OK

12.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



12.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.194 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 14.8 m, Hw = 13.719 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 29.365 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ /2)

Hp = 0.5 x 14.8 x tan(45 + 29.365/2) = 12.655 m

Ht = Hp + Hw = 12.655 + 13.719 = 26.374 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ /2)

D = 26.374 x tan(45-29.365/2) = 15.422 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.194 / 15.422 = -0.050 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.050 x ((15.422 - Xi) / 15.422)^2

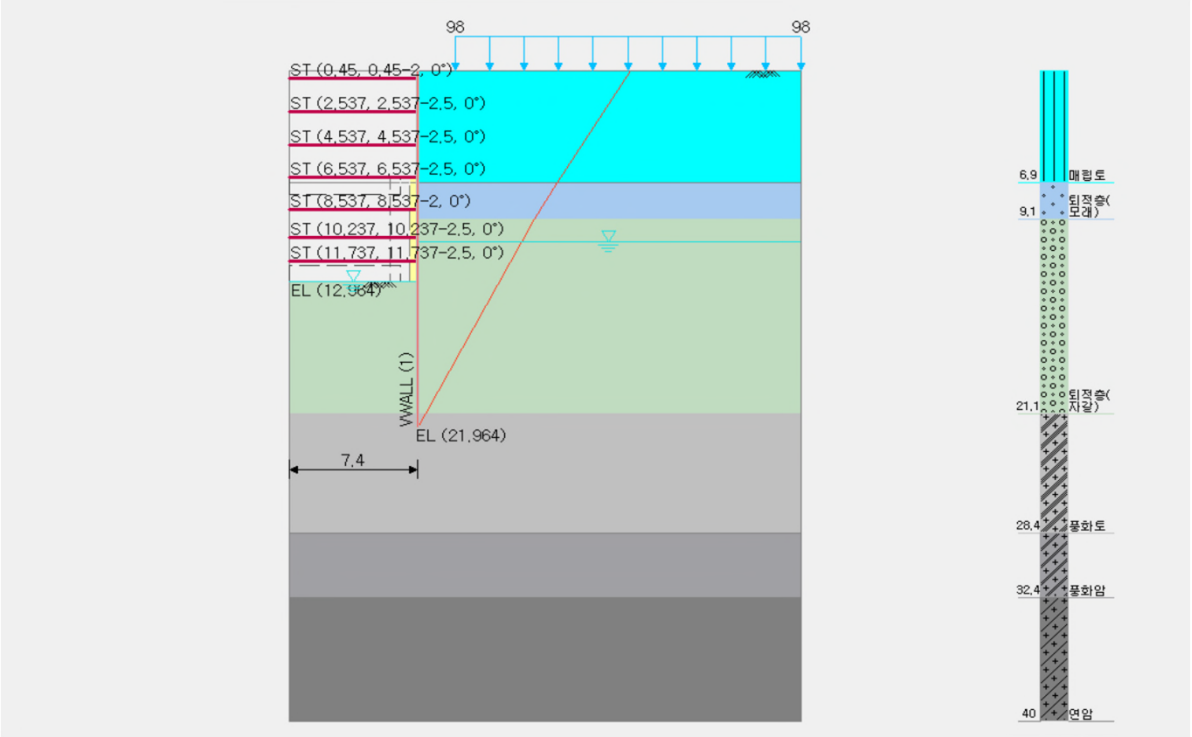
변 경

7. RAMP-C(STA.0+673.000~680.000)

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(측벽)
6.2 주형지지보(중앙)
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 (H형강버팀보-4단)
7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)
7.7 Strut 설계 (강관버팀보-6단)
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 H형강버팀보-4단 띠장 설계
8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계
8.7 강관버팀보-6단 띠장 설계
9.중간말뚝 설계
10. Sheet 설계
10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 21.96m)
11.전산 입력 정보
12.해석결과

1.표준단면


98
98
ST (0.45, 0.45-2, 0°)
ST (2.537, 2.537-2.5, 0°)
ST (4.537, 4.537-2.5, 0°)
ST (6.537, 6.537-2.5, 0°)
ST (8.537, 8.537-2, 0°)
ST (10.237, 10.237-2.5, 0°)
ST (11.737, 11.737-2.5, 0°)
EL (12.964)
VWALL (1)
EL (21.964)
7.4
6.9
매립토
9.1
퇴적층(
모래)
21.1
퇴적층(
자갈)
28.4
풍화토
32.4
풍화암
40
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-B:750x1990x200	-	휨응력	199.674	210.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	12.878	120.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	99.264	176.580	O.K	처짐	O.K
		전단응력	40.889	108.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	120.698	182.334	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	85.830	108.000	O.K		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	102.468	171.180	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	83.639	108.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.45	휨응력	5.942	123.660	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	8.451	87.038	O.K		
		전단응력	2.183	108.000	O.K		
H형강버팀보-4단 H 300x305x15/15	8.54	휨응력	23.767	124.970	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	71.808	94.796	O.K		
		전단응력	4.568	108.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x9	2.54	휨응력	31.342	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	37.041	151.953	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	3.292	106.692	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x9	4.54	휨응력	31.342	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	41.233	151.953	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	3.292	106.692	O.K		
강관버팀보-3단 P 406.4x9	6.54	휨응력	31.342	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	45.698	151.953	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	3.292	106.692	O.K		
강관버팀보-5단 P 406.4x9	10.24	휨응력	31.342	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	82.038	151.953	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	3.292	106.692	O.K		
강관버팀보-6단 P 406.4x9	11.74	휨응력	31.342	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	39.468	151.953	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	3.292	106.692	O.K		

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
주형보 H 300x305x15/15	0.45	휨응력	12.665	182.334	O.K	
		전단응력	10.507	108.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 300x305x15/15	2.54	휨응력	59.335	177.023	O.K	
		전단응력	39.381	108.000	O.K	
강관버팀보-2단 H 300x305x15/15	4.54	휨응력	68.770	177.023	O.K	
		전단응력	45.643	108.000	O.K	
강관버팀보-3단 H 440x300x11/18	6.54	휨응력	44.511	176.580	O.K	
		전단응력	47.676	108.000	O.K	
H형강버팀보-4단 H 440x300x11/18	8.54	휨응력	76.740	181.980	O.K	
		전단응력	102.746	108.000	O.K	
강관버팀보-5단 H 440x300x11/18	10.24	휨응력	90.701	176.580	O.K	
		전단응력	97.151	108.000	O.K	
강관버팀보-6단 H 440x300x11/18	11.74	휨응력	36.592	176.580	O.K	
		전단응력	39.194	108.000	O.K	

2.6 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	61.696	181.272	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	47.003	178.878	O.K	지지력	O.K

2.7 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
흙막이벽(우) I:SP-VA(SY390(SY40)	0.00 ~ 21.96	휨응력	140.003	317.250	O.K	
		전단응력	16.592	168.750	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관)로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.50m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		H 300x305x15/15	수평간격 :	2.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-B:750x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(SS400)	-	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
	H 300x305x15/15(SS400)	2.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x9(SS400)	2.50m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(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	315	390
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 20$ 210	$0 < \ell/r \le 15$ 285	$0 < \ell/r \le 14$ 315	$0 < \ell/r \le 18$ 390
		$20 < \ell/r \le 93$ $210 - 1.3(\ell/r - 20)$	$15 < \ell/r \le 80$ $285 - 2.0(\ell/r - 15)$	$14 < \ell/r \le 76$ $315 - 2.3(\ell/r - 14)$	$18 < \ell/r \le 67$ $390 - 3.3(\ell/r - 18)$
		$93 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$76 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,500+(\ell/r)^2}$	$67 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압 축 응 력	인장연 (순단면)	210	285	315	390
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.5$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.5$ 315	$\ell/b \le 5.0$ 390
		$4.5 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.6(\ell/b-4.5)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.7(\ell/b-4.0)$	$3.5 < \ell/b \le 27$ $315 - 6.6(\ell/b-3.5)$	$5.0 < \ell/b \le 25$ $390 - 9.9(\ell/b-4.5)$
전단응력 (총단면)		120	165	180	225
지압응력		315	420	465	585
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 압 축 응 력	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 210x1.5=315 260x1.5=390	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	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

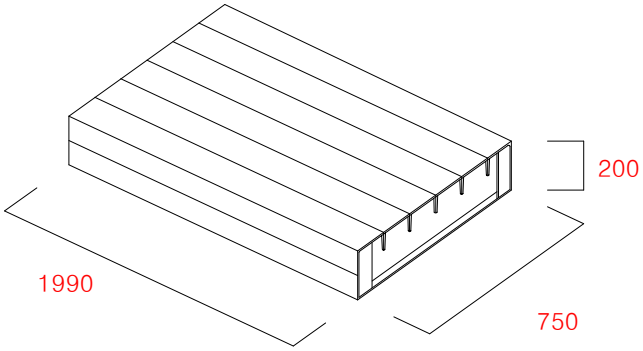
가. midas GeoX V 4.5.0
나. 탄소성법
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64130000
A (mm^2)	13806
Z_x (mm^3)	443000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

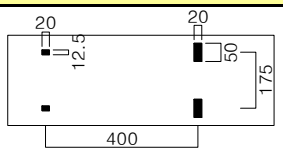
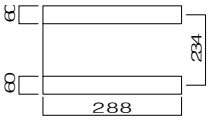
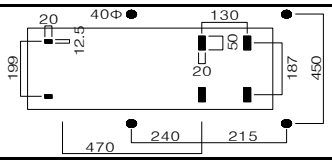
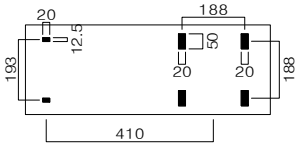
가. 고정하중

w_d = 2.800 × 1 / 1.990

= 1.407 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

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

$$= \frac{1.407 \times \text{###}^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.455 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

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

$$= \frac{1.407 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.800 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.455 × 1000000.000 / 443000 = 199.674 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.800 × 1000.000 / 13806 = 12.878 MPa

4.4 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	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 199.674 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 12.878 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

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

$$= \frac{5.000 \times 1.407 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 64130000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 64130000}$$

= 0.0213336 + 2.150

= 2.172 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

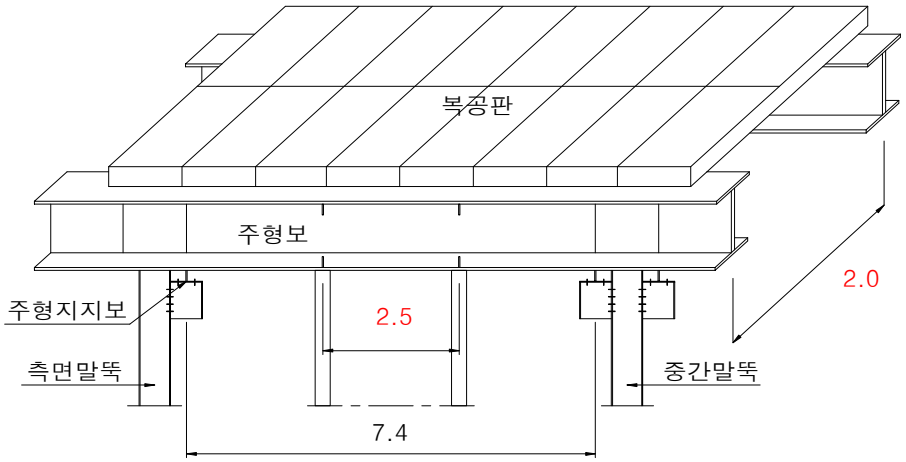
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 2.172 mm ---> O.K

5.주형보 설계

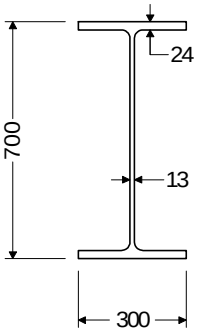
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 7.400 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1814.2
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 = 3.733 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.814 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.698 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.698 \times 7.400 \times 7.400 / 8 = 39.000$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.698 \times 7.400 / 2 = 21.081$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 7.400)

= 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

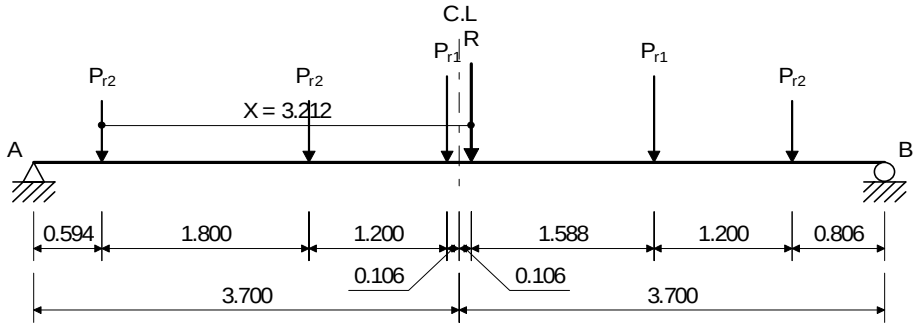
(3) 전륜하중

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

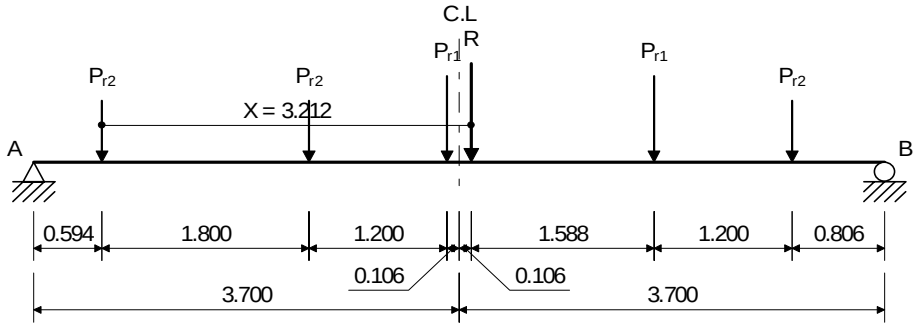
= 530.400 kN

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 6.806 + Pr2 x 5.006 + Pr1 x 3.806 + Pr1 x 2.006 + Pr2 x 0.806) / L

= (93.600 x 6.806 + 93.600 x 5.006 + 124.800 x 3.806 + 124.800 x 2.006 + 93.600 x 0.806) / 7.400

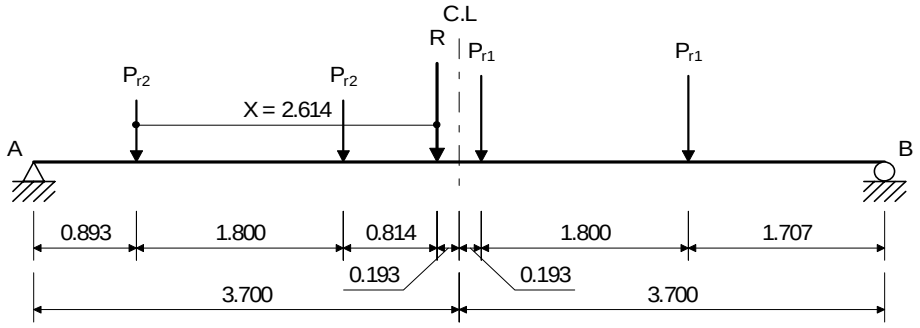
= 257.611 kN

M_l = (Ra x 3.594 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (257.611 x 3.594 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 532.764 kN·m

② 2 차선 재하시 (후륜하중)

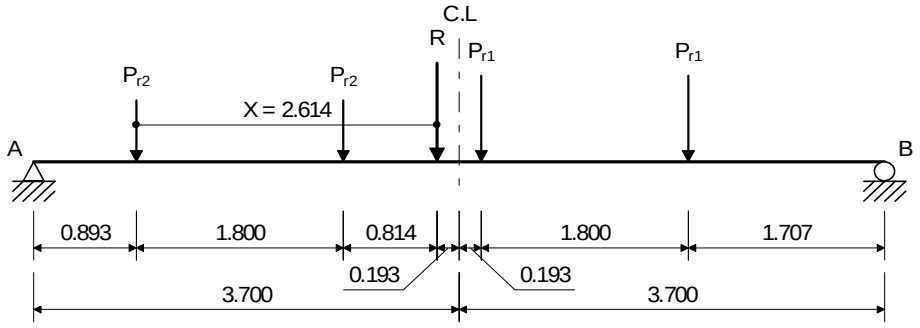


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

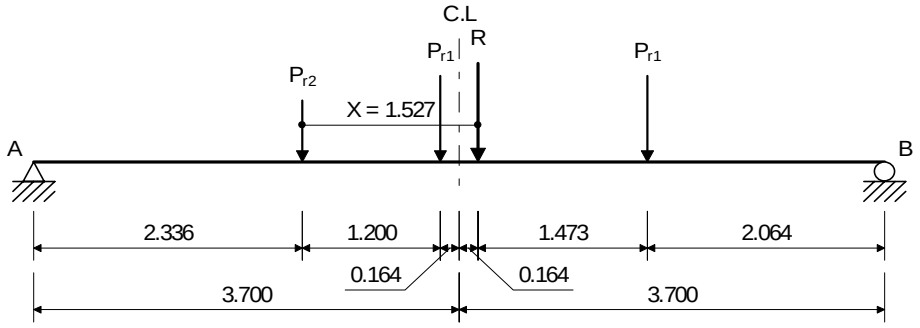
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 6.507 + Pr2 x 4.707 + Pr1 x 3.507 + Pr1 x 1.707) / L
= (93.600 x 6.507 + 93.600 x 4.707 + 124.800 x 3.507 + 124.800 x 1.707) / 7.400
= 229.784 kN

M_l = (Ra x 3.893 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (229.784 x 3.893 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 501.395 kN·m

③ 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

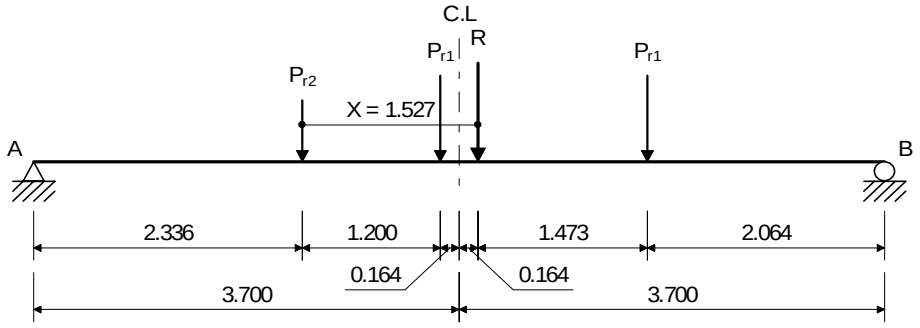


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

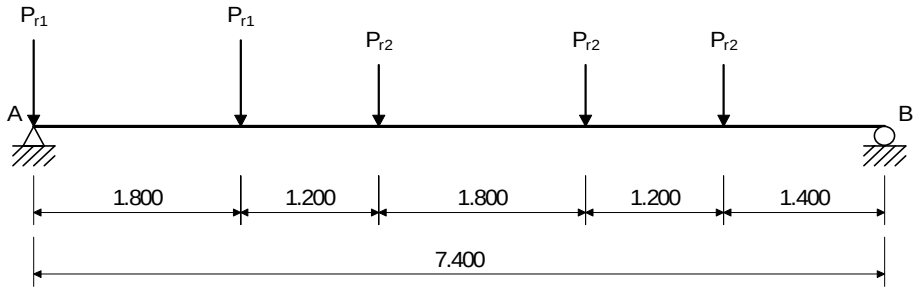


R_a = (Pr2 x 5.064 + Pr1 x 3.864 + Pr1 x 2.064) / L
= (93.600 x 5.064 + 124.800 x 3.864 + 124.800 x 2.064) / 7.400
= 164.011 kN

M_l = (Ra x 3.536 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (164.011 x 3.536 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 467.682 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① **2.5** 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 7.400 + Pr1 x 5.600 + Pr2 x 4.400 + Pr2 x 2.600 + Pr2 x 1.400) / L

= (124.800 x 7.400 + 124.800 x 5.600 + 93.600 x 4.400 + 93.600 x 2.600 + 93.600 x 1.400) / 7.400

= 325.492 kN

S_l = 325.492 x 1.00 = 325.492 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 39.000 + 532.764 = 571.763 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 21.081 + 325.492 = 346.573 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 571.763 x 1000000 / 5760000.0 = 99.264 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 346.573 x 1000 / 8476 = 40.889 MPa

5.4 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (99.264 + 99.264) / 99.264

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 99.264 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 40.889 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

$M = M_{l\,max} / (1+i) = 532.764 / 1.300 = 409.818$ kN·m

$w = 8 \times M / L^2 = 8 \times 409.818 / (7.40 \times 7.40) = 59.871$ kN/m

$\delta_l = 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_x)$

$= 5 \times 59.871 \times 7400.0^{\,4} / (384 \times 210000 \times 2010000000)$

$= 5.538$ mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (7400.0 / 400 , 25)

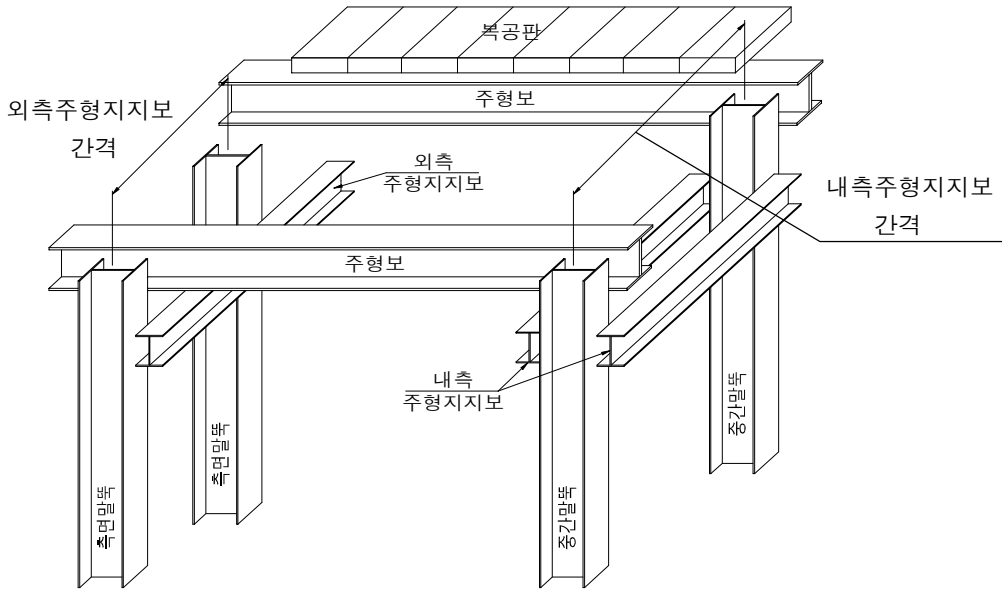
= 18.500 mm > δ_l = 5.538 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(측벽)

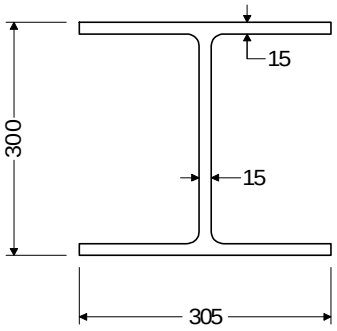
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 2.00 m

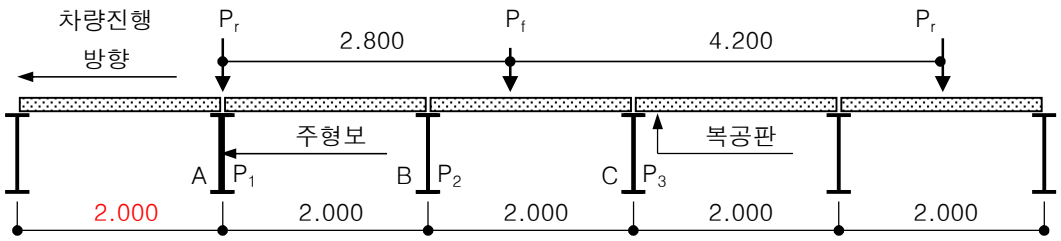


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

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



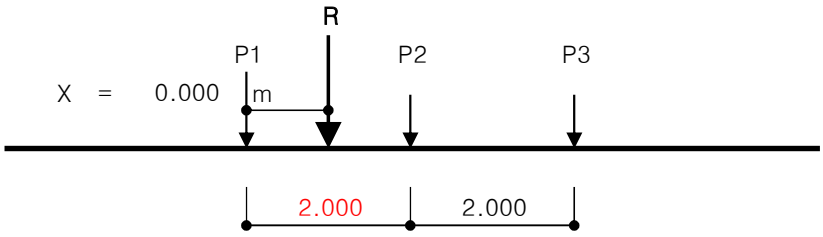
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 21.081 + 325.492 = 346.573 kN

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

= 21.081 + 81.373 x 1.200 / 2.000 = 69.905 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

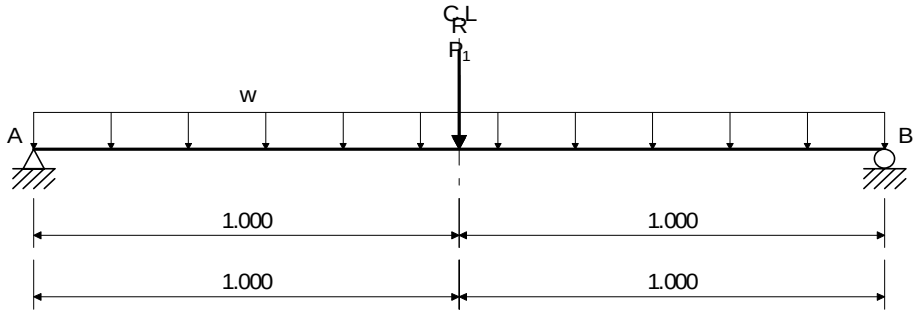


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

$R = P_1$
$= 346.573$
$= 346.573$ kN

$X = (0.000) / R$
$= (0.000) / 346.573$
$= 0.000$ m

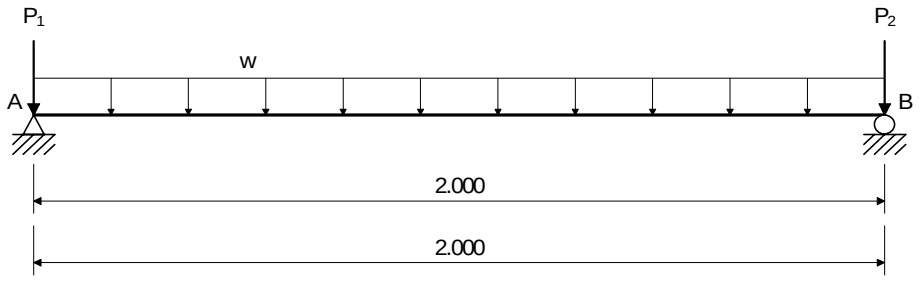
② 최대 휨모멘트



$R_a = (P_1 \times 1.000) / L$
$= (346.573 \times 1.000) / 2.000$
$= 173.286$ kN

$M_{max} = (Ra \times 1.000) + w \times L^2 / 8$
$= (173.286 \times 1.000) + 1.038 \times 2.00^2 / 8$
$= 173.805$ kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 2.000 + P_2 x 0.000) / L
= (346.573 x 2.000 + 69.905 x 0.000) / 2.000
= 346.573 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 346.573 + 1.038 x 2.00 / 2
= 347.610 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 173.805 x 1000000 / 1440000.0 = 120.698 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 347.610 x 1000 / 4050 = 85.830 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (120.698 + 120.698) / 120.698
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305
= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))
= 182.334 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 120.698 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 85.830 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (347610 + 18500)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

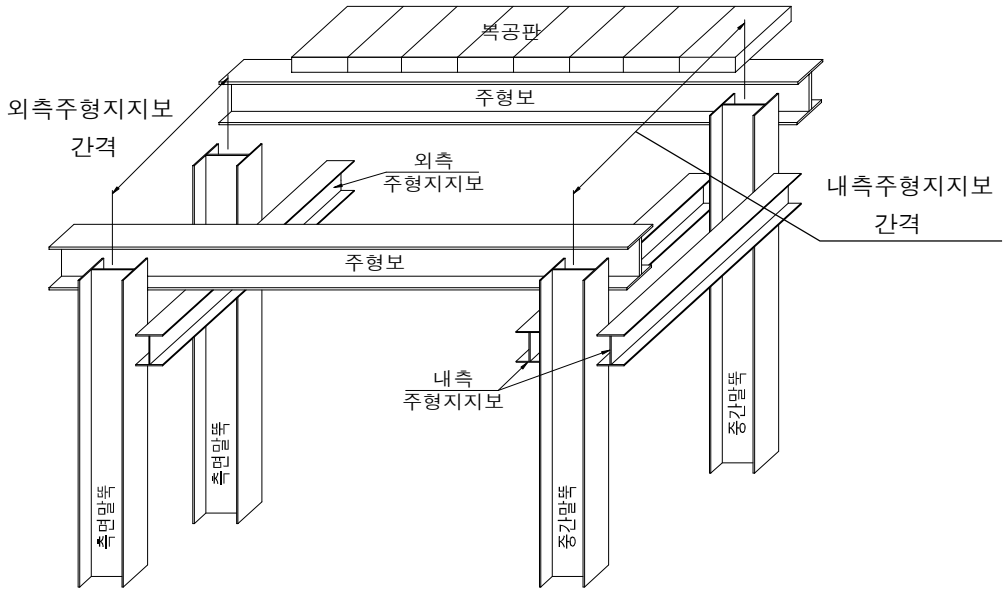
= 4.80 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.80 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(중앙)

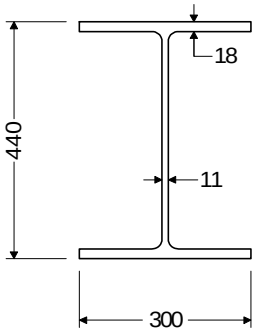
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

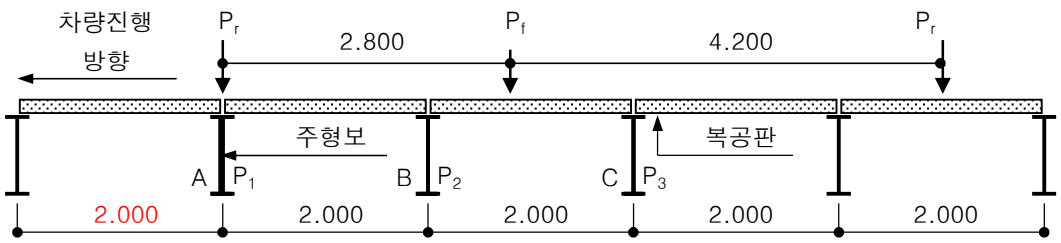


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

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



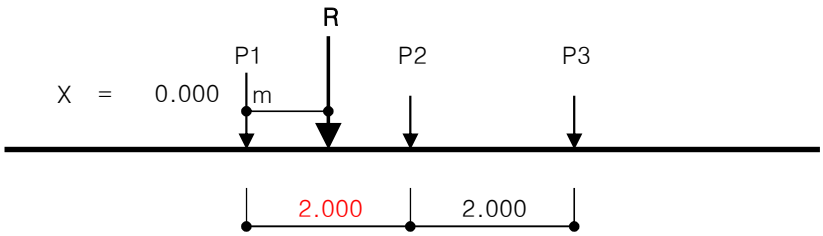
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)
= 21.081 + 325.492 = 346.573 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000
= 21.081 + 81.373 x 1.200 / 2.000 = 69.905 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

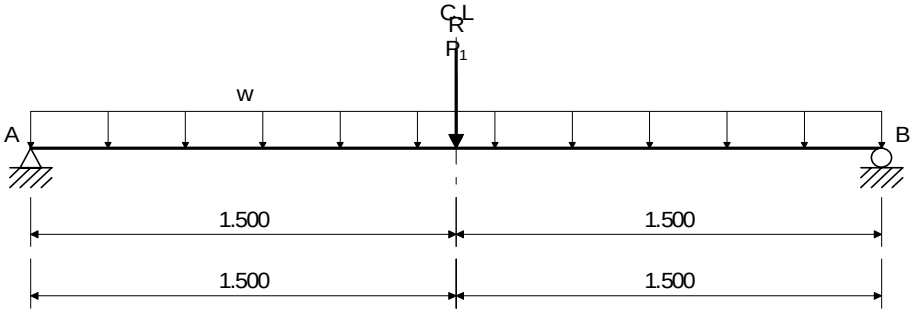


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 346.573
= 346.573 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 346.573
= 0.000 m

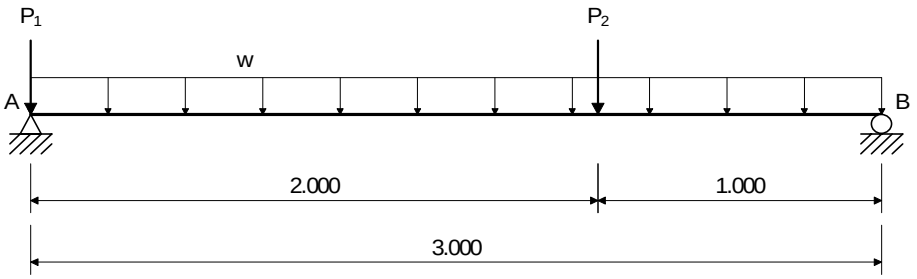
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.500) / L
= (346.573 x 1.500) / 3.000
= 173.286 kN

M_{max} = (Ra x 1.500) + w x L^2 / 8
= (173.286 x 1.500) + 1.212 x 3.00^2 / 8
= 261.293 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (346.573 x 3.000 + 69.905 x 1.000) / 3.000
= 369.874 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 369.874 + 1.212 x 3.00 / 2
= 371.692 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 261.293 x 1000000 / 2550000.0 = 102.468 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 371.692 x 1000 / 4444 = 83.639 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (102.468 + 102.468) / 102.468
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))

= 171.180 MPa

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

= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 102.468 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 83.639 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (371692 + 18500)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

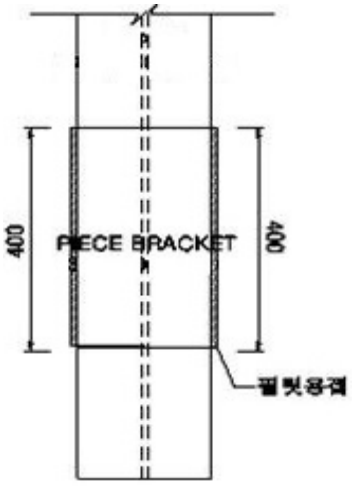
= 5.11 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 5.11 ea ---> O.K

자. 브라켓 필릿용접검토

▶ 전단응력

$$\tau = \frac{P}{\sum a \times l} = \frac{390.192 \times 10^3}{10.61 \times 800} = 45.99 \text{ MPa}$$



(1) ∑ a (목두께) = a : 모재 두께 (브라켓 H-pile의 Flange)

→ 0.707 × a = 0.707 × 15 = 10.605

(2) l : 유효길이 (브라켓 길이=400mm)

→ 400 + 400 = 800

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80 = 108.0 MPa

→ 모재의 전 강도의 75%이상 갖도록 설계 (도로교설계기준 P.176 3.5.1.1)

τ_a = 108.000 x 0.75

= 81.000 MPa

∴ τ < τa = 45.99 < 81.00 ---> O.K

7.지보재 설계

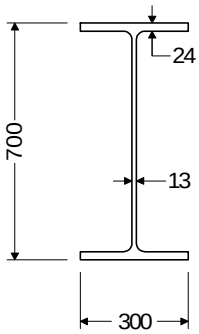
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 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} = 39.514 kN/m ---> 주형보 (CS3 : 굴착 3.037 m)
= 39.514 x 2.00 / 1 단
= 79.028 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 79.028 + 120.0 = 199.028 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 5760000.0 = 5.942 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 199.028 x 1000 / 23550 = 8.451 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 18.500 x 1000 / 8476 = 2.183 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.550

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (14.393 − 2.509) / 14.393

= 0.826

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 7400 / 293

25.256 ---> 20 < Lx/Rx ≤ 93 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (25.256 − 20))

= 183.040 MPa

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

= 183.040 MPa

L_y / R_y = 7400 / 67.8

109.145 ---> 93 < Ly/Ry 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (6700 + 109.145²)

= 87.038 MPa

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

= 87.038 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 87.038 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 7400 / 300

= 24.667 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (24.667 − 4.5))

= 123.660 MPa

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

= 123.660 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (25.256)²

= 2539.726 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 87.038 MPa > f_c = 8.451 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 123.660 MPa > f_b = 5.942 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 2.183 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{8.451}{87.038} + \frac{5.942}{123.660 \times (1 - (8.451 / 2539.726))}$$

$$= 0.145 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 8.451 + \frac{5.942}{1 - (8.451 / 2539.726)}$$

$$= 14.413 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.145 , 0.076)

= 0.145 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{14.393}{87.038} + \left\{ \frac{2.183}{108.000} \right\}^2$$

$$= 0.166 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

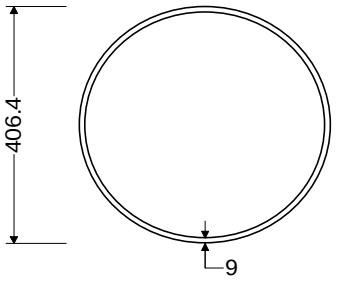
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 118.480 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 5.037 m)
= 118.480 x 2.50 / 1 단
= 296.200 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 296.200 + 120.0 = 416.200 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 1092000.0 = 31.342 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 416.200 x 1000 / 11236.2 = 37.041 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{18.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 3.292 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.092 x 9)

= 20.682 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.092

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (68.383 − 5.699) / 68.383

= 0.917 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 7400 / 140.5

52.669 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (52.669 − 20))

= 151.953 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 151.953 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (52.669)^2

= 583.988 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 151.953 MPa > f_c = 37.041 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 31.342 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 3.292 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{37.041}{151.953} + \frac{31.342}{189.000 \times (1 - (37.041 / 583.988))}$$

$$= 0.421 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 37.041 + \frac{31.342}{1 - (37.041 / 583.988)}$$

$$= 70.505 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.421 , 0.373)

= 0.421 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{68.383}{151.953} + \left\{ \frac{3.292}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.451 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

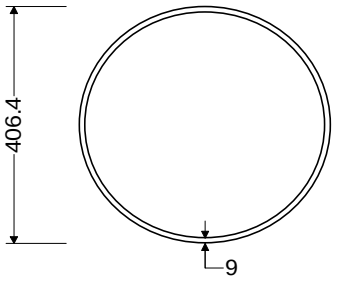
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 137.320 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 7.037 m)
= 137.320 x 2.50 / 1 단
= 343.299 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 343.299 + 120.0 = 463.299 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 1092000.0 = 31.342 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 463.299 x 1000 / 11236.2 = 41.233 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{18.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 3.292 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.086 x 9)

= 20.783 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.086

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (72.574 − 9.891) / 72.574

= 0.864 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 7400 / 140.5

52.669 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (52.669 − 20))

= 151.953 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 151.953 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (52.669)^2

= 583.988 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 151.953 MPa > f_c = 41.233 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 31.342 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 3.292 MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{41.233}{151.953} + \dfrac{31.342}{189.000 \times (1 - (41.233 / 583.988))}$

= 0.450 < 1.0 ---> O.K

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

$$= 41.233 + \frac{31.342}{1 - (41.233 / 583.988)}$$

$$= 74.955 < f_{cal} = 189.000 \quad ---> \quad O.K$$

∴ 안전율 = Max.(0.450 , 0.397)
= 0.450 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{72.574}{151.953} + \left\{ \frac{3.292}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.479 < 1.0 \quad ---> \quad O.K$$

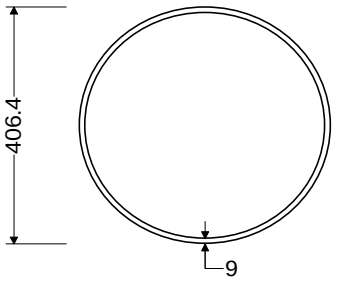
7.4 Strut 설계 (강관버팀보-3단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 157.391 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 9.037 m)
= 157.391 x 2.50 / 1 단
= 393.477 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 393.477 + 120.0 = 513.477 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN
(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x$ = 34.225 x 1000000 / 1092000.0 = 31.342 MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A$ = 513.477 x 1000 / 11236.2 = 45.698 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 3.292 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

r/(α · t) = 203.2 / (1.081 x 9)
= 20.879 ---> r/(αt) ≤ 50 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10
= 1.081

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (77.040 − 14.357) / 77.040
= 0.814 (0 ≤ Φ ≤ 2)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000
= 189.000 MPa

L / R = 7400 / 140.5
52.669 ---> 20 < L/R ≤ 93 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (52.669 − 20))
= 151.953 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}
= 151.953 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (52.669)^2
= 583.988 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> r/t ≤ 125 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578²)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 151.953 MPa > f_c = 45.698 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 31.342 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 3.292 MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{45.698}{151.953} + \dfrac{31.342}{189.000 \times (1 - (45.698 / 583.988))}$

= 0.481 < 1.0 ---> O.K

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

$= 45.698 + \dfrac{31.342}{1 - (45.698 / 583.988)}$

= 79.701 < f_{cal} = 189.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.481 , 0.422)

= 0.481 < 1.0 ---> O.K

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

$= \dfrac{77.040}{151.953} + \left\{ \dfrac{3.292}{106.692} \right\}^2$

= 0.508 < 1.0 ---> O.K

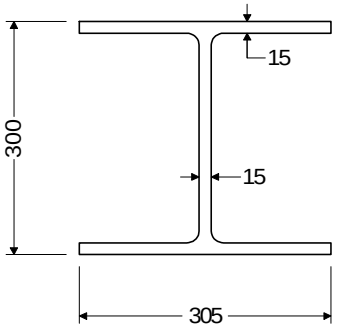
7.5 Strut 설계 (H형강버팀보-4단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 423.989 kN/m ---> H형강버팀보-4단 (CS21 : 해체6)
= 423.989 x 2.00 / 1 단
= 847.978 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 847.978 + 120.0 = 967.978 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 1440000.0 = 23.767 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 967.978 x 1000 / 13480 = 71.808 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 18.500 x 1000 / 4050 = 4.568 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.6i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 1.225

Φ = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (95.576 − 48.041) / 95.576

= 0.497

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 7400 / 126

58.730 ---> $20 < Lx/Rx \le 93$ 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (58.730 − 20))

= 145.080 MPa

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

= 145.080 MPa

L_y / R_y = 7400 / 72.6

101.928 ---> $93 < Ly/Ry$ 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (6700 + 101.928^2)

= 94.796 MPa

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

= 94.796 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 94.796 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 7400 / 305

= 24.262 ---> $4.5 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (24.262 − 4.5))

= 124.970 MPa

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

= 124.970 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (58.730)^2

= 469.670 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 94.796 MPa > f_c = 71.808 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 124.970 MPa > f_b = 23.767 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 4.568 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{71.808}{94.796} + \frac{23.767}{124.970 \times (1 - (71.808 / 469.670))}$$

$$= 0.982 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 71.808 + \frac{23.767}{1 - (71.808 / 469.670)}$$

$$= 99.865 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.982 , 0.528)

= 0.982 < 1.0 ---> O.K

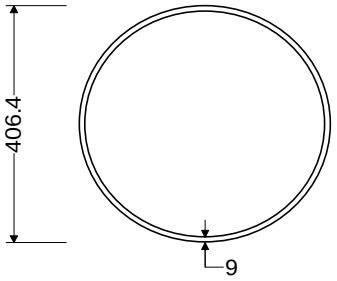
7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 320.720 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS16 : 해체1)

= 320.720 x 2.50 / 1 단

= 801.800 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 801.800 + 120.0 = 921.800 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 1092000.0 = 31.342 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 921.800 x 1000 / 11236.2 = 82.038 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{18.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 3.292 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

r/(α · t) = 203.2 / (1.055 x 9)
= 21.395 ---> r/(αt) ≤ 50 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10
= 1.055

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (113.380 − 50.697) / 113.380
= 0.553 (0 ≤ Φ ≤ 2)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000
= 189.000 MPa

L / R = 7400 / 140.5
52.669 ---> 20 < L/R ≤ 93 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (52.669 − 20))
= 151.953 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}
= 151.953 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (52.669)^2
= 583.988 MPa

▶ 허용전단응력

$r / t = 203.2 / 9$

$= 22.578$ ---> r/t ≤ 125 이므로

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times (80 - 0.0019 \times 22.578^2)$

$= 106.692$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 151.953$ MPa > $f_c = 82.038$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 189.000$ MPa > $f_b = 31.342$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 106.692$ MPa > $\tau = 3.292$ MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{82.038}{151.953} + \dfrac{31.342}{189.000 \times (1 - (82.038 / 583.988))}$

$= 0.733 < 1.0$ ---> O.K

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

$= 82.038 + \dfrac{31.342}{1 - (82.038 / 583.988)}$

$= 118.502 < f_{cal} = 189.000$ ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.733 , 0.627)

= 0.733 < 1.0 ---> O.K

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

$= \dfrac{113.380}{151.953} + \left\{ \dfrac{3.292}{106.692} \right\}^2$

$= 0.747 < 1.0$ ---> O.K

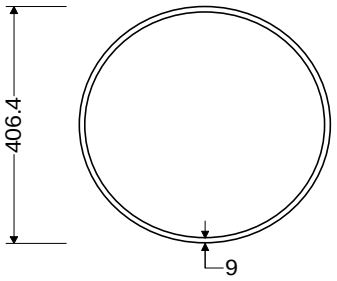
7.7 Strut 설계 (강관버팀보-6단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 129.389 kN/m ---> 강관버팀보-6단 (CS15 : 굴착 12.964 m)
= 129.389 x 2.50 / 1 단
= 323.472 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 323.472 + 120.0 = 443.472 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 \times 1000000 / 1092000.0 = 31.342$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 443.472 \times 1000 / 11236.2 = 39.468$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 3.292$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.089 x 9)

= 20.742 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.089

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (70.810 − 8.127) / 70.810

= 0.885 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 7400 / 140.5

52.669 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (52.669 − 20))

= 151.953 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 151.953 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (52.669)^2

= 583.988 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 151.953 MPa > f_c = 39.468 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 31.342 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 3.292 MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{39.468}{151.953} + \dfrac{31.342}{189.000 \times (1 - (39.468 / 583.988))}$

= 0.438 < 1.0 ---> O.K

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

$$= 39.468 + \frac{31.342}{1 - (39.468 / 583.988)}$$

$$= 73.081 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.438 , 0.387)

= 0.438 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{70.810}{151.953} + \left\{ \frac{3.292}{106.692} \right\}^2$$

= 0.467 < 1.0 ---> O.K

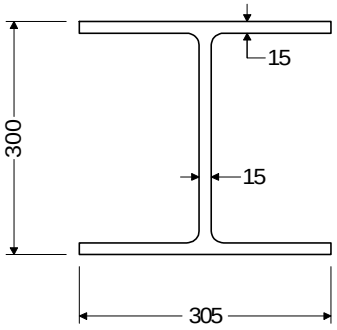
8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

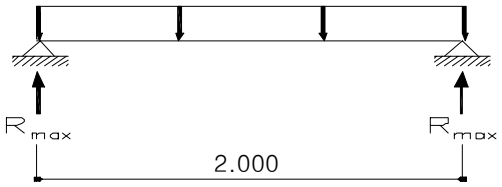
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 39.514 kN/m ---> 주형보 (CS3 : 굴착 3.037 m)

P = 39.514 × 2.00 m / 1 ea = 79.028 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 79.028 / (13 × 2.000)
= 36.475 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 36.475 × 2.000^2 / 8
= 18.237 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 36.475 × 2.000 / 12
= 42.554 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 18.237 x 1000000 / 1440000.0 = 12.665 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 42.554 x 1000 / 4050 = 10.507 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (12.665 + 12.665) / 12.665$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

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

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 12.665 MPa ---> O.K

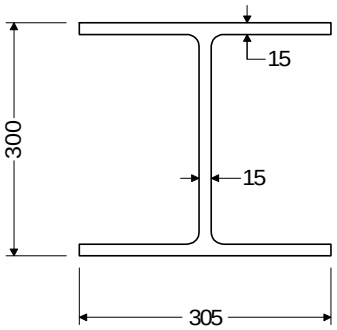
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 10.507 MPa ---> O.K

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

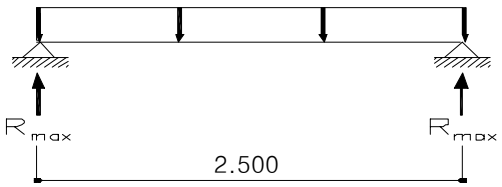
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 118.480 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 5.037 m)

$P = 118.480 \times 2.50\ m / 1\ ea = 296.200\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 296.200 / (13 \times 2.500)$
$= 109.366\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 109.366 \times 2.500^{2} / 8$
$= 85.442\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 109.366 \times 2.500 / 12$
$= 159.492\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 85.442 \times 1000000 / 1440000.0 = 59.335$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 159.492 \times 1000 / 4050 = 39.381$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (59.335 + 59.335) / 59.335$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305
= 8.197 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.197 − 4.5))
= 177.023 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
= 177.023 MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 177.023$ MPa > $f_b = 59.335$ MPa ---> O.K

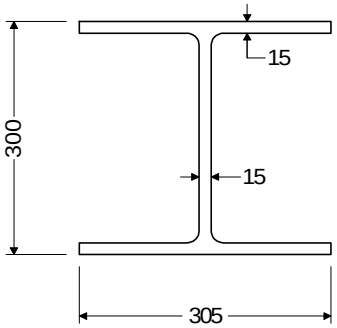
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 39.381$ MPa ---> O.K

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

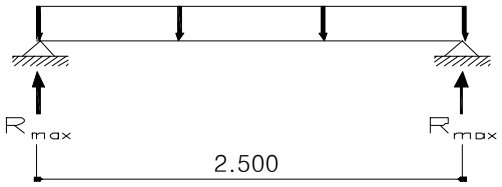
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 137.320 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 7.037 m)

P = 137.320 × 2.50 m / 1 ea = 343.299 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 343.299 / (13 × 2.500)
= 126.757 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 126.757 × 2.500^2 / 8
= 99.029 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 126.757 × 2.500 / 12
= 184.854 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 99.029 x 1000000 / 1440000.0 = 68.770 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 184.854 x 1000 / 4050 = 45.643 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (68.770 + 68.770) / 68.770$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.197 − 4.5))

= 177.023 MPa

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

= 177.023 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 177.023 MPa > f_b = 68.770 MPa ---> O.K

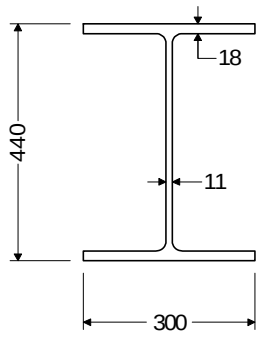
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 45.643 MPa ---> O.K

8.4 강관버팀보-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

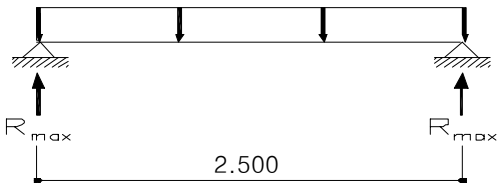
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 157.391 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 9.037 m)

$P = 157.391 \times 2.50\ m / 1\ ea = 393.477\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 393.477 / (13 \times 2.500)$
$= 145.284\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 145.284 \times 2.500^2 / 8$
$= 113.503\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 145.284 \times 2.500 / 12$
$= 211.872\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 113.503 \times 1000000 / 2550000.0 = 44.511$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 211.872 \times 1000 / 4444 = 47.676$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (44.511 + 44.511) / 44.511$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300
= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))
= 176.580 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag}, f_{cal})$
= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 176.580$ MPa > $f_b = 44.511$ MPa ---> O.K

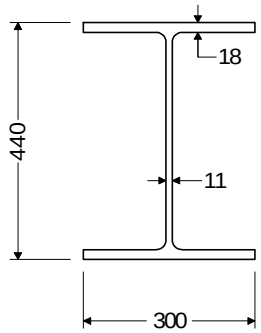
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 47.676$ MPa ---> O.K

8.5 H형강버팀보-4단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

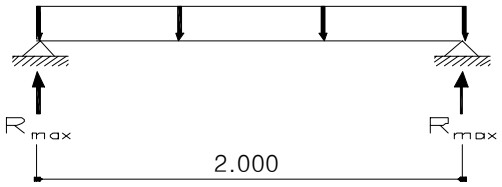
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 423.989 kN/m ---> H형강버팀보-4단 (CS21 : 해체6)

P = 423.989 × 2.00 m / 1 ea = 847.978 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 847.978 / (13 × 2.000)
= 391.374 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 391.374 × 2.000 ^{2} / 8
= 195.687 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 391.374 × 2.000 / 12
= 456.603 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 195.687 x 1000000 / 2550000.0 = 76.740 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 456.603 x 1000 / 4444 = 102.746 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (76.740 + 76.740) / 76.740$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 300

= 6.667 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.667 − 4.5))

= 181.980 MPa

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

= 181.980 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 181.980 MPa > f_b = 76.740 MPa ---> O.K

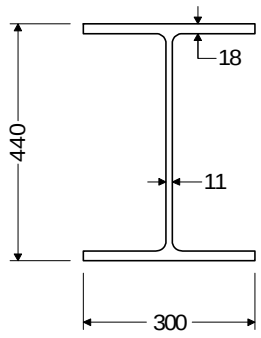
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 102.746 MPa ---> O.K

8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

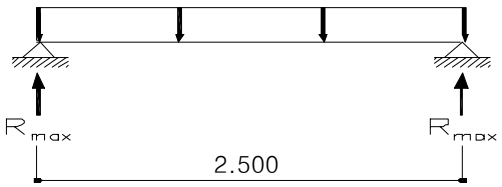
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 320.720 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS16 : 해체1)

$P = 320.720 \times 2.50\ m / 1\ ea = 801.800\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 801.800 / (13 \times 2.500)$
$= 296.049\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 296.049 \times 2.500^{2} / 8$
$= 231.289\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 296.049 \times 2.500 / 12$
$= 431.739\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 231.289 \times 1000000 / 2550000.0 = 90.701$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 431.739 \times 1000 / 4444 = 97.151$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$t = 18.000$ ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 0.9 \times 140$
$= 189.000$ MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (90.701 + 90.701) / 90.701$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 2500 / 300$
$= 8.333$ ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

$f_{bag} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (8.333 - 4.5))$
$= 176.580$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
$= 176.580$ MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
$= 108.000$ MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 176.580$ MPa > $f_b = 90.701$ MPa ---> O.K

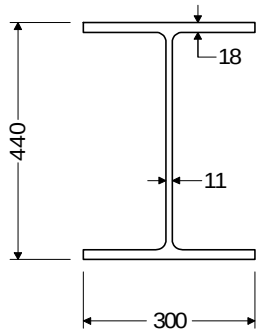
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 97.151$ MPa ---> O.K

8.7 강관버팀보-6단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

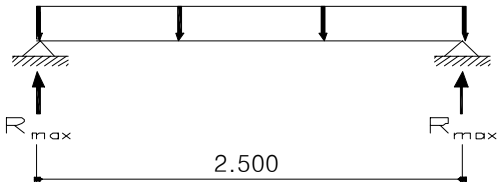
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 129.389 kN/m ---> 강관버팀보-6단 (CS15 : 굴착 12.964 m)

P = 129.389 × 2.50 m / 1 ea = 323.472 kN

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

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

$= 12 \times 323.472 / (13 \times 2.500)$

$= 119.436$ kN/m

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

$= 119.436 \times 2.500^2 / 8$

$= 93.309$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$

$= 7 \times 119.436 \times 2.500 / 12$

$= 174.177$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 93.309 \times 1000000 / 2550000.0 = 36.592$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 174.177 \times 1000 / 4444 = 39.194$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> $b/(39.6i) \le t$ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (36.592 + 36.592) / 36.592$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> $4.5 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 36.592 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 39.194 MPa ---> O.K

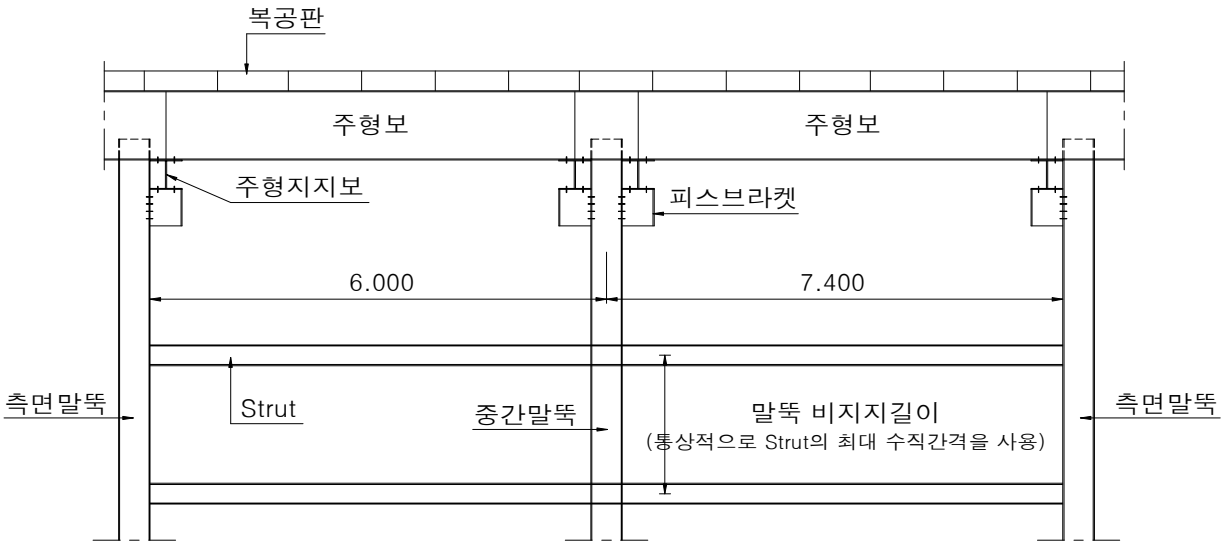
9.중간말뚝 설계

9.1 설계제원

가. 계산지간 : 6.000 + 7.400 = 13.400 m

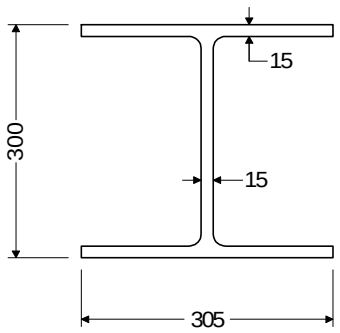
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 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
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



9.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 29.610 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 4.722 kN

(3) 버팀보 자중 = 101.515 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 9.810 kN

ΣP_s = 146.717 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.698 x 6.000) / 2 = 17.093 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.698 x 7.400) / 2 = 21.081 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.000)

= 0.326 > 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

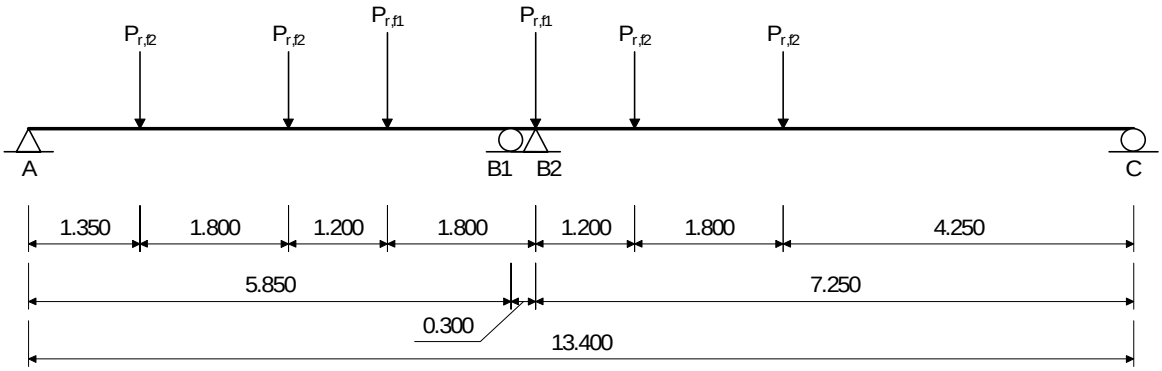
(2) 전륜하중

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 1.5 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.350 + 93.600 x 3.150 + 93.600 x 1.350) / 5.850

= 164.800 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.250 + 93.600 x 6.050 + 93.600 x 4.250) / 7.250

= 257.777 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 164.800 x 1.00 = 164.800 kN

P_{r2} = 257.777 x 1.00 = 257.777 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.350 + 23.400 x 3.150 + 23.400 x 1.350) / 5.850

= 41.200 kN

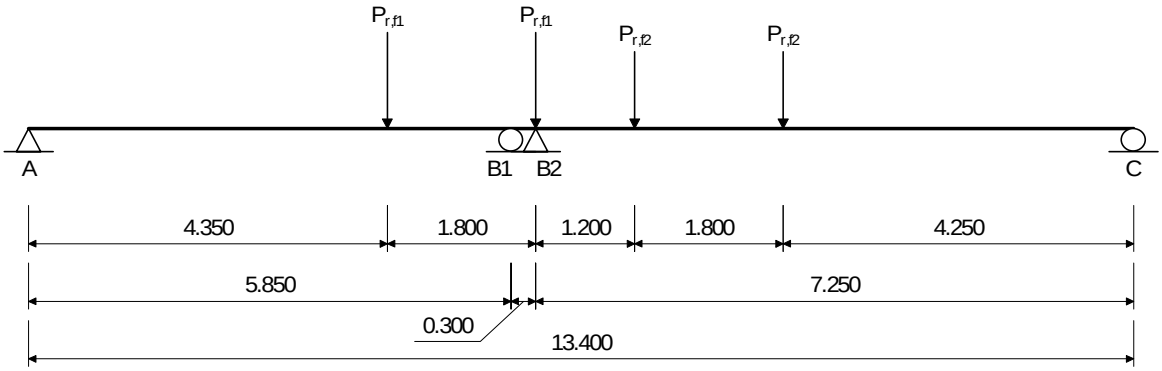
R_{B2} = (31.200 x 7.250 + 23.400 x 6.050 + 23.400 x 4.250) / 7.250

= 64.444 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 41.200 x 1.00 = 41.200 kN

P_{f2} = 64.444 x 1.00 = 64.444 kN

② 1.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.350) / 5.850
= 92.800 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.250 + 93.600 x 6.050 + 93.600 x 4.250) / 7.250
= 257.777 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 92.800 x 1.00 = 92.800 kN
P_{r2} = 257.777 x 1.00 = 257.777 kN

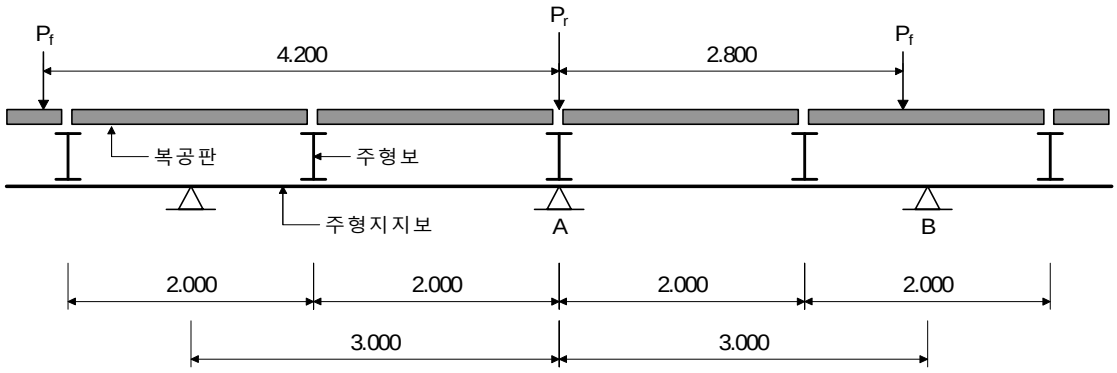
▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.350) / 5.850
= 23.200 kN

R_{B2} = (31.200 x 7.250 + 23.400 x 6.050 + 23.400 x 4.250) / 7.250
= 64.444 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 23.200 x 1.00 = 23.200 kN
P_{f2} = 64.444 x 1.00 = 64.444 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (164.800 x 3.000 + 41.200 x 0.200) / 3.000
= 167.547 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

$P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} \times 3.00 / 2.00$

$= 167.547 + 17.093 \times 3.00 / 2.00 = 193.186$ kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

$R_2 = (257.777 \times 3.000 + 64.444 \times 0.200) / 3.000$

$= 262.073$ kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

$P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} \times 3.00 / 2.00$

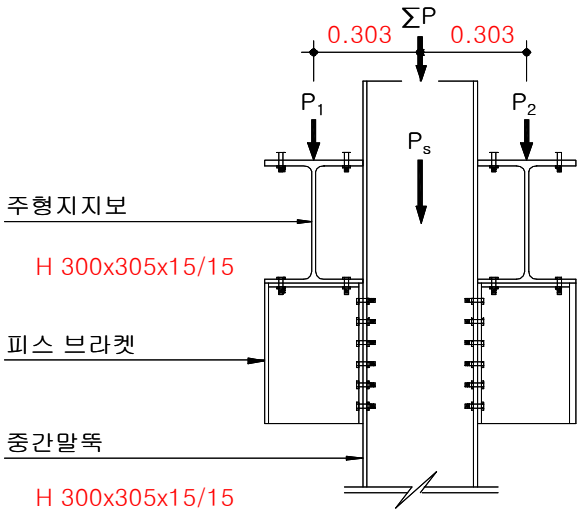
$= 262.073 + 21.081 \times 3.00 / 2.00 = 293.694$ kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P = P_1 + P_2 + P_s$

$= 193.186 + 293.694 + 146.717 = 633.597$ kN

9.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , $f_c = \sum P / A = 633.597 \times 1000 / 13480 = 47.003$ MPa

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 88.842 \times 1000000 / 1440000 = 61.696$ MPa

여기서, $M_{max} = P_2 \times e = 293.694 \times 0.303 = 88.842$ kN·m

나. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.985

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (108.699 − −14.693) / 108.699

= 1.135

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 2100 / 126

16.667 ---> Lx/Rx ≤ 20 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

L_y / R_y = 2100 / 72.6

28.926 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (28.926 − 20))

= 178.878 MPa

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

= 178.878 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 178.878 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2100 / 305

= 6.885 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.885 − 4.5))

= 181.272 MPa

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

= 181.272 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (16.667)^2

= 5832.000 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 178.878 MPa > f_c = 47.003 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 181.272 MPa > f_b = 61.696 MPa ---> O.K

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

$= \frac{47.003}{178.878} + \frac{61.696}{181.272 \times (1 - (47.003 / 5832.000))}$

$= 0.606 < 1.0$ ---> O.K

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

$= 47.003 + \frac{61.696}{1 - (47.003 / 5832.000)}$

$= 109.200 < f_{cal} = 189.000$ ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.606 , 0.578)

= 0.606 < 1.0 ---> O.K

9.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 633.60 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 25 \cdot N \cdot A_p + 0.2 \cdot N_s \cdot U \cdot L_s + 0.5 \cdot N_c \cdot U \cdot L_c$(선굴착 최종경타 공법)

여기서,

N(선단의 N치)	=	20	
N_s(선단까지의 모래층 N치 평균값)	=	20	
N_c(선단까지의 점토층 N치 평균값)	=	0	
L_s(모래층 중의 길이)	=	21.964	m
L_c(점토층 중의 길이)	=	0.000	m
A_p(H-Pile 단면적)	=	0.0915	m^2
U(파일의 둘레길이)	=	1.210	m

= 25 x 20 x 0.0915 + 0.2 x 20 x 1.210 x ###

+ 0.5 x 0 x 1.210 x 0.000

= 152.056 tonf

= 1491.16 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 1491.16 / 2.0

= 745.579 kN

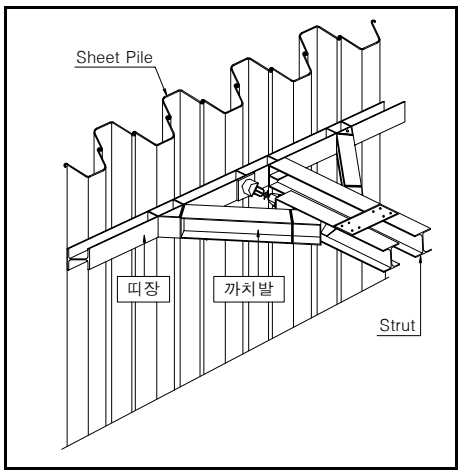
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

10. Sheet 설계

10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 21.96m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY390(SY40)
Sheet Pile Size	U:SP-VA
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	235.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	125.0
총단면적(A, mm^2)	26760.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	15600.0
$I_x(mm^4)$	630000000.0
$Z_x(mm^3)$	3150000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 248.161 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS17 : 해체2)

= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭

= 248.161 (kN·m/m) × 1.00 m = 248.161 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 258.835 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS16 : 해체1)

= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭

= 258.835 (kN/m) × 1.00 m = 258.835 kN

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

P_{max} = 주형보 반력 + 자중 및 작업하중 + 지보재 수직분력

= 173.286 kN/m + 59.562 kN/m + 0.000 kN/m

= 232.848 kN/m

= 단위폭당 최대 연직하중 × 단위폭

= 232.848 (kN/m) × 1.00 m = 232.848 kN

다. 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

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 235.0) × 0.9 = 317.25 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 125.0) × 0.9 = 168.75 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{max}}{A}$$

$$= \frac{248.161 \times 10^{6}}{0.6 \times 3150000.00} + \frac{232.848 \times 10^{3}}{26760.0} = 140.003 \text{ MPa}$$

$f_b < f_{ba}' = 317.25$ MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{258.835 \times 10^{3}}{15600.00} = 16.592 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_a' = 168.75$ MPa ---> O.K

11. 탄소성 입력 데이터

11.1 해석종류 : 탄소성보법

11.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

11.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 22.2 m, 굴착폭 = 7.4 m, 최대굴착깊이 = 12.964 m, 전모델높이 = 40 m

11.4 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	6.86	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(모래)	9.12	18.00	19.00	0.00	28.00	6	-	20000.00
3	퇴적층(자갈)	21.10	20.00	21.00	0.00	35.00	50	-	32000.00
4	풍화토	28.43	20.00	21.00	21.00	29.00	35	-	31000.00
5	풍화암	32.42	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
7	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	5	9000.00	12000.00

11.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-VA	SY390(SY40)	21.964	1

11.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.45	2	7.4	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x9	SS400	2.537	2.5	7.4	50	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x9	SS400	4.537	2.5	7.4	50	1
4	강관버팀보-3단	P 406.4x9	SS400	6.537	2.5	7.4	50	1
5	H형강버팀보-4단	H 300x305x15/15	SS400	8.537	2	7.4	50	1
6	강관버팀보-5단	P 406.4x9	SS400	10.237	2.5	7.4	50	1
7	강관버팀보-6단	P 406.4x9	SS400	11.737	2.5	7.4	50	1

11.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브	7.113	0	6.4	C27	1	-
2	기초	12.464	0	6.4	C27	1	-
3	벽체	6.4	6.613	12.964	C27	1.1	뒤채움

11.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

11.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 10.526 m, 수위차 = 12.964 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	0.95	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	3.04	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	5.04	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	7.04	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	강관버팀보-3단		-	-	-	-	X	X
9	9.04	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	H형강버팀보-4단		-	-	-	-	X	X
11	10.74	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	강관버팀보-5단		-	-	-	-	X	X
13	12.24	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	강관버팀보-6단		-	-	-	-	X	X
15	12.96	-	-	-	-	-	-	X	X
16	-		강관버팀보-6단	-	-	-	-	X	X
17	-	-	-	11.871	-	-	-	X	X
18	-		강관버팀보-5단	-	-	-	-	X	X
19	-	-	-	9.64	-	-	-	X	X
20	-	-	-	8.035	-	-	-	X	X
21	-		강관버팀보-3단	-	-	-	-	X	X
22	-	-	-	6.613	-	-	-	X	X

12. 해석 결과
12.1 전산 해석결과 집계

12.1.1 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 0.95 m	0.95	10.60	7.0	-6.78	4.0	12.99	6.0	-9.55	9.9
CS2 : 생성 주형보	0.95	10.58	7.0	-6.65	4.0	12.94	6.0	-9.53	9.9
CS3 : 굴착 3.037 m	3.04	20.70	4.0	-39.53	0.5	61.32	3.0	-22.51	9.6
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.04	14.97	7.0	-28.81	0.5	43.52	3.0	-20.66	9.6
CS5 : 굴착 5.037 m	5.04	50.48	6.5	-96.69	2.5	100.12	5.0	-42.45	9.9
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.04	44.22	6.9	-84.03	2.5	86.84	5.0	-39.17	9.9
CS7 : 굴착 7.037 m	7.04	86.27	9.0	-131.04	4.5	136.34	6.5	-69.91	10.5
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	7.04	79.42	9.0	-118.05	4.5	119.59	6.6	-65.49	10.5
CS9 : 굴착 9.037 m	9.04	92.71	10.2	-137.08	6.5	139.51	8.3	-75.94	12.2
CS10 : 생성 H형강버팀보-4단	9.04	84.72	10.2	-120.26	6.5	124.60	8.0	-71.41	11.9
CS11 : 굴착 10.737 m	10.74	82.90	8.5	-160.14	8.5	127.10	10.7	-76.44	14.9
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	10.74	79.01	8.5	-144.70	8.5	114.13	10.7	-72.39	14.9
CS13 : 굴착 12.237 m	12.24	108.87	8.5	-189.26	10.2	176.42	12.6	-98.79	16.8
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	12.24	106.18	8.5	-173.07	10.2	165.12	12.6	-95.16	16.8
CS15 : 굴착 12.964 m	12.96	108.87	8.5	-175.95	11.7	189.09	13.4	-106.46	18.2
CS16 : 해체1	12.96	127.94	8.5	-258.83	10.2	248.11	13.0	-140.79	10.2
CS17 : 해체2	12.96	127.94	8.5	-258.80	10.2	248.16	13.0	-140.79	10.2
CS18 : 해체3	12.96	150.52	8.5	-240.64	8.5	179.46	11.7	-194.04	8.5
CS19 : 해체4	12.96	150.53	8.5	-240.69	8.5	179.59	11.7	-194.08	8.5
CS20 : 해체5	12.96	150.53	8.5	-240.69	8.5	179.59	11.7	-194.08	8.5
CS21 : 해체6	12.96	179.31	8.5	-244.68	8.5	177.56	11.7	-211.18	8.5
CS22 : 해체7	12.96	179.31	8.5	-244.68	8.5	177.55	11.7	-211.18	8.5
TOTAL		179.31	8.5	-258.83	10.2	248.16	13.0	-211.18	8.5

12.1.2 지보재 반력 집계

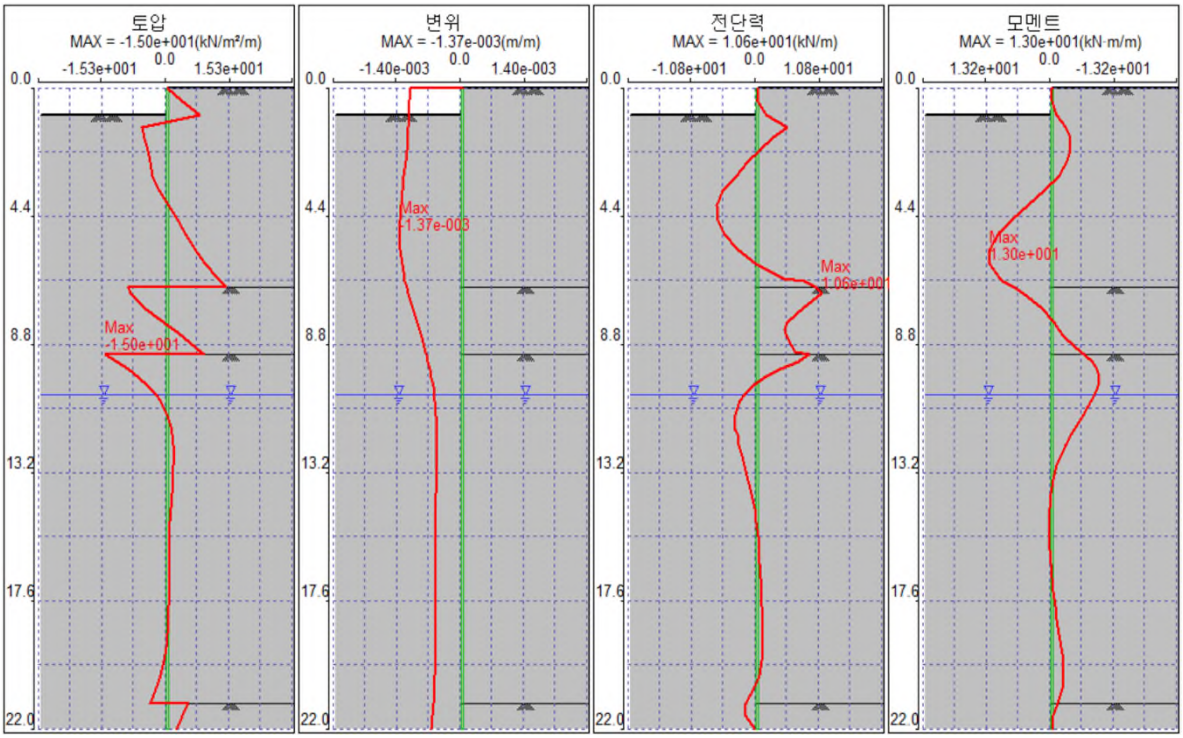
* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단	강관버팀보-3단	H형강버팀보-4단
		0.45 (m)	2.537 (m)	4.537 (m)	6.537 (m)	8.537 (m)
CS1 : 굴착 0.95 m	0.95	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	0.95	-0.01	-	-	-	-
CS3 : 굴착 3.037 m	3.04	39.51	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.04	28.79	20.00	-	-	-
CS5 : 굴착 5.037 m	5.04	2.86	118.48	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.04	6.91	101.78	20.00	-	-
CS7 : 굴착 7.037 m	7.04	-7.47	94.95	137.32	-	-
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	7.04	-5.60	95.55	121.88	20.00	-
CS9 : 굴착 9.037 m	9.04	-5.79	79.40	112.69	157.39	-
CS10 : 생성 H형강버팀보-4단	9.04	-5.74	81.72	113.80	137.09	25.00
CS11 : 굴착 10.737 m	10.74	-3.41	79.38	92.44	105.54	243.04
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	10.74	-3.59	79.61	94.17	107.64	223.71
CS13 : 굴착 12.237 m	12.24	-2.87	80.93	88.95	81.02	207.55
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	12.24	-2.94	80.85	89.50	83.31	207.25
CS15 : 굴착 12.964 m	12.96	-2.96	81.34	90.01	79.66	185.98
CS16 : 해체1	12.96	-2.46	82.01	86.21	63.26	185.18
CS17 : 해체2	12.96	-2.46	82.01	86.21	63.27	185.17
CS18 : 해체3	12.96	-0.98	78.86	71.55	56.99	391.16
CS19 : 해체4	12.96	-0.98	78.86	71.54	56.99	391.22
CS20 : 해체5	12.96	-0.98	78.86	71.54	56.99	391.22
CS21 : 해체6	12.96	-4.46	79.58	101.54	-	423.99
CS22 : 해체7	12.96	-4.46	79.58	101.54	-	423.99
TOTAL		39.51	118.48	137.32	157.39	423.99

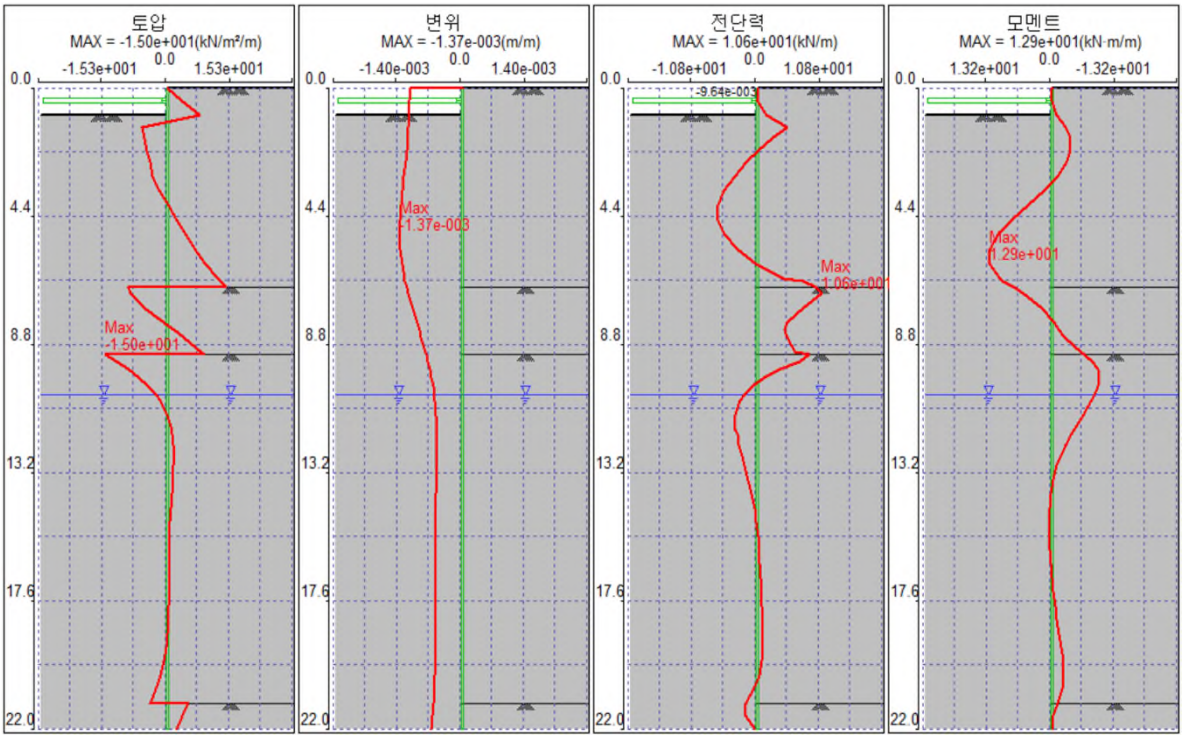
시공단계	굴착 깊이	강관버팀보-5단	강관버팀보-6단			
		10.237 (m)	11.737 (m)			
CS1 : 굴착 0.95 m	0.95	-	-			
CS2 : 생성 주형보	0.95	-	-			
CS3 : 굴착 3.037 m	3.04	-	-			
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.04	-	-			
CS5 : 굴착 5.037 m	5.04	-	-			
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	5.04	-	-			
CS7 : 굴착 7.037 m	7.04	-	-			
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	7.04	-	-			
CS9 : 굴착 9.037 m	9.04	-	-			
CS10 : 생성 H형강버팀보-4단	9.04	-	-			
CS11 : 굴착 10.737 m	10.74	-	-			
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	10.74	20.00	-			
CS13 : 굴착 12.237 m	12.24	209.74	-			
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	12.24	191.16	20.00			
CS15 : 굴착 12.964 m	12.96	191.57	129.39			
CS16 : 해체1	12.96	320.72	-			
CS17 : 해체2	12.96	320.69	-			
CS18 : 해체3	12.96	-	-			
CS19 : 해체4	12.96	-	-			
CS20 : 해체5	12.96	-	-			
CS21 : 해체6	12.96	-	-			
CS22 : 해체7	12.96	-	-			
TOTAL		320.72	129.39			

12.2 시공단계별 단면력도

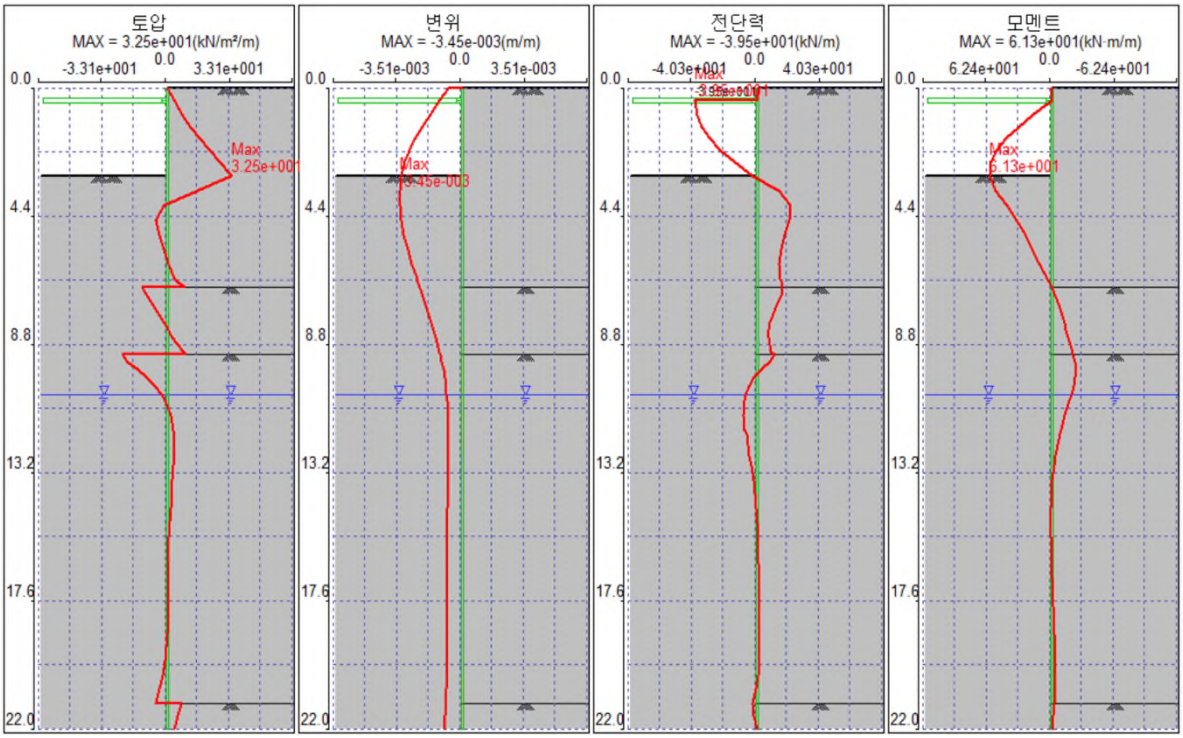
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 0.95 m]



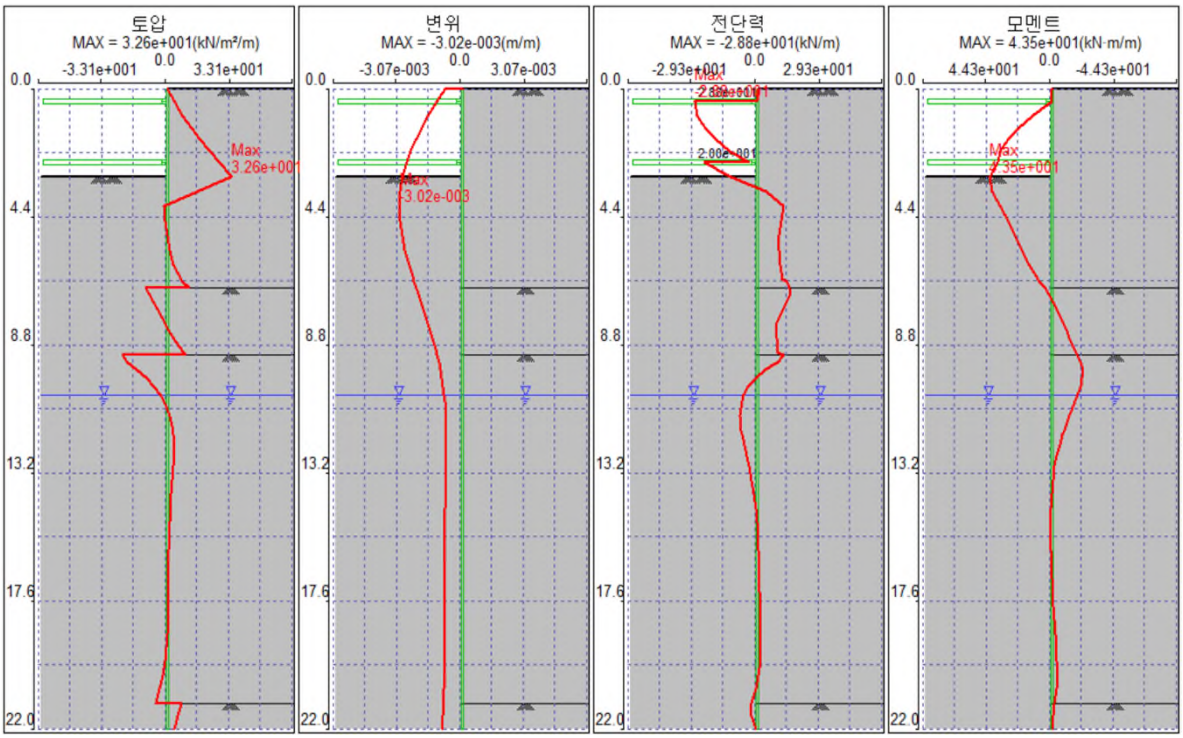
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



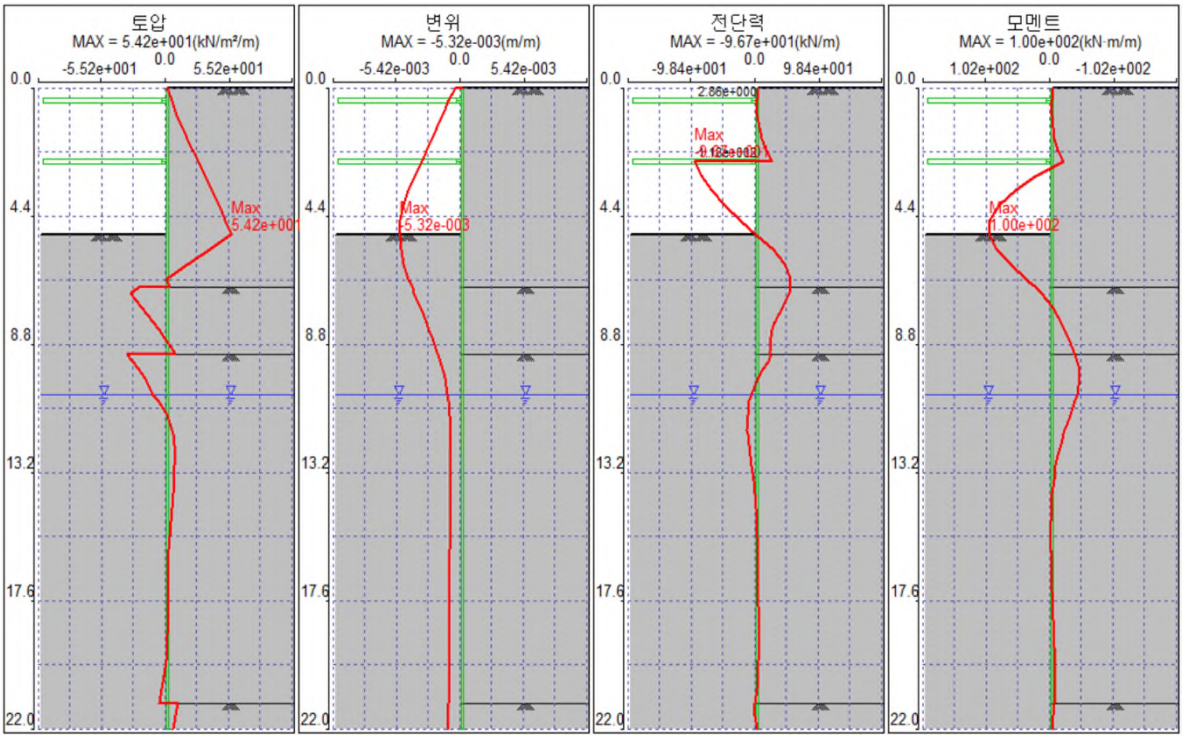
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 3.037 m]



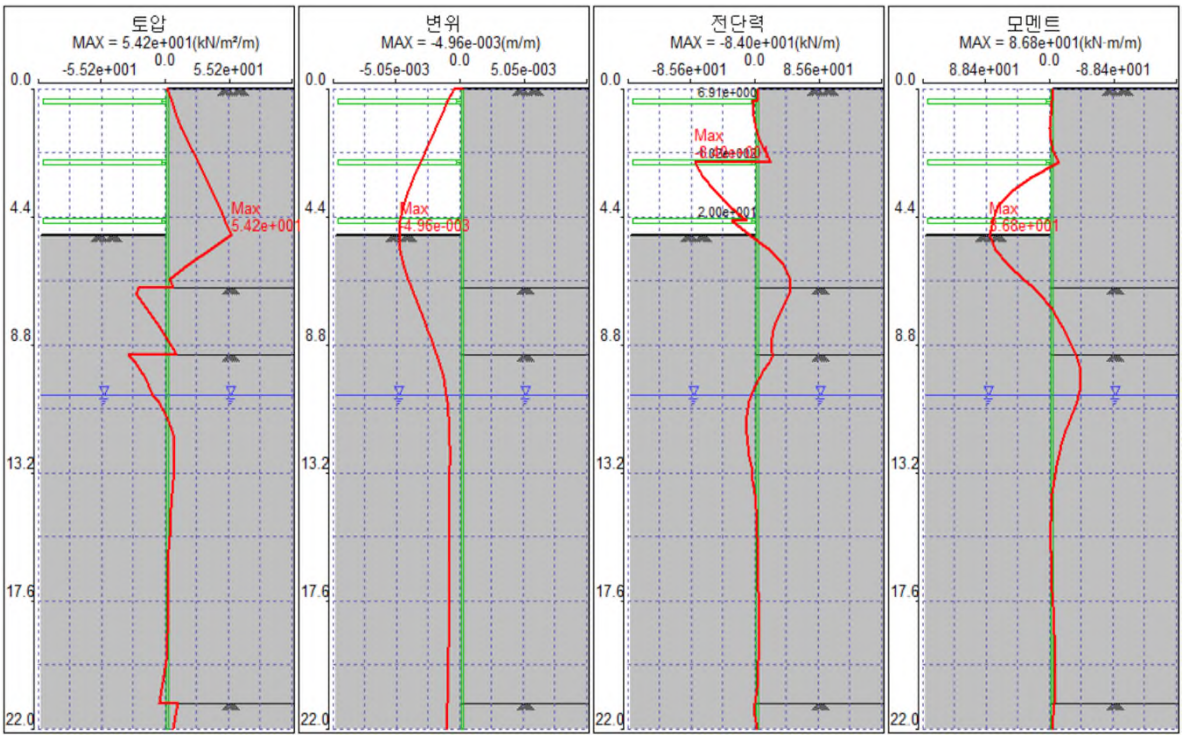
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



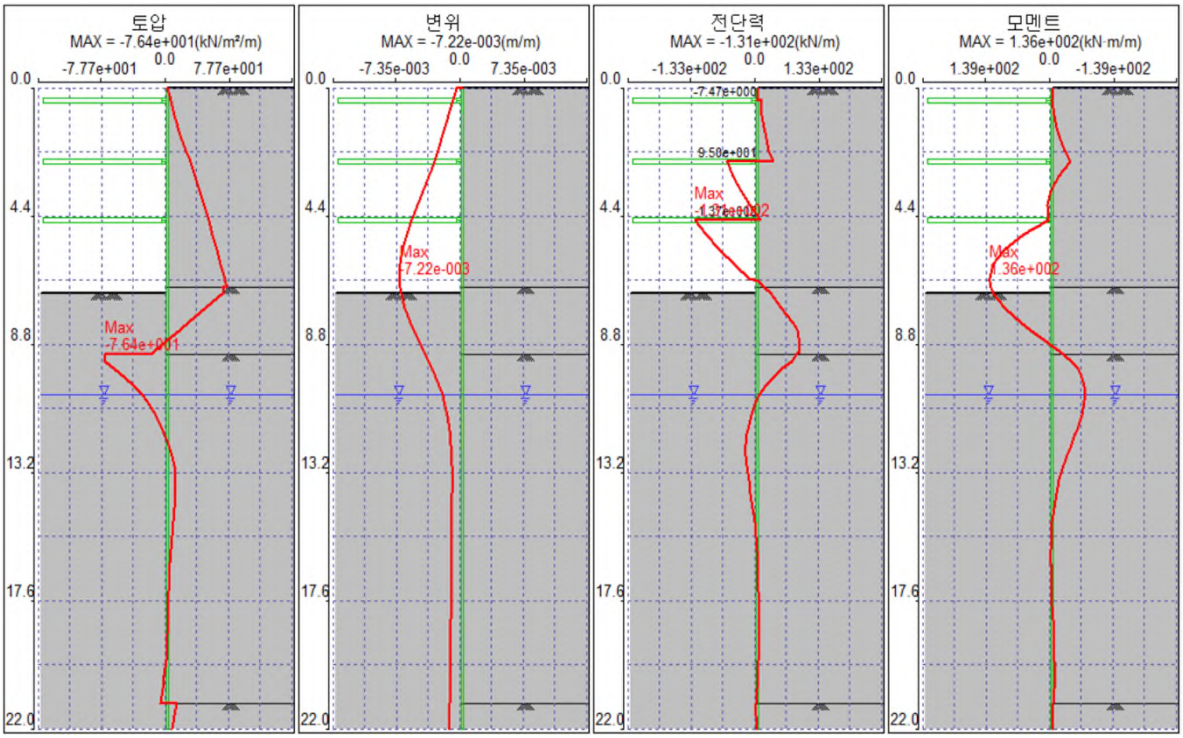
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 5.037 m]



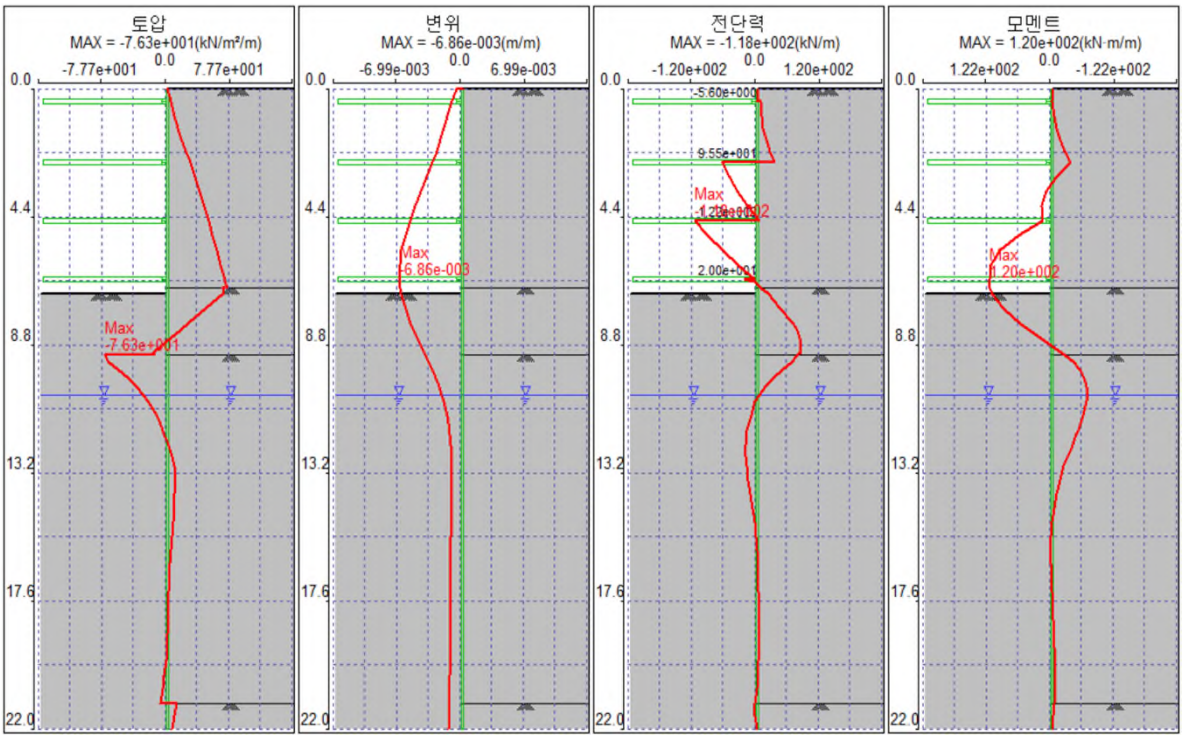
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



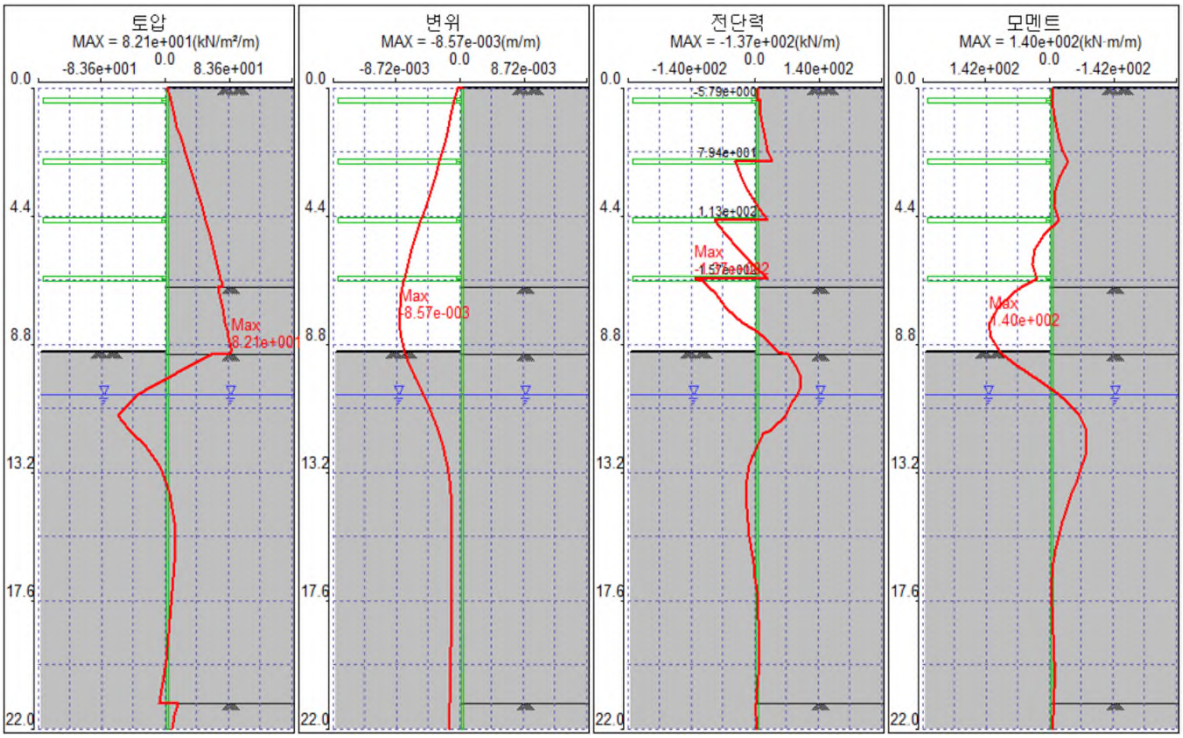
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 7.037 m]



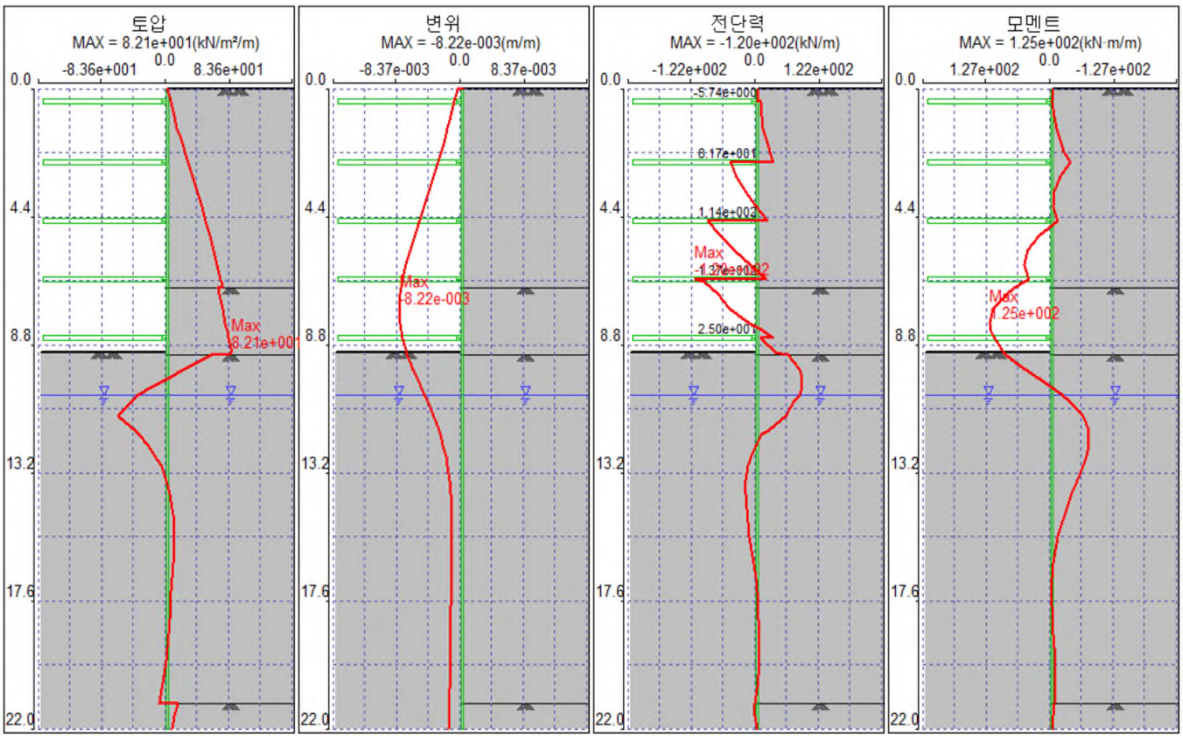
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 강관버팀보-3단]



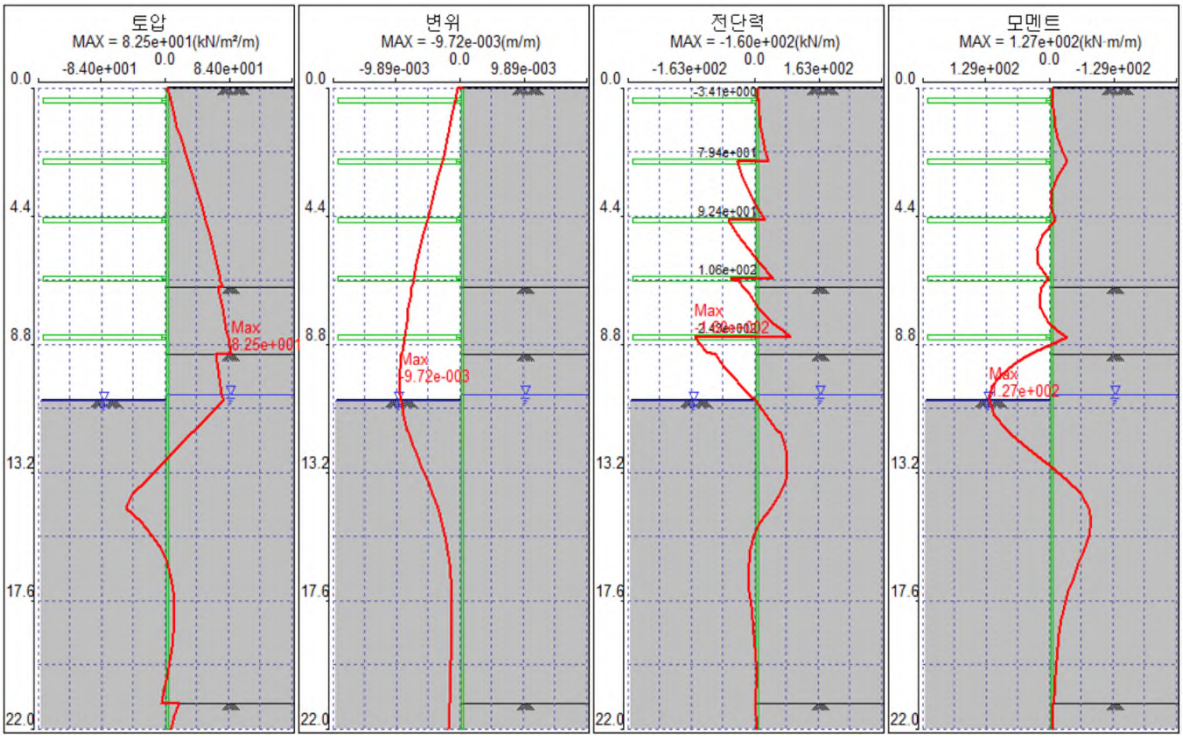
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 9.037 m]



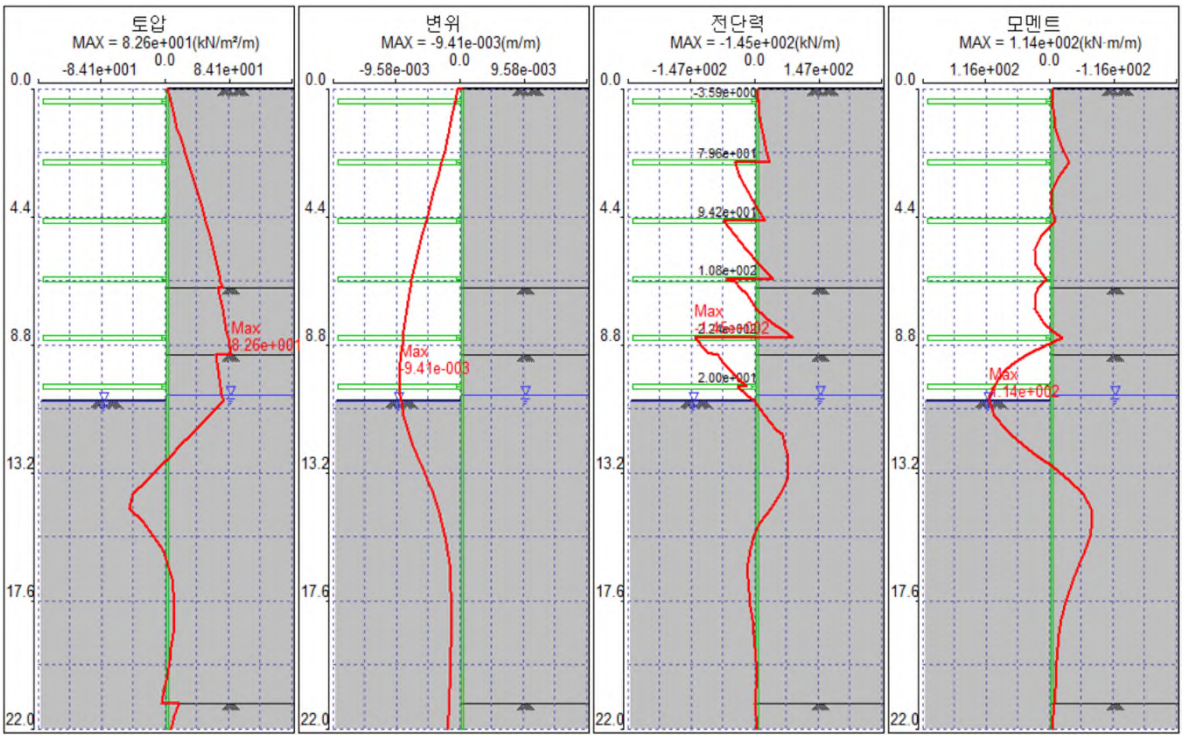
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 H형강버팀보-4단]



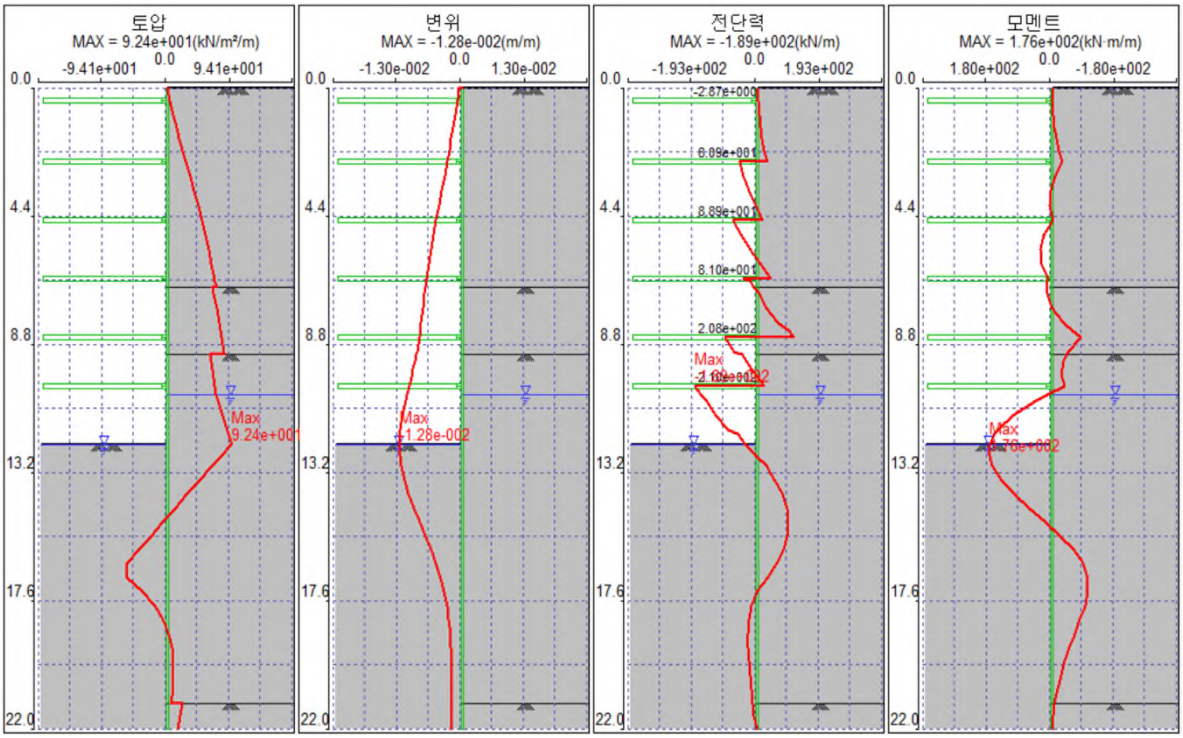
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 10.737 m]



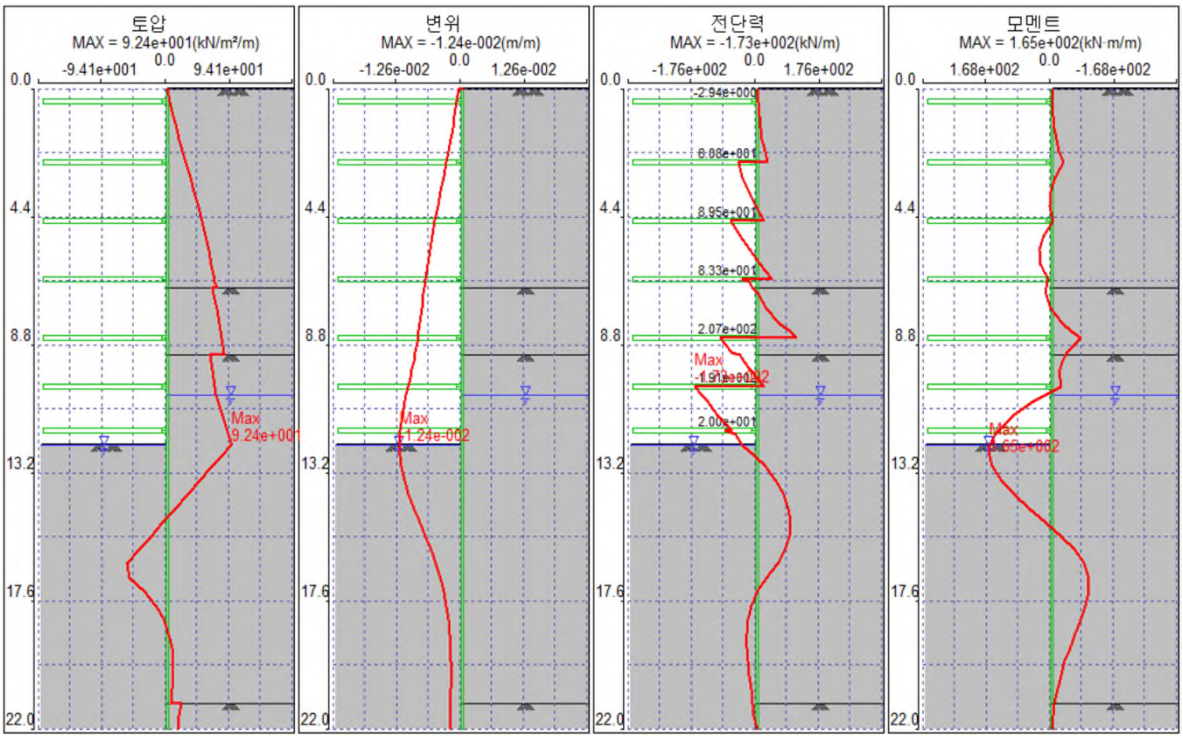
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 강관버팀보-5단]



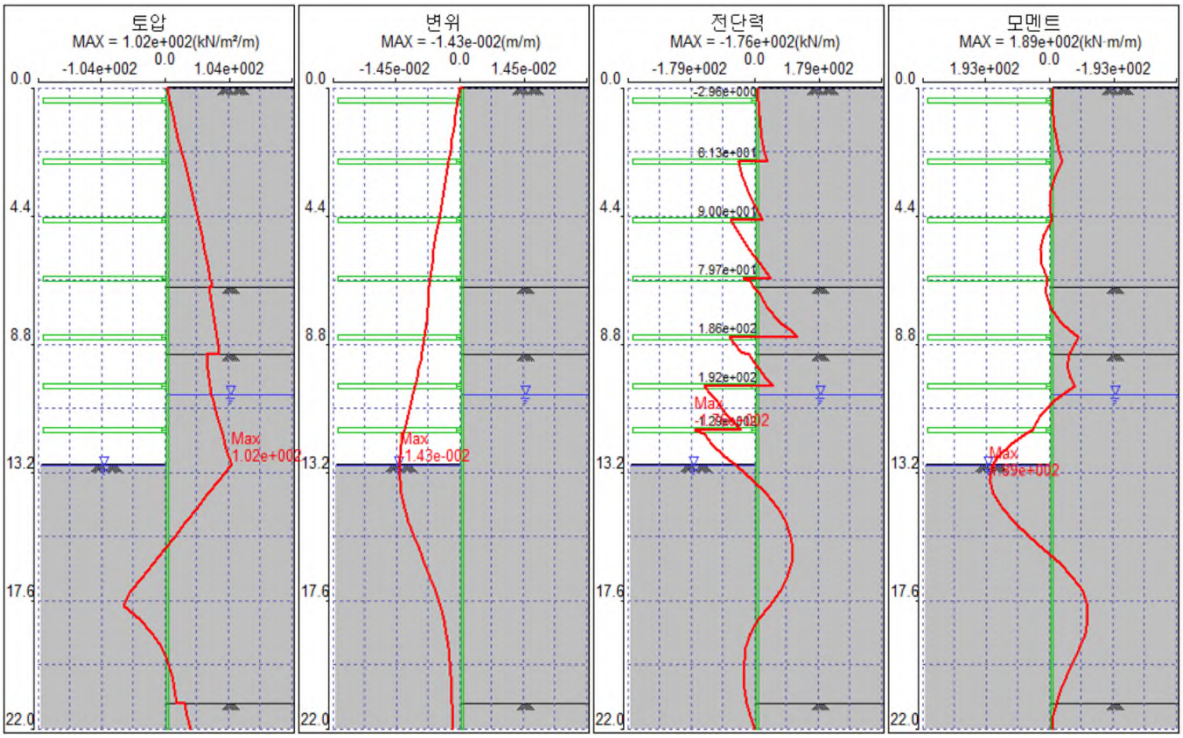
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 12.237 m]



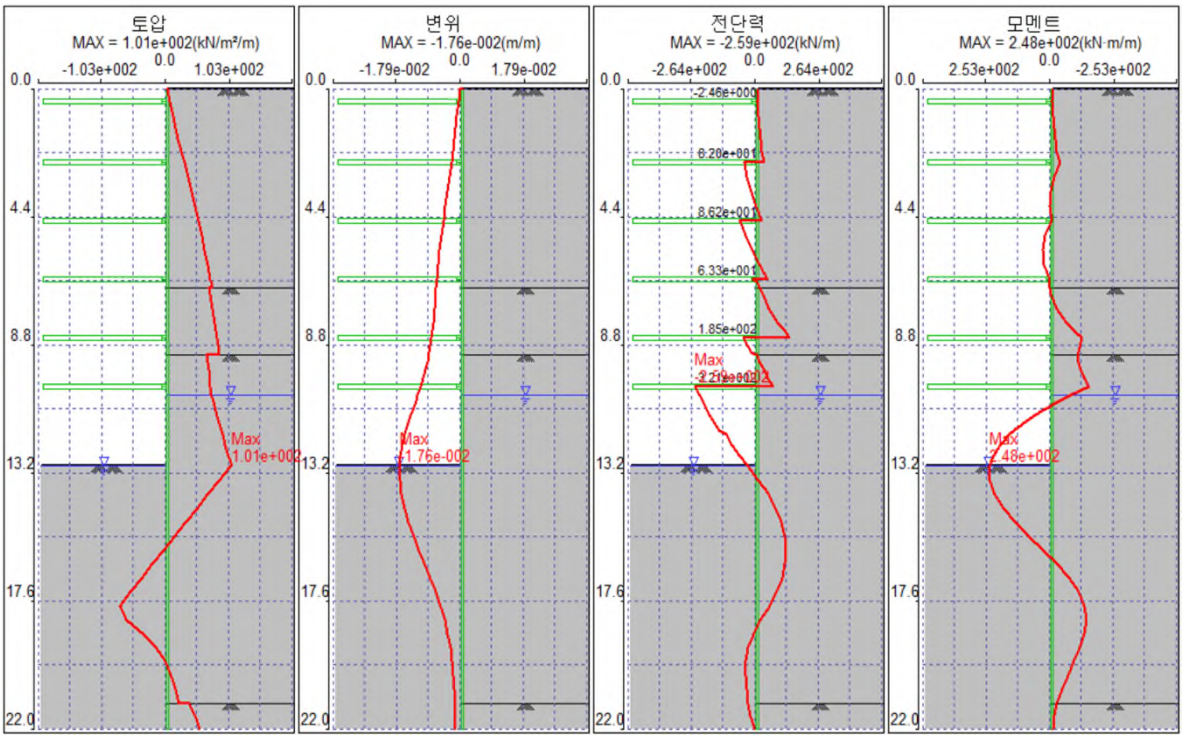
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 강관버팀보-6단]



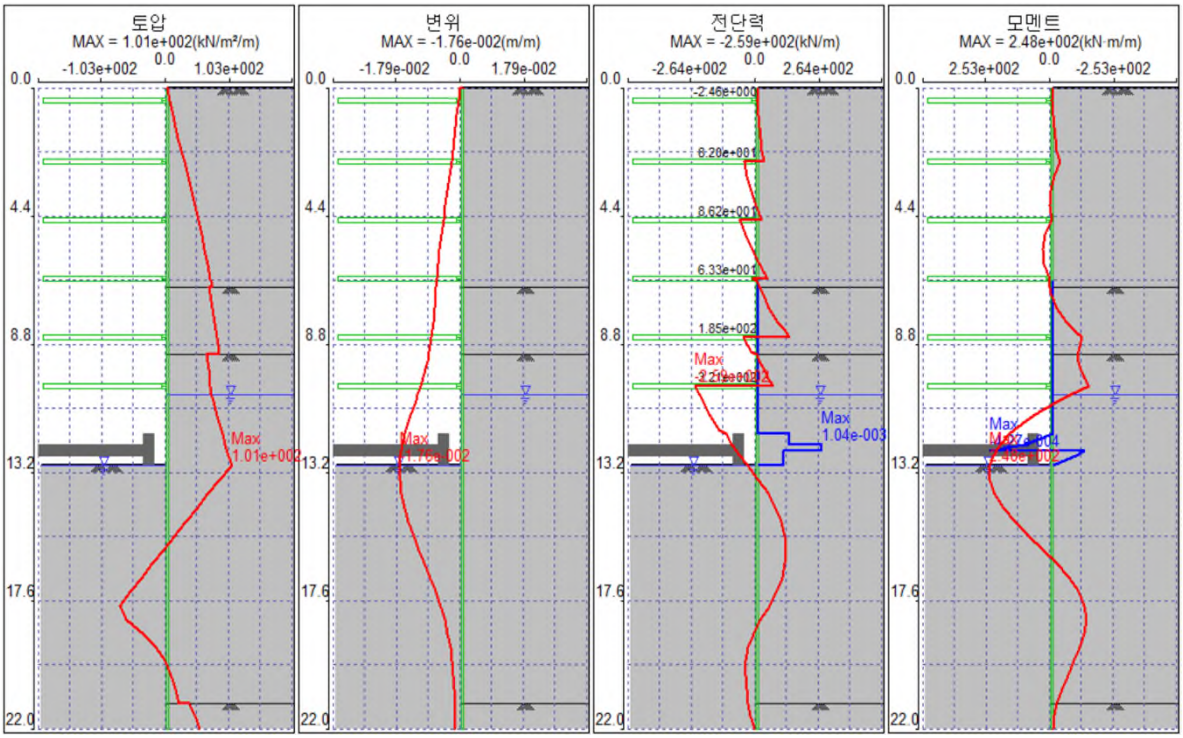
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 12.964 m]



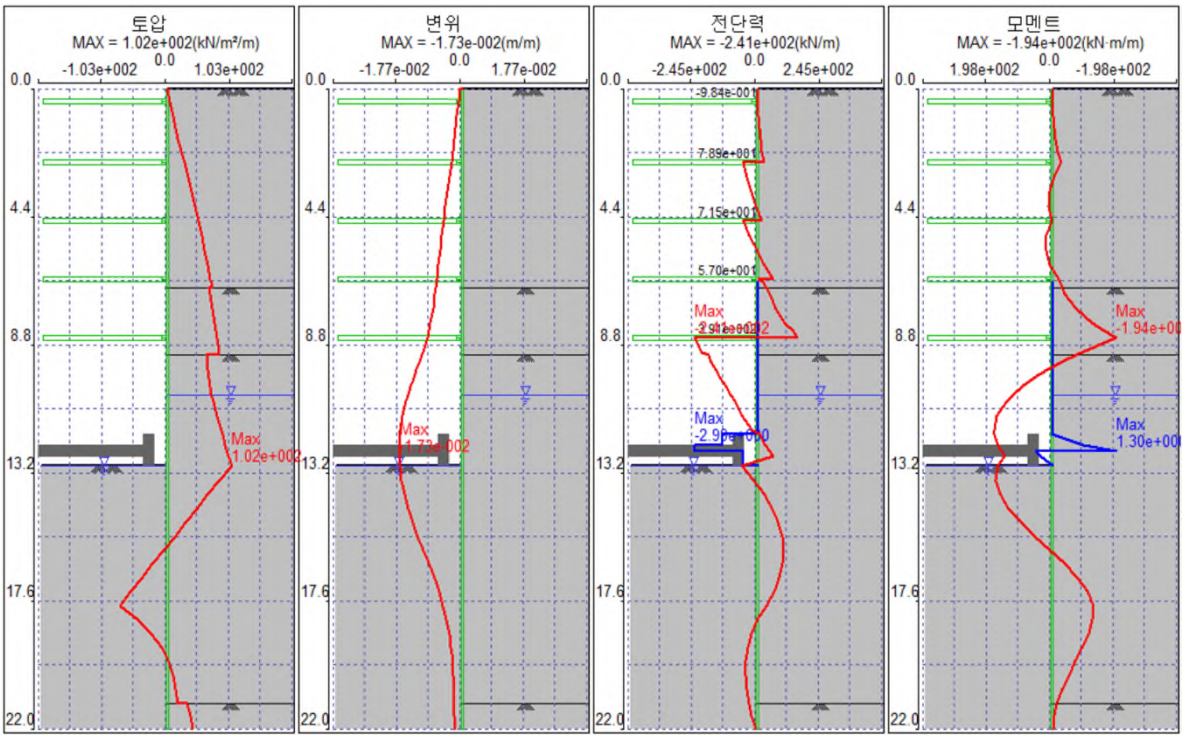
16) 시공 16 단계 [CS16 : 해체1]



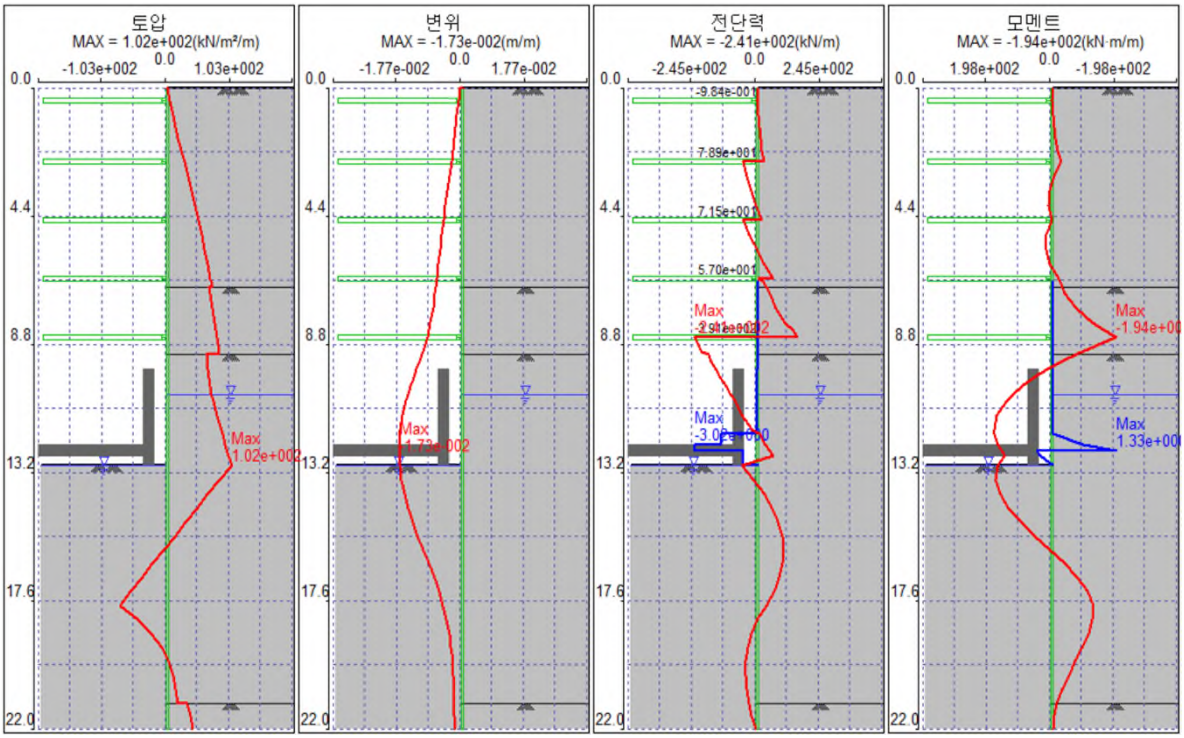
17) 시공 17 단계 [CS17 : 해체2]



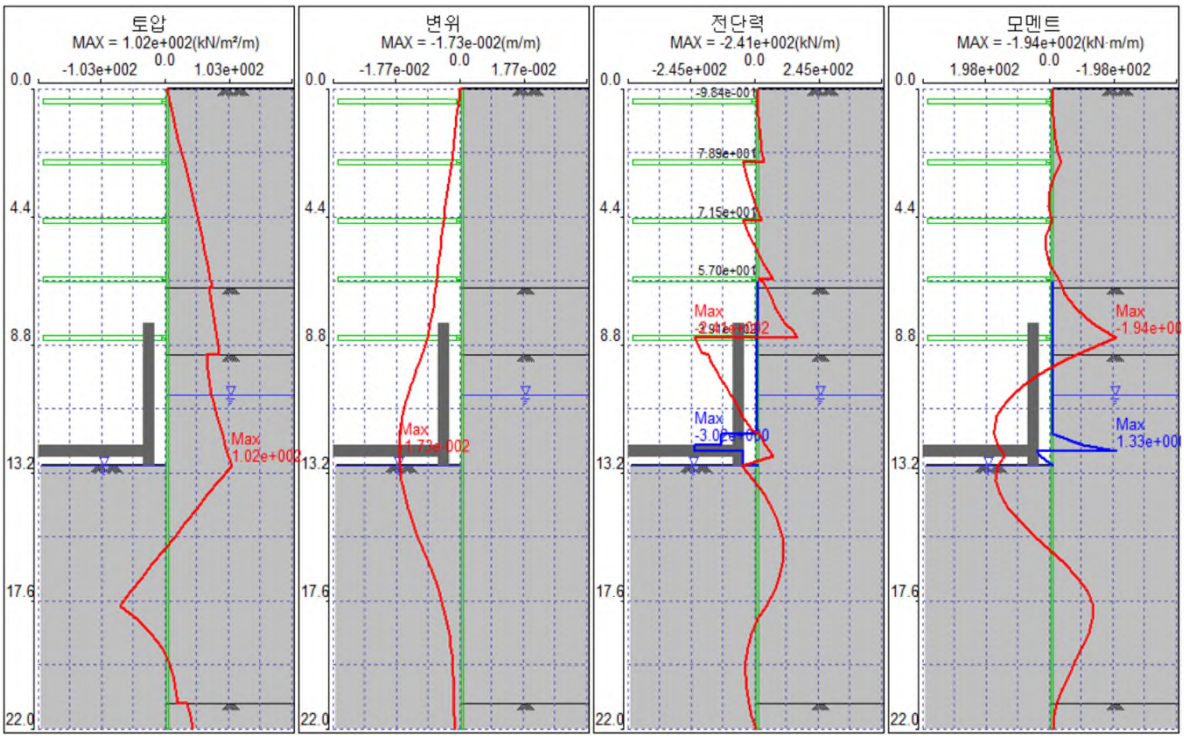
18) 시공 18 단계 [CS18 : 해체3]



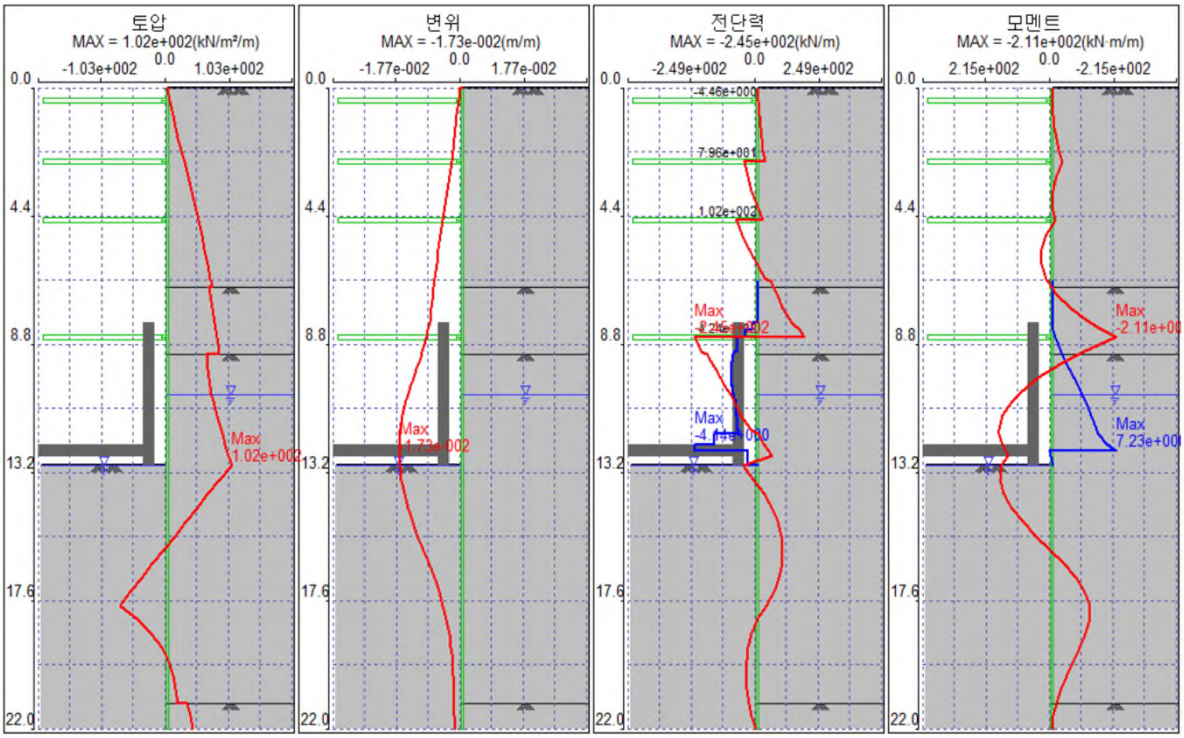
19) 시공 19 단계 [CS19 : 해체4]



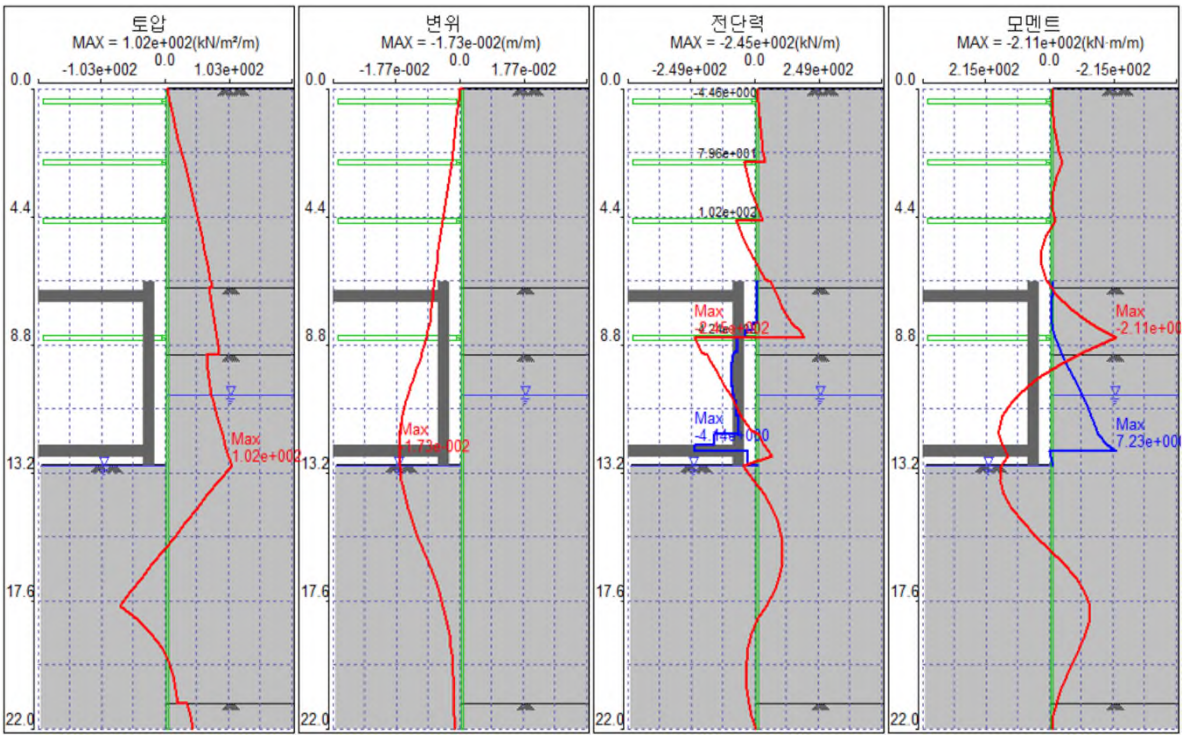
20) 시공 20 단계 [CS20 : 해체5]



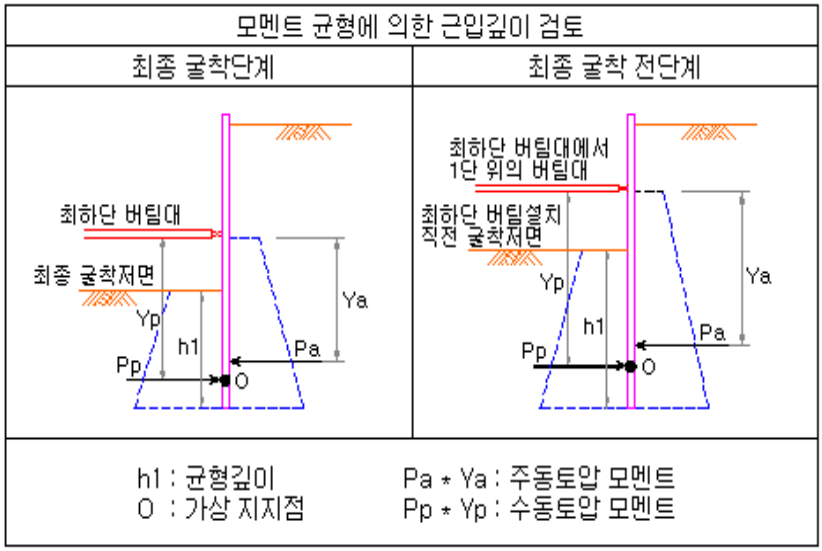
21) 시공 21 단계 [CS21 : 해체6]



22) 시공 22 단계 [CS22 : 해체7]



12.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	4.677	9.000	9207.642	14767.957	1.604	1.200	OK
최종 굴착 전단계	4.606	9.727	11656.488	20197.435	1.733	1.200	OK

12.3.1 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 -11.737 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 116.612 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.631 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1455.656 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 6.275 m

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

Ma = (116.612 x 0.631) + (1455.656 x 6.275) = 9207.642 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2044.769 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 7.222 m

Mp = (Pp x Yp) = (2044.769 x 7.222) = 14767.957 kN · m

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

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 14767.957 / 9207.642 = 1.604

S.F. = 1.604 > 1.2 ... OK

12.3.2. 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 -10.237 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 160.923 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.054 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1527.142 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 7.522 m

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

Ma = (160.923 x 1.054) + (1527.142 x 7.522) = 11656.488 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2383.558 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 8.474 m

Mp = (Pp x Yp) = (2383.558 x 8.474) = 20197.435 kN·m

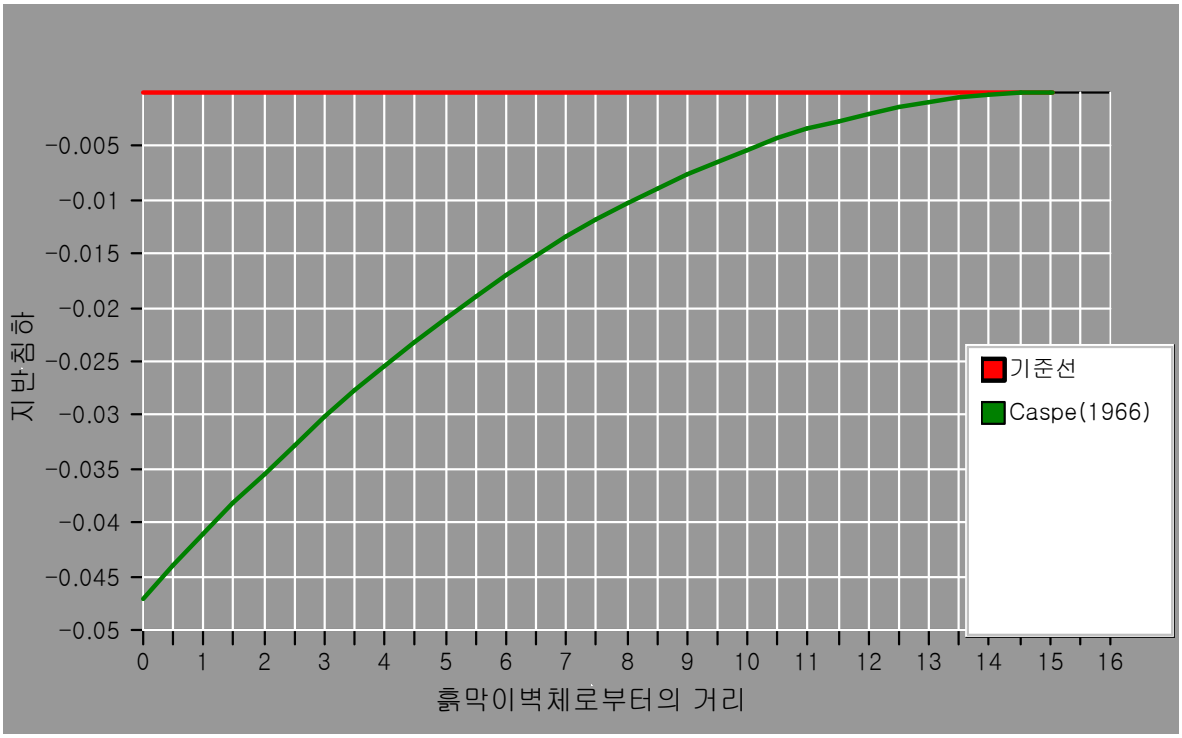
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 20197.435 / 11656.488 = 1.733

S.F. = 1.733 > 1.2 ... OK

12.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



12.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.177 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 14.8 m, Hw = 12.964 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 29.016 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ /2)

Hp = 0.5 x 14.8 x tan(45 + 29.016/2) = 12.567 m

Ht = Hp + Hw = 12.567 + 12.964 = 25.531 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ /2)

D = 25.531 x tan(45-29.016/2) = 15.034 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.177 / 15.034 = -0.047 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.047 x ((15.034 - Xi) / 15.034)^2

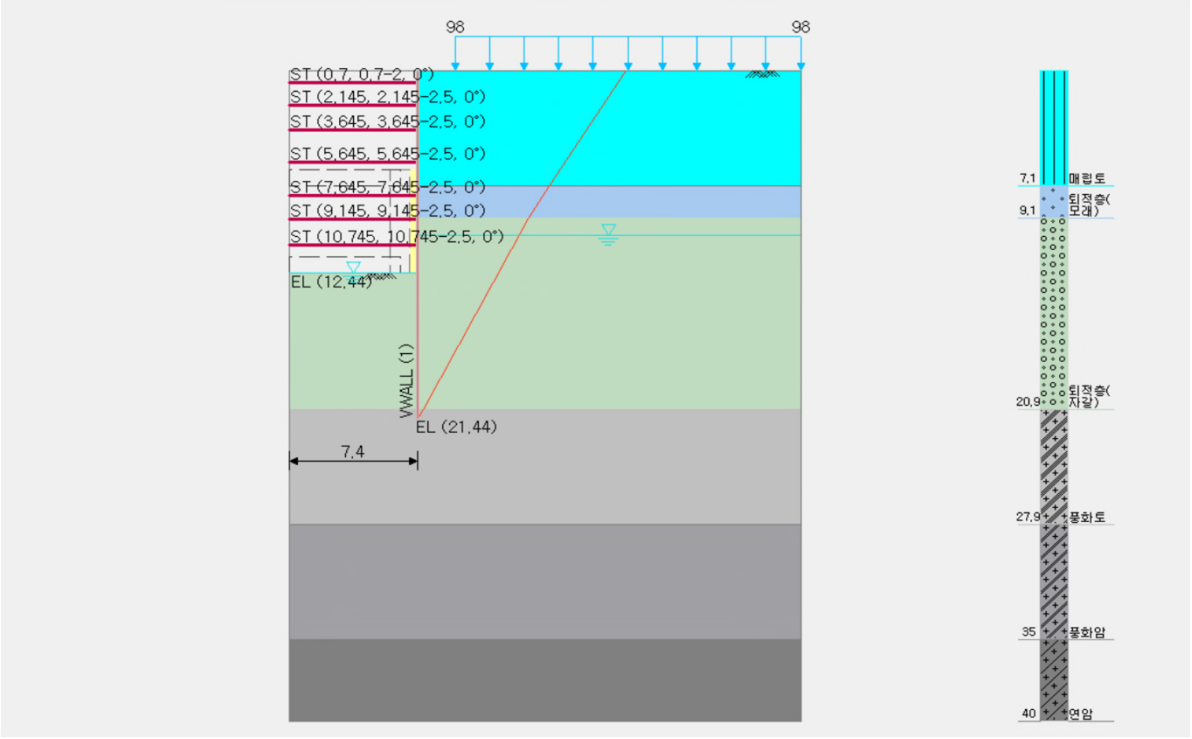
변 경

8. RAMP-C(STA.0+680.000~687.000)

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(측벽)
6.2 주형지지보(중앙)
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 (H파일버팀보-4단)
7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)
7.7 Strut 설계 (강관버팀보-6단)
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 H파일버팀보-4단 띠장 설계
8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계
8.7 강관버팀보-6단 띠장 설계
9.중간말뚝 설계
10. Sheet 설계
10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 21.44m)
11.전산 입력 정보
12.해석결과

1.표준단면


98
98
ST (0.7, 0.7-2, 0°)
ST (2.145, 2.145-2.5, 0°)
ST (3.645, 3.645-2.5, 0°)
ST (5.645, 5.645-2.5, 0°)
ST (7.645, 7.645-2.5, 0°)
ST (9.145, 9.145-2.5, 0°)
ST (10.745, 10.745-2.5, 0°)
EL (12.44)
VWALL (1)
EL (21.44)
7.4
7.1
매립토
9.1
퇴적층(모래)
20.9
퇴적층(자갈)
27.9
풍화토
35
풍화암
40
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-B:750x1990x200	-	휨응력	199.674	210.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	12.878	120.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	99.264	176.580	O.K	처짐	O.K
		전단응력	40.889	108.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	120.698	182.334	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	85.830	108.000	O.K		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	102.468	171.180	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	83.639	108.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.70	휨응력	5.942	123.660	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	7.841	87.038	O.K		
		전단응력	2.183	108.000	O.K		
H파일버팀보-4단 H 300x305x15/15	7.65	휨응력	23.767	124.970	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	66.214	94.796	O.K		
		전단응력	4.568	108.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x9	2.15	휨응력	31.342	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	31.115	151.953	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	3.292	106.692	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x9	3.65	휨응력	31.342	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	37.532	151.953	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	3.292	106.692	O.K		
강관버팀보-3단 P 406.4x9	5.65	휨응력	31.342	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	42.798	151.953	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	3.292	106.692	O.K		
강관버팀보-5단 P 406.4x9	9.15	휨응력	31.342	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	57.822	151.953	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	3.292	106.692	O.K		
강관버팀보-6단 P 406.4x9	10.75	휨응력	31.342	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	52.066	151.953	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	3.292	106.692	O.K		

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
주형보 H 300x305x15/15	0.70	휨응력	10.360	182.334	O.K	
		전단응력	8.595	108.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 300x305x15/15	2.15	휨응력	45.997	177.023	O.K	
		전단응력	30.529	108.000	O.K	
강관버팀보-2단 H 300x305x15/15	3.65	휨응력	60.439	177.023	O.K	
		전단응력	40.114	108.000	O.K	
강관버팀보-3단 H 440x300x11/18	5.65	휨응력	40.825	176.580	O.K	
		전단응력	43.727	108.000	O.K	
H파일버팀보-4단 H 440x300x11/18	7.65	휨응력	87.394	176.580	O.K	
		전단응력	93.609	108.000	O.K	
강관버팀보-5단 H 440x300x11/18	9.15	휨응력	59.921	176.580	O.K	
		전단응력	64.181	108.000	O.K	
강관버팀보-6단 H 440x300x11/18	10.75	휨응력	52.604	176.580	O.K	
		전단응력	56.344	108.000	O.K	

2.6 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	61.186	182.334	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	47.322	180.440	O.K	지지력	O.K

2.7 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
흙막이벽(우) I:SP-VA(SY390(SY40)	0.00 ~ 21.44	휨응력	107.119	317.250	O.K	
		전단응력	12.956	168.750	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관)로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.50m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		H 300x305x15/15	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-B:750x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(SS400)	-	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
	H 300x305x15/15(SS400)	2.50m	
버팀보 (강관)	P 406.4x9(SS400)	2.50m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(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	315	390
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 20$ 210	$0 < \ell/r \le 15$ 285	$0 < \ell/r \le 14$ 315	$0 < \ell/r \le 18$ 390
		$20 < \ell/r \le 93$ $210 - 1.3(\ell/r - 20)$	$15 < \ell/r \le 80$ $285 - 2.0(\ell/r - 15)$	$14 < \ell/r \le 76$ $315 - 2.3(\ell/r - 14)$	$18 < \ell/r \le 67$ $390 - 3.3(\ell/r - 18)$
		$93 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$76 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,500+(\ell/r)^2}$	$67 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	210	285	315	390
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.5$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.5$ 315	$\ell/b \le 5.0$ 390
		$4.5 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.6(\ell/b-4.5)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.7(\ell/b-4.0)$	$3.5 < \ell/b \le 27$ $315 - 6.6(\ell/b-3.5)$	$5.0 < \ell/b \le 25$ $390 - 9.9(\ell/b-4.5)$
전단응력 (총단면)		120	165	180	225
지압응력		315	420	465	585
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 210x1.5=315 260x1.5=390	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	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.5.0

나. 탄소성법

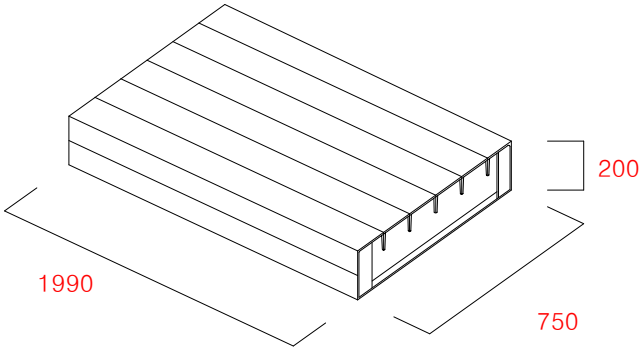
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64130000
A (mm^2)	13806
Z_x (mm^3)	443000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

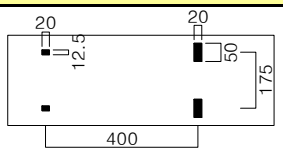
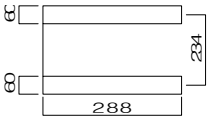
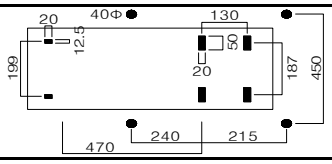
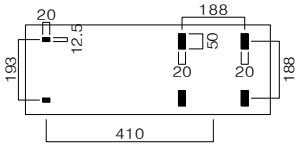
가. 고정하중

w_d = 2.800 × 1 / 1.990

= 1.407 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

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

$$= \frac{1.407 \times \text{###}^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.455 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

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

$$= \frac{1.407 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.800 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.455 × 1000000.000 / 443000 = 199.674 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.800 × 1000.000 / 13806 = 12.878 MPa

4.4 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	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 199.674 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 12.878 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

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

$$= \frac{5.000 \times 1.407 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 64130000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 64130000}$$

= 0.0213336 + 2.150

= 2.172 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

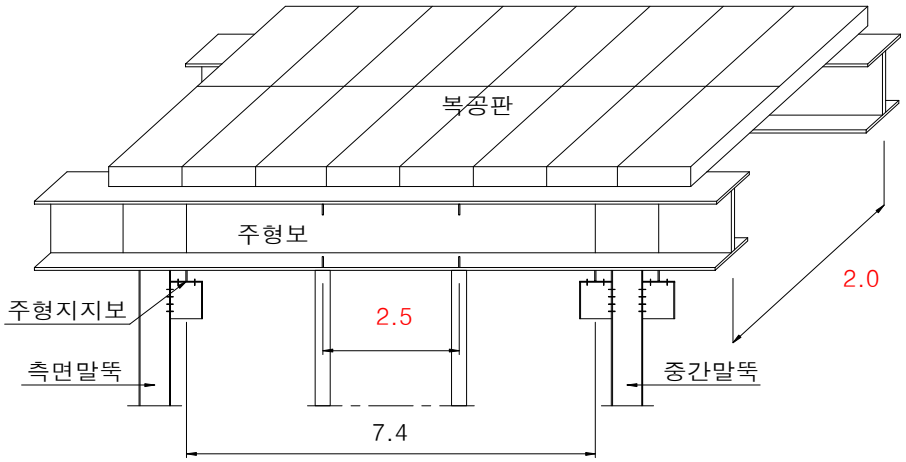
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 2.172 mm ---> O.K

5.주형보 설계

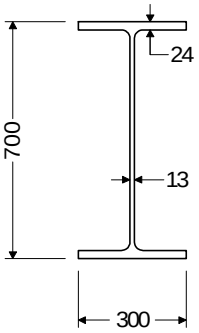
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 7.400 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1814.2
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 = 3.733 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.814 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.698 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.698 \times 7.400 \times 7.400 / 8 = 39.000$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.698 \times 7.400 / 2 = 21.081$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 7.400)

= 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

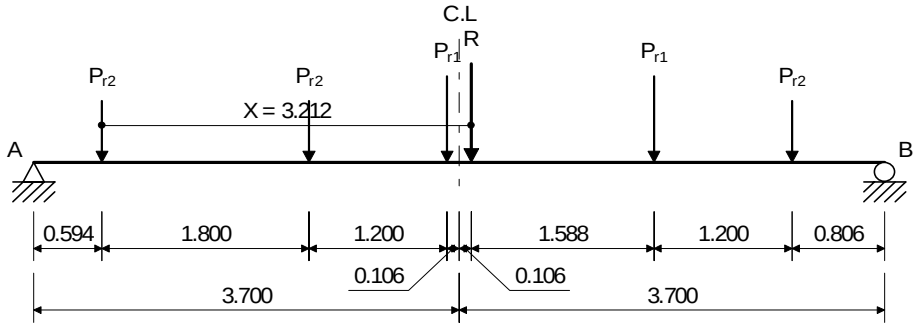
(3) 전륜하중

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

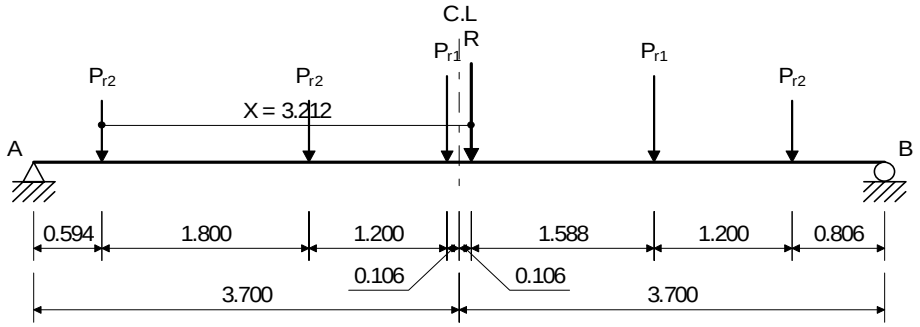
= 530.400 kN

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 6.806 + Pr2 x 5.006 + Pr1 x 3.806 + Pr1 x 2.006 + Pr2 x 0.806) / L

= (93.600 x 6.806 + 93.600 x 5.006 + 124.800 x 3.806 + 124.800 x 2.006 + 93.600 x 0.806) / 7.400

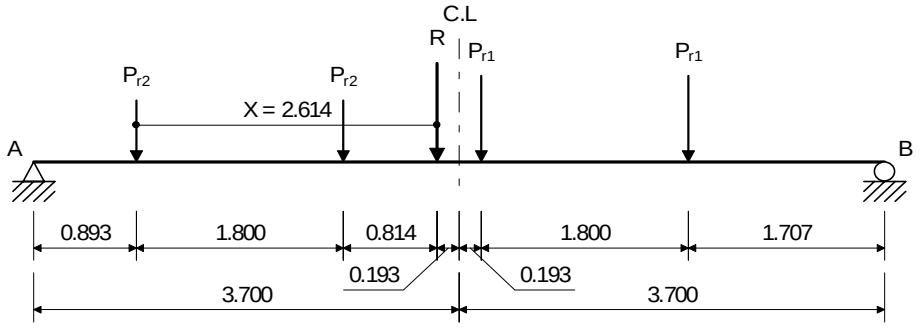
= 257.611 kN

M_l = (Ra x 3.594 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (257.611 x 3.594 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 532.764 kN·m

② 2 차선 재하시 (후륜하중)

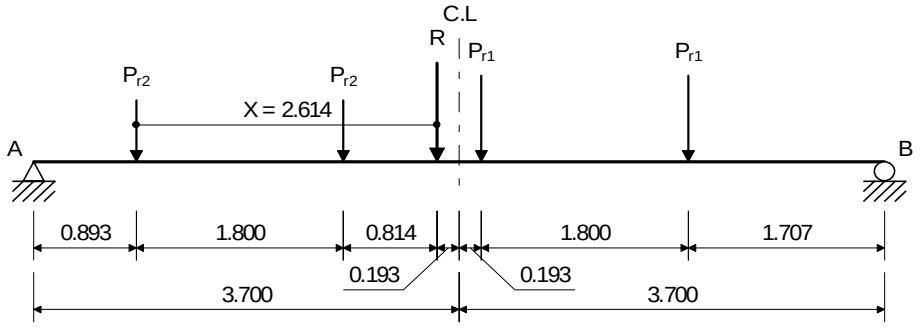


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

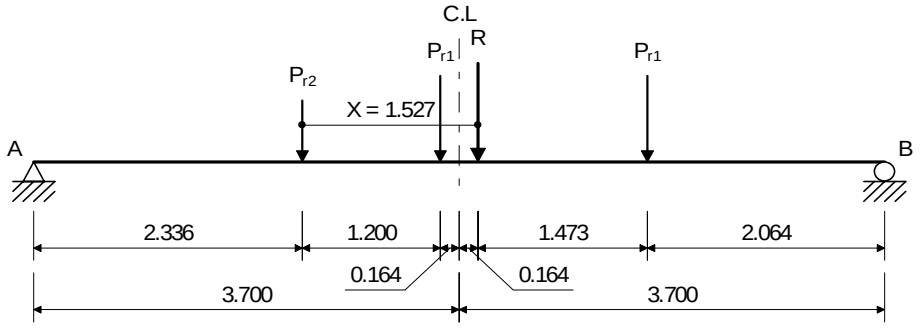
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 6.507 + Pr2 x 4.707 + Pr1 x 3.507 + Pr1 x 1.707) / L
= (93.600 x 6.507 + 93.600 x 4.707 + 124.800 x 3.507 + 124.800 x 1.707) / 7.400
= 229.784 kN

M_l = (Ra x 3.893 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (229.784 x 3.893 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 501.395 kN·m

③ 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

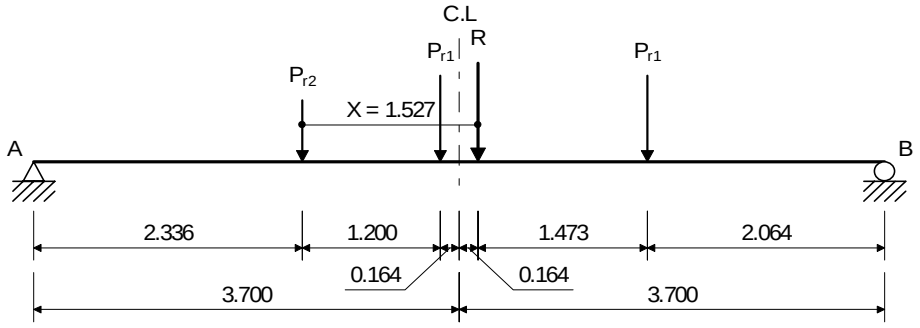


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

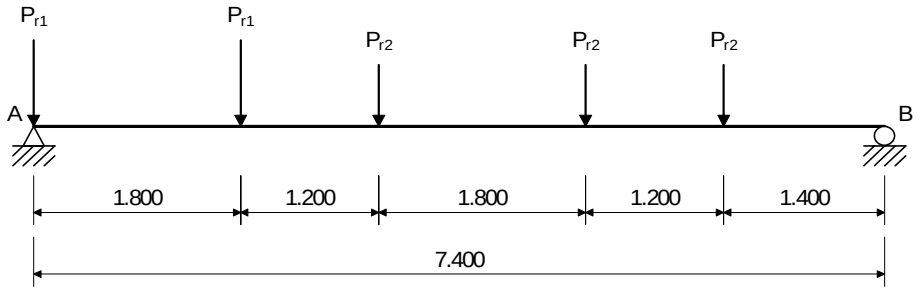


R_a = (Pr2 x 5.064 + Pr1 x 3.864 + Pr1 x 2.064) / L
= (93.600 x 5.064 + 124.800 x 3.864 + 124.800 x 2.064) / 7.400
= 164.011 kN

M_l = (Ra x 3.536 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (164.011 x 3.536 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 467.682 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 7.400 + Pr1 x 5.600 + Pr2 x 4.400 + Pr2 x 2.600 + Pr2 x 1.400) / L

= (124.800 x 7.400 + 124.800 x 5.600 + 93.600 x 4.400 + 93.600 x 2.600 + 93.600 x 1.400) / 7.400

= 325.492 kN

S_l = 325.492 x 1.00 = 325.492 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 39.000 + 532.764 = 571.763 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 21.081 + 325.492 = 346.573 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 571.763 x 1000000 / 5760000.0 = 99.264 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 346.573 x 1000 / 8476 = 40.889 MPa

5.4 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (99.264 + 99.264) / 99.264

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 99.264 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 40.889 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

$M = M_{l\,max} / (1+i) = 532.764 / 1.300 = 409.818$ kN·m

$w = 8 \times M / L^2 = 8 \times 409.818 / (7.40 \times 7.40) = 59.871$ kN/m

$\delta_l = 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_x)$

$= 5 \times 59.871 \times 7400.0^{\,4} / (384 \times 210000 \times 2010000000)$

$= 5.538$ mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (7400.0 / 400 , 25)

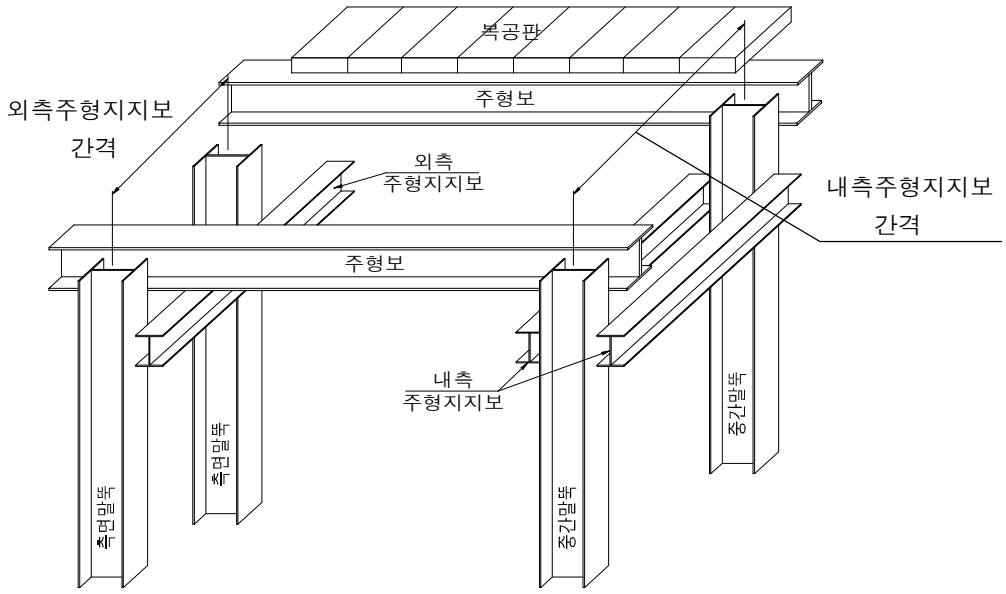
= 18.500 mm > δ_l = 5.538 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(측벽)

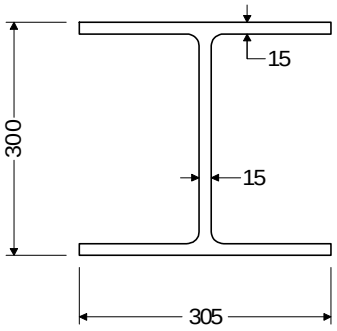
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 2.00 m

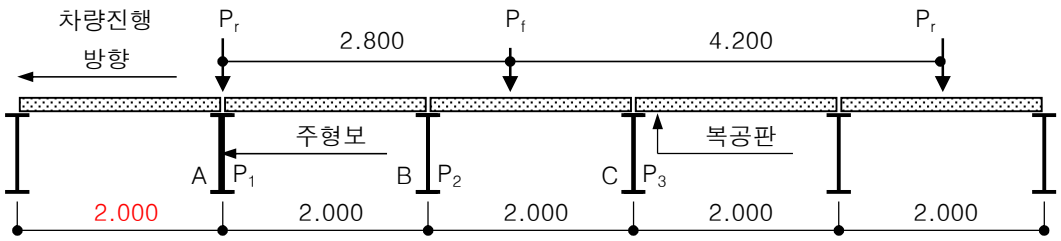


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

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



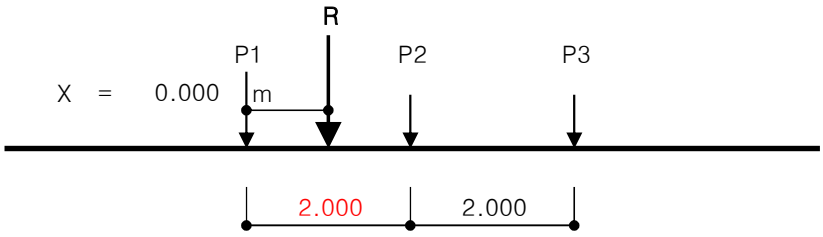
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 21.081 + 325.492 = 346.573 kN

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

= 21.081 + 81.373 x 1.200 / 2.000 = 69.905 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

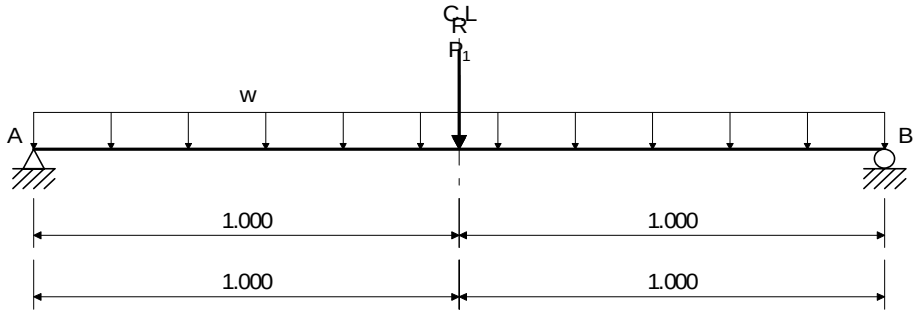


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

$R = P_1$
$= 346.573$
$= 346.573$ kN

$X = (0.000) / R$
$= (0.000) / 346.573$
$= 0.000$ m

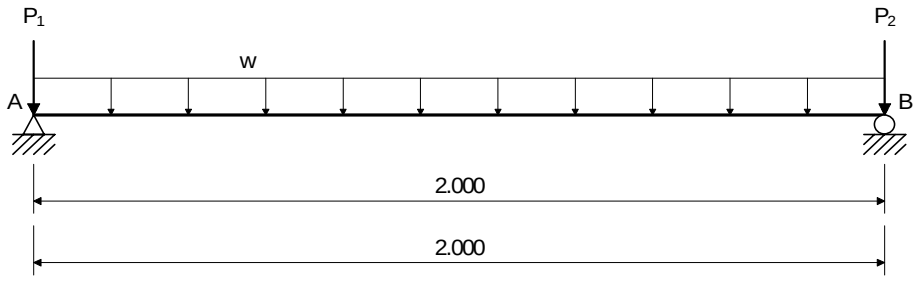
② 최대 휨모멘트



$R_a = (P_1 \times 1.000) / L$
$= (346.573 \times 1.000) / 2.000$
$= 173.286$ kN

$M_{max} = (Ra \times 1.000) + w \times L^2 / 8$
$= (173.286 \times 1.000) + 1.038 \times 2.00^2 / 8$
$= 173.805$ kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 2.000 + P_2 x 0.000) / L
= (346.573 x 2.000 + 69.905 x 0.000) / 2.000
= 346.573 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 346.573 + 1.038 x 2.00 / 2
= 347.610 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 173.805 x 1000000 / 1440000.0 = 120.698 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 347.610 x 1000 / 4050 = 85.830 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (120.698 + 120.698) / 120.698
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305
= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))
= 182.334 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 120.698 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 85.830 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (347610 + 18500)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

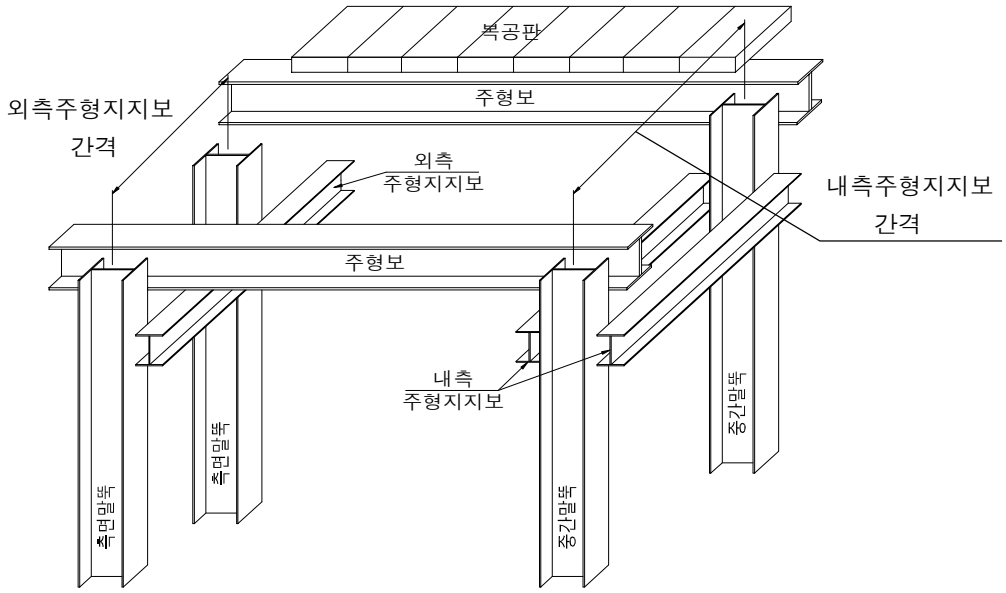
= 4.80 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.80 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(중앙)

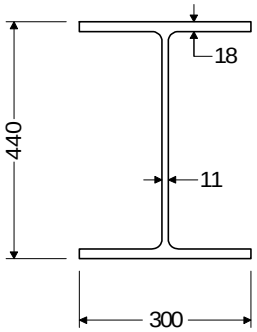
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

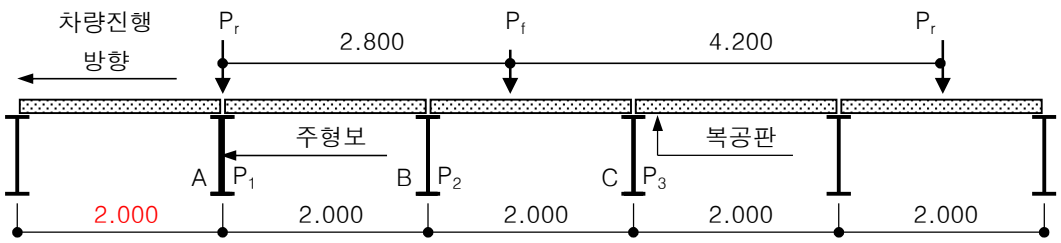


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

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



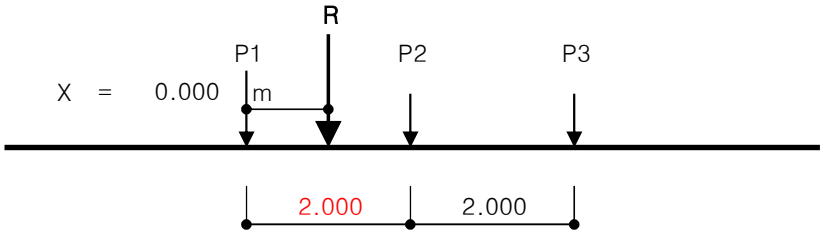
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)
= 21.081 + 325.492 = 346.573 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000
= 21.081 + 81.373 x 1.200 / 2.000 = 69.905 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

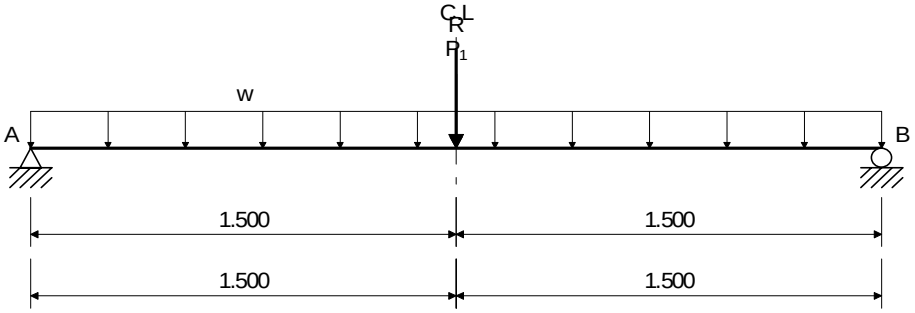


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 346.573
= 346.573 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 346.573
= 0.000 m

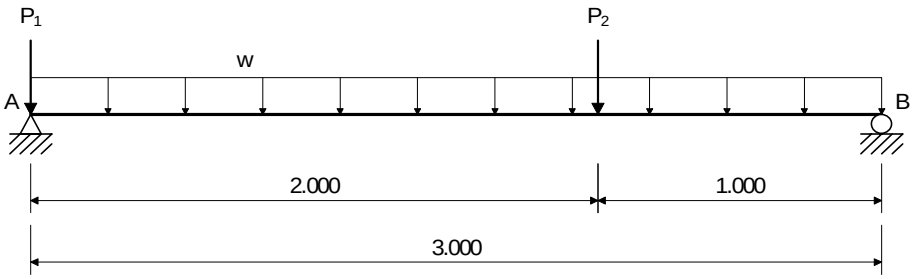
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.500) / L
= (346.573 x 1.500) / 3.000
= 173.286 kN

M_{max} = (Ra x 1.500) + w x L^2 / 8
= (173.286 x 1.500) + 1.212 x 3.00^2 / 8
= 261.293 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (346.573 x 3.000 + 69.905 x 1.000) / 3.000
= 369.874 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 369.874 + 1.212 x 3.00 / 2
= 371.692 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 261.293 x 1000000 / 2550000.0 = 102.468 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 371.692 x 1000 / 4444 = 83.639 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (102.468 + 102.468) / 102.468
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))

= 171.180 MPa

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

= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 102.468 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 83.639 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (371692 + 18500)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

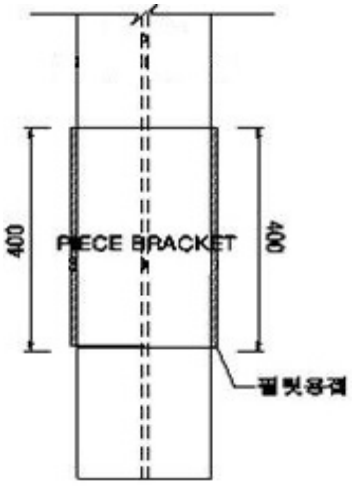
= 5.11 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 5.11 ea ---> O.K

자. 브라켓 필릿용접검토

▶ 전단응력

$$\tau = \frac{P}{\sum a \times l} = \frac{390.192 \times 10^3}{10.61 \times 800} = 45.99 \text{ MPa}$$



(1) ∑ a (목두께) = a : 모재 두께 (브라켓 H-pile의 Flange)

→ 0.707 × a = 0.707 × 15 = 10.605

(2) l : 유효길이 (브라켓 길이=400mm)

→ 400 + 400 = 800

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80 = 108.0 MPa

→ 모재의 전 강도의 75%이상 갖도록 설계 (도로교설계기준 P.176 3.5.1.1)

τ_a = 108.000 x 0.75

= 81.000 MPa

∴ τ < τa = 45.99 < 81.00 ---> O.K

7.지보재 설계

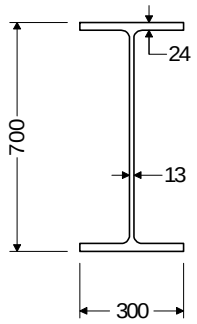
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 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} = 32.324 kN/m ---> 주형보 (CS3 : 굴착 2.645 m)
= 32.324 x 2.00 / 1 단
= 64.648 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 64.648 + 120.0 = 184.648 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 5760000.0 = 5.942 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 184.648 x 1000 / 23550 = 7.841 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 18.500 x 1000 / 8476 = 2.183 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> $b/(39.6i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 1.595

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (13.783 - 1.899) / 13.783$

= 0.862

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 7400 / 293

25.256 ---> $20 < Lx/Rx \le 93$ 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (25.256 − 20))

= 183.040 MPa

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

= 183.040 MPa

L_y / R_y = 7400 / 67.8

109.145 ---> $93 < Ly/Ry$ 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (6700 + 109.145²)

= 87.038 MPa

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

= 87.038 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 87.038 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 7400 / 300

= 24.667 ---> $4.5 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (24.667 − 4.5))

= 123.660 MPa

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

= 123.660 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (25.256)²

= 2539.726 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 87.038 MPa > f_c = 7.841 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 123.660 MPa > f_b = 5.942 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 2.183 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{7.841}{87.038} + \frac{5.942}{123.660 \times (1 - (7.841 / 2539.726))}$$

$$= 0.138 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 7.841 + \frac{5.942}{1 - (7.841 / 2539.726)}$$

$$= 13.801 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.138 , 0.073)

= 0.138 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{13.783}{87.038} + \left\{ \frac{2.183}{108.000} \right\}^2$$

$$= 0.159 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

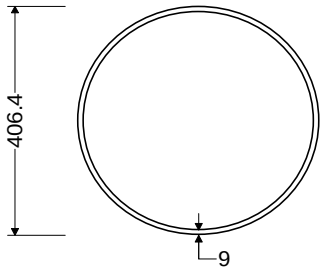
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 91.847 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 4.145 m)

= 91.847 x 2.50 / 1 단

= 229.618 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 229.618 + 120.0 = 349.618 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단

= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단

= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 1092000.0 = 31.342 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 349.618 x 1000 / 11236.2 = 31.115 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{18.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 3.292 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.100 x 9)

= 20.518 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.100

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (62.457 − −0.226) / 62.457

= 1.004 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 7400 / 140.5

52.669 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (52.669 − 20))

= 151.953 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 151.953 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (52.669)^2

= 583.988 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 151.953 MPa > f_c = 31.115 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 31.342 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 3.292 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{31.115}{151.953} + \frac{31.342}{189.000 \times (1 - (31.115 / 583.988))}$$

$$= 0.380 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 31.115 + \frac{31.342}{1 - (31.115 / 583.988)}$$

$$= 64.221 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.380 , 0.340)

= 0.380 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{62.457}{151.953} + \left\{ \frac{3.292}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.412 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

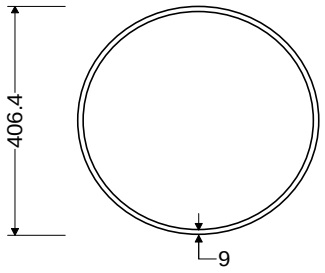
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 120.685 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 6.145 m)
= 120.685 x 2.50 / 1 단
= 301.713 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 301.713 + 120.0 = 421.713 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 1092000.0 = 31.342 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 421.713 x 1000 / 11236.2 = 37.532 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{18.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 3.292 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.091 x 9)

= 20.694 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.091

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (68.873 − 6.190) / 68.873

= 0.910 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 7400 / 140.5

52.669 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (52.669 − 20))

= 151.953 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 151.953 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (52.669)^2

= 583.988 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578²)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 151.953 MPa > f_c = 37.532 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 31.342 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 3.292 MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{37.532}{151.953} + \dfrac{31.342}{189.000 \times (1 - (37.532 / 583.988))}$

= 0.424 < 1.0 ---> O.K

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

$$= 37.532 + \frac{31.342}{1 - (37.532 / 583.988)}$$

$$= 71.026 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.424 , 0.376)
= 0.424 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{68.873}{151.953} + \left\{ \frac{3.292}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.454 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

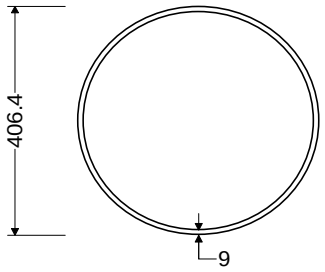
7.4 Strut 설계 (강관버팀보-3단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 144.356 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 8.145 m)
= 144.356 x 2.50 / 1 단
= 360.889 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 360.889 + 120.0 = 480.889 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN
(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 \times 1000000 / 1092000.0 = 31.342$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 480.889 \times 1000 / 11236.2 = 42.798$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{18.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 3.292$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.085 x 9)
= 20.818 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10
= 1.085

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (74.140 - 11.457) / 74.140$
= 0.845 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000
= 189.000 MPa

L / R = 7400 / 140.5
52.669 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 - 0.84 x (52.669 - 20))
= 151.953 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}
= 151.953 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (52.669)^2
= 583.988 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> r/t ≤ 125 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578²)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 151.953 MPa > f_c = 42.798 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 31.342 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 3.292 MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{42.798}{151.953} + \dfrac{31.342}{189.000 \times (1 - (42.798 / 583.988))}$

= 0.461 < 1.0 ---> O.K

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

$= 42.798 + \dfrac{31.342}{1 - (42.798 / 583.988)}$

= 76.618 < f_{cal} = 189.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.461 , 0.405)

= 0.461 < 1.0 ---> O.K

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

$= \dfrac{74.140}{151.953} + \left\{ \dfrac{3.292}{106.692} \right\}^2$

= 0.489 < 1.0 ---> O.K

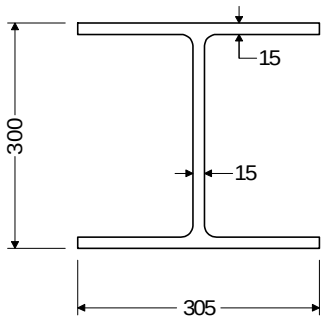
7.5 Strut 설계 (H파일버팀보-4단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 309.027 kN/m ---> H파일버팀보-4단 (CS17 : 해체2)
= 309.027 x 2.50 / 1 단
= 772.567 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 772.567 + 120.0 = 892.567 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 1440000.0 = 23.767 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 892.567 x 1000 / 13480 = 66.214 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 18.500 x 1000 / 4050 = 4.568 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.6i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 1.250

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (89.982 − 42.447) / 89.982

= 0.528

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 7400 / 126

58.730 ---> $20 < Lx/Rx \le 93$ 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (58.730 − 20))

= 145.080 MPa

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

= 145.080 MPa

L_y / R_y = 7400 / 72.6

101.928 ---> $93 < Ly/Ry$ 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (6700 + 101.928²)

= 94.796 MPa

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

= 94.796 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 94.796 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 7400 / 305

= 24.262 ---> $4.5 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (24.262 − 4.5))

= 124.970 MPa

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

= 124.970 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (58.730)²

= 469.670 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 94.796 MPa > f_c = 66.214 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 124.970 MPa > f_b = 23.767 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 4.568 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{66.214}{94.796} + \frac{23.767}{124.970 \times (1 - (66.214 / 469.670))}$$

$$= 0.920 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 66.214 + \frac{23.767}{1 - (66.214 / 469.670)}$$

$$= 93.882 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.920 , 0.497)

= 0.920 < 1.0 ---> O.K

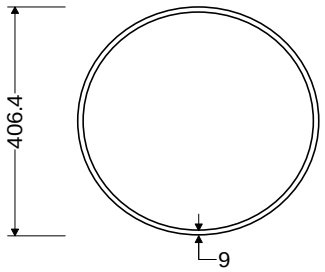
7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 211.880 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS13 : 굴착 11.245 m)

= 211.880 x 2.50 / 1 단

= 529.699 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 529.699 + 120.0 = 649.699 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 1092000.0 = 31.342 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 649.699 x 1000 / 11236.2 = 57.822 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{18.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 3.292 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

r/(α · t) = 203.2 / (1.070 x 9)
= 21.095 ---> r/(αt) ≤ 50 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10
= 1.070

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (89.164 − 26.480) / 89.164
= 0.703 (0 ≤ Φ ≤ 2)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000
= 189.000 MPa

L / R = 7400 / 140.5
52.669 ---> 20 < L/R ≤ 93 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (52.669 − 20))
= 151.953 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}
= 151.953 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (52.669)^2
= 583.988 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> r/t ≤ 125 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578²)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 151.953 MPa > f_c = 57.822 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 31.342 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 3.292 MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{57.822}{151.953} + \dfrac{31.342}{189.000 \times (1 - (57.822 / 583.988))}$

= 0.565 < 1.0 ---> O.K

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

$= 57.822 + \dfrac{31.342}{1 - (57.822 / 583.988)}$

= 92.608 < f_{cal} = 189.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.565 , 0.490)

= 0.565 < 1.0 ---> O.K

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

$= \dfrac{89.164}{151.953} + \left\{ \dfrac{3.292}{106.692} \right\}^2$

= 0.588 < 1.0 ---> O.K

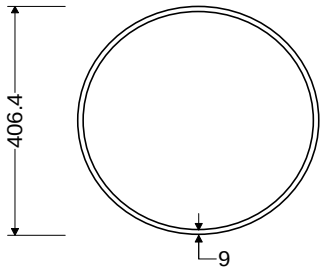
7.7 Strut 설계 (강관버팀보-6단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 186.008 kN/m ---> 강관버팀보-6단 (CS15 : 굴착 12.44 m)
= 186.008 x 2.50 / 1 단
= 465.019 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 465.019 + 120.0 = 585.019 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 1092000.0 = 31.342 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 585.019 x 1000 / 11236.2 = 52.066 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{18.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 3.292 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.075 x 9)

= 21.000 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.075

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (83.407 − 20.724) / 83.407

= 0.752 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 7400 / 140.5

52.669 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (52.669 − 20))

= 151.953 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 151.953 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (52.669)^2

= 583.988 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 151.953 MPa > f_c = 52.066 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 31.342 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 3.292 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{52.066}{151.953} + \frac{31.342}{189.000 \times (1 - (52.066 / 583.988))}$$

$$= 0.525 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 52.066 + \frac{31.342}{1 - (52.066 / 583.988)}$$

$$= 86.475 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.525 , 0.458)

= 0.525 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{83.407}{151.953} + \left\{ \frac{3.292}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.550 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

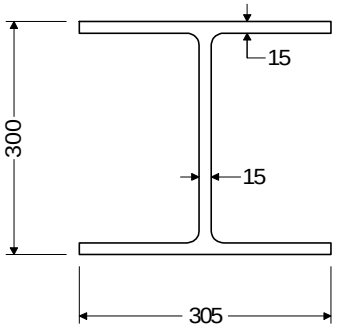
8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

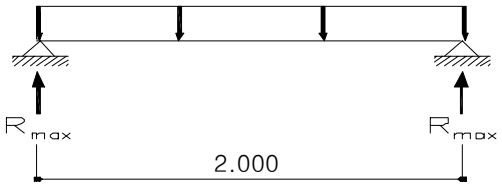
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 32.324 kN/m ---> 주형보 (CS3 : 굴착 2.645 m)

P = 32.324 × 2.00 m / 1 ea = 64.648 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 64.648 / (13 × 2.000)
= 29.837 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 29.837 × 2.000^2 / 8
= 14.919 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 29.837 × 2.000 / 12
= 34.810 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 14.919 x 1000000 / 1440000.0 = 10.360 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 34.810 x 1000 / 4050 = 8.595 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (10.360 + 10.360) / 10.360$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

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

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 10.360 MPa ---> O.K

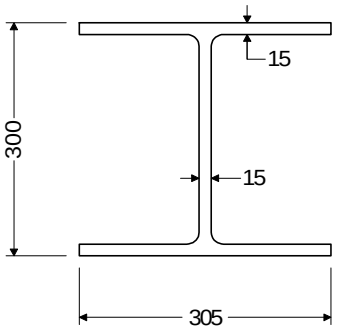
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 8.595 MPa ---> O.K

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

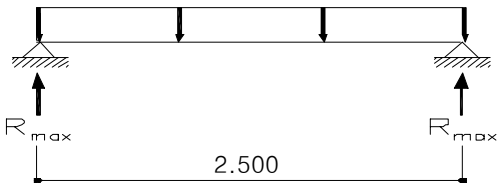
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 91.847 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 4.145 m)

$P = 91.847 \times 2.50\ m / 1\ ea = 229.618\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 229.618 / (13 \times 2.500)$
$= 84.782\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 84.782 \times 2.500^{2} / 8$
$= 66.236\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 84.782 \times 2.500 / 12$
$= 123.641\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 66.236 \times 1000000 / 1440000.0 = 45.997$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 123.641 \times 1000 / 4050 = 30.529$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (45.997 + 45.997) / 45.997$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305
= 8.197 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.197 − 4.5))
= 177.023 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
= 177.023 MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 177.023$ MPa > $f_b = 45.997$ MPa ---> O.K

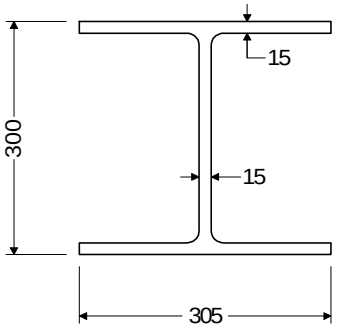
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 30.529$ MPa ---> O.K

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

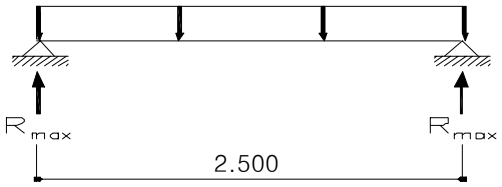
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 120.685 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 6.145 m)

P = 120.685 × 2.50 m / 1 ea = 301.713 kN

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

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

$= 12 \times 301.713 / (13 \times 2.500)$

$= 111.402$ kN/m

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

$= 111.402 \times 2.500^2 / 8$

$= 87.033$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$

$= 7 \times 111.402 \times 2.500 / 12$

$= 162.461$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 87.033 \times 1000000 / 1440000.0 = 60.439$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 162.461 \times 1000 / 4050 = 40.114$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (60.439 + 60.439) / 60.439$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 - 2.4 x (8.197 - 4.5))

= 177.023 MPa

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

= 177.023 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 177.023 MPa > f_b = 60.439 MPa ---> O.K

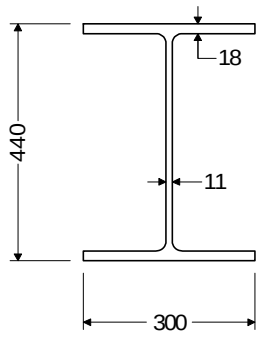
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 40.114 MPa ---> O.K

8.4 강관버팀보-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

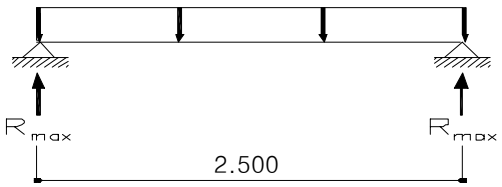
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 144.356 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 8.145 m)

$P = 144.356 \times 2.50\ m / 1\ ea = 360.889\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 360.889 / (13 \times 2.500)$
$= 133.251\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 133.251 \times 2.500^2 / 8$
$= 104.103\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 133.251 \times 2.500 / 12$
$= 194.325\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 104.103 \times 1000000 / 2550000.0 = 40.825$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 194.325 \times 1000 / 4444 = 43.727$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (40.825 + 40.825) / 40.825$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300
= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))
= 176.580 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag}, f_{cal})$
= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 176.580$ MPa > $f_b = 40.825$ MPa ---> O.K

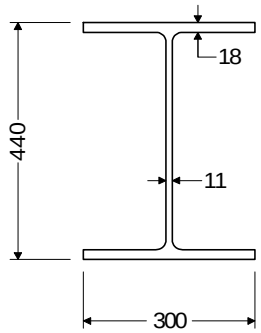
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 43.727$ MPa ---> O.K

8.5 H파일버팀보-4단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

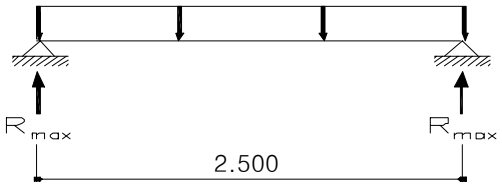
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 309.027 kN/m ---> H파일버팀보-4단 (CS17 : 해체2)

P = 309.027 × 2.50 m / 1 ea = 772.567 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 772.567 / (13 × 2.500)
= 285.255 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 285.255 × 2.500^2 / 8
= 222.856 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 285.255 × 2.500 / 12
= 415.997 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 222.856 x 1000000 / 2550000.0 = 87.394 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 415.997 x 1000 / 4444 = 93.609 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (87.394 + 87.394) / 87.394$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 87.394 MPa ---> O.K

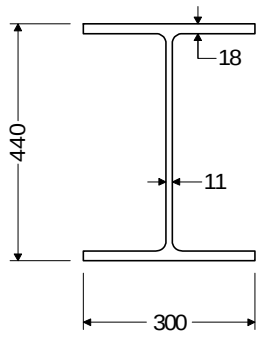
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 93.609 MPa ---> O.K

8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

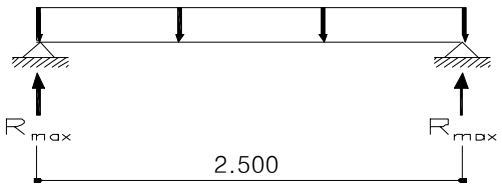
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 211.880 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS13 : 굴착 11.245 m)

$P = 211.880 \times 2.50\ m / 1\ ea = 529.699\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 529.699 / (13 \times 2.500)$
$= 195.581\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 195.581 \times 2.500^{2} / 8$
$= 152.798\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 195.581 \times 2.500 / 12$
$= 285.223\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 152.798 \times 1000000 / 2550000.0 = 59.921$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 285.223 \times 1000 / 4444 = 64.181$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (59.921 + 59.921) / 59.921$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300
= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))
= 176.580 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 176.580$ MPa > $f_b = 59.921$ MPa ---> O.K

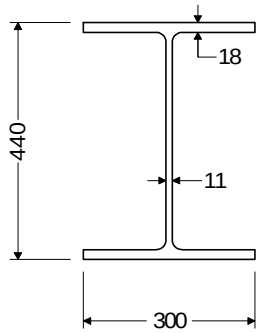
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 64.181$ MPa ---> O.K

8.7 강관버팀보-6단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

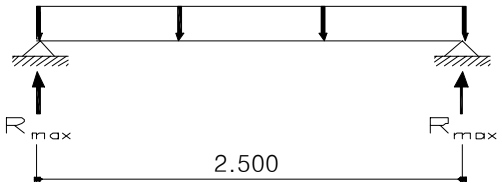
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 186.008 kN/m ---> 강관버팀보-6단 (CS15 : 굴착 12.44 m)

P = 186.008 × 2.50 m / 1 ea = 465.019 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 465.019 / (13 × 2.500)
= 171.699 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 171.699 × 2.500^2 / 8
= 134.140 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 171.699 × 2.500 / 12
= 250.395 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 134.140 x 1000000 / 2550000.0 = 52.604 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 250.395 x 1000 / 4444 = 56.344 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (52.604 + 52.604) / 52.604$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 52.604 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 56.344 MPa ---> O.K

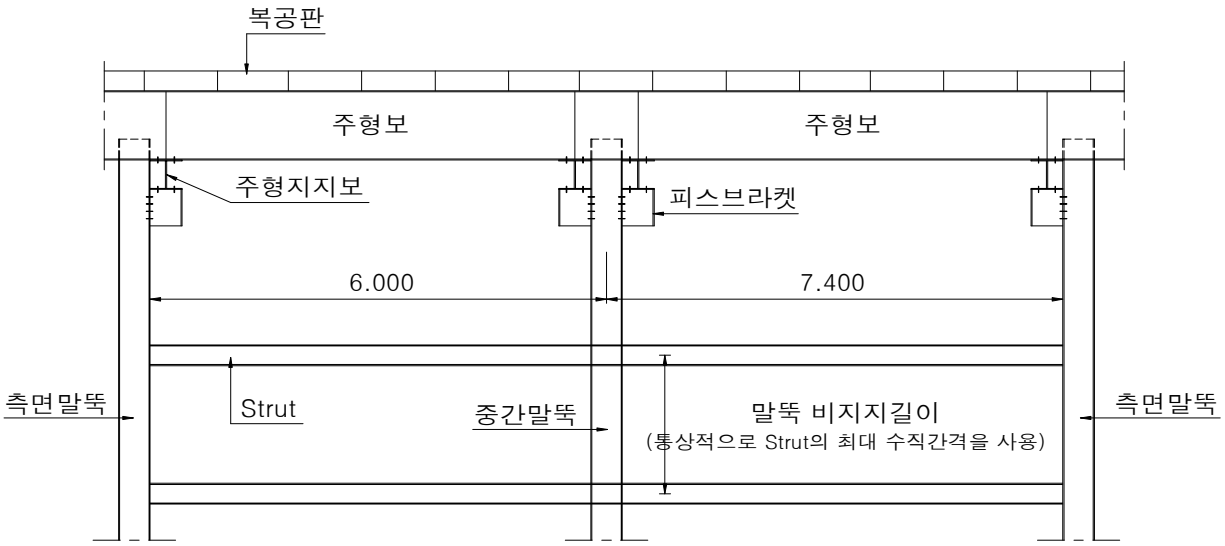
9.중간말뚝 설계

9.1 설계제원

가. 계산지간 : 6.000 + 7.400 = 13.400 m

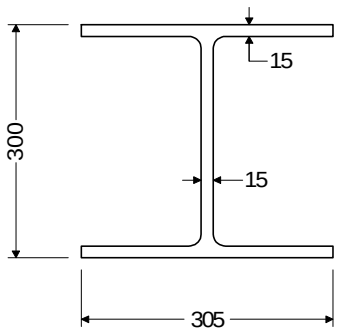
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 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
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



9.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 28.901 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 4.722 kN

(3) 버팀보 자중 = 106.523 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 9.810 kN

ΣP_s = 151.016 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.698 x 6.000) / 2 = 17.093 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.698 x 7.400) / 2 = 21.081 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.000)

= 0.326 > 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

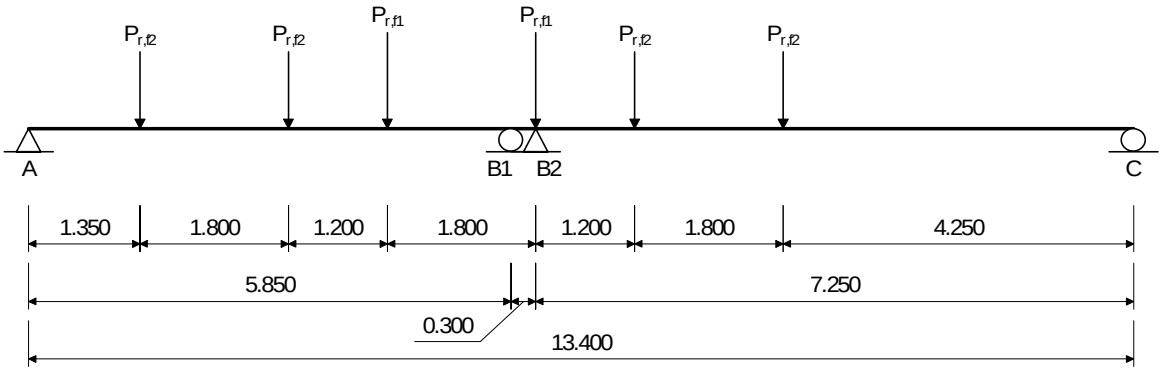
(2) 전륜하중

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 1.5 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.350 + 93.600 x 3.150 + 93.600 x 1.350) / 5.850

= 164.800 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.250 + 93.600 x 6.050 + 93.600 x 4.250) / 7.250

= 257.777 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 164.800 x 1.00 = 164.800 kN

P_{r2} = 257.777 x 1.00 = 257.777 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.350 + 23.400 x 3.150 + 23.400 x 1.350) / 5.850

= 41.200 kN

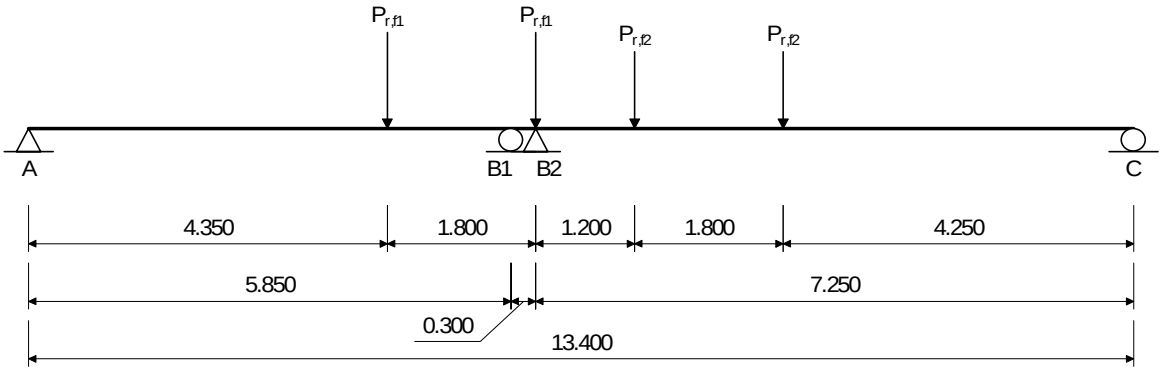
R_{B2} = (31.200 x 7.250 + 23.400 x 6.050 + 23.400 x 4.250) / 7.250

= 64.444 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 41.200 x 1.00 = 41.200 kN

P_{f2} = 64.444 x 1.00 = 64.444 kN

② 1.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.350) / 5.850
= 92.800 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.250 + 93.600 x 6.050 + 93.600 x 4.250) / 7.250
= 257.777 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 92.800 x 1.00 = 92.800 kN
P_{r2} = 257.777 x 1.00 = 257.777 kN

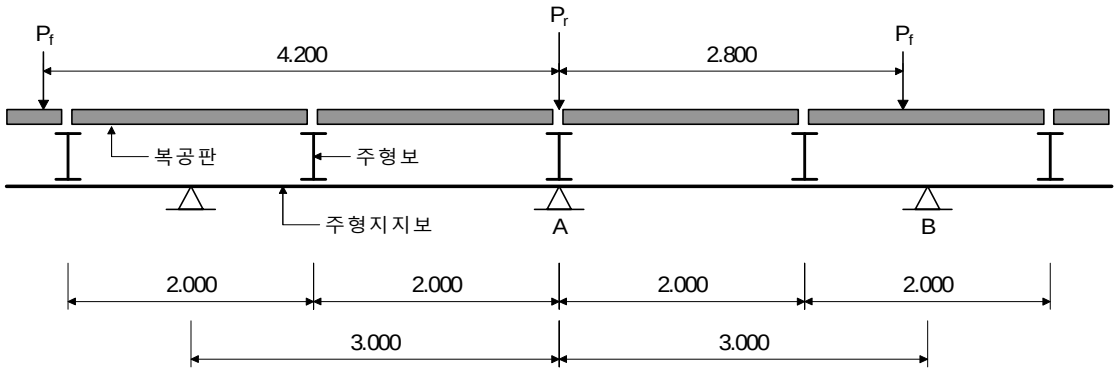
▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.350) / 5.850
= 23.200 kN

R_{B2} = (31.200 x 7.250 + 23.400 x 6.050 + 23.400 x 4.250) / 7.250
= 64.444 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 23.200 x 1.00 = 23.200 kN
P_{f2} = 64.444 x 1.00 = 64.444 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (164.800 x 3.000 + 41.200 x 0.200) / 3.000
= 167.547 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

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

= 167.547 + 17.093 x 3.00 / 2.00 = 193.186 kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

R_2 = (257.777 x 3.000 + 64.444 x 0.200) / 3.000

= 262.073 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

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

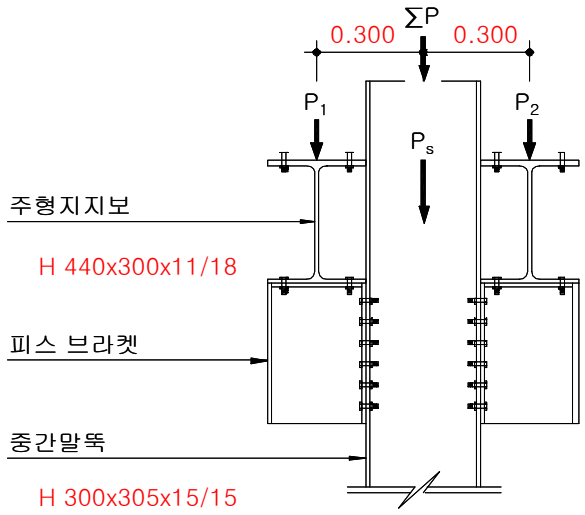
= 262.073 + 21.081 x 3.00 / 2.00 = 293.694 kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P$ = P_1 + P_2 + P_s

= 193.186 + 293.694 + 151.016 = 637.896 kN

9.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , f_c = $\sum P$ / A = 637.896 x 1000 / 13480 = 47.322 MPa

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 88.108 x 1000000 / 1440000 = 61.186 MPa

여기서, M_{max} = P_2 x e = 293.694 x 0.300 = 88.108 kN·m

나. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.973

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (108.508 − −13.865) / 108.508

= 1.128

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 2000 / 126

15.873 ---> Lx/Rx ≤ 20 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

L_y / R_y = 2000 / 72.6

27.548 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (27.548 − 20))

= 180.440 MPa

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

= 180.440 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 180.440 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

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

= 182.334 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (15.873)^2

= 6429.780 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 180.440 MPa > f_c = 47.322 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 61.186 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{47.322}{180.440} + \frac{61.186}{182.334 \times (1 - (47.322 / 6429.780))}$$

$$= 0.600 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 47.322 + \frac{61.186}{1 - (47.322 / 6429.780)}$$

$$= 108.962 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.600 , 0.577)

= 0.600 < 1.0 ---> O.K

9.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 637.90 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , $Q_u = 25 \cdot N \cdot A_p + 0.2 \cdot N_s \cdot U \cdot L_s + 0.5 \cdot N_c \cdot U \cdot L_c$(선굴착 최종경타 공법)

여기서,

N(선단의 N치)	=	20	
N_s(선단까지의 모래층 N치 평균값)	=	20	
N_c(선단까지의 점토층 N치 평균값)	=	0	
L_s(모래층 중의 길이)	=	21.440	m
L_c(점토층 중의 길이)	=	0.000	m
A_p(H-Pile 단면적)	=	0.0915	m^2
U(파일의 둘레길이)	=	1.210	m

= 25 x 20 x 0.0915 + 0.2 x 20 x 1.210 x ###

+ 0.5 x 0 x 1.210 x 0.000

= 149.520 tonf

= 1466.29 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 1466.29 / 2.0

= 733.143 kN

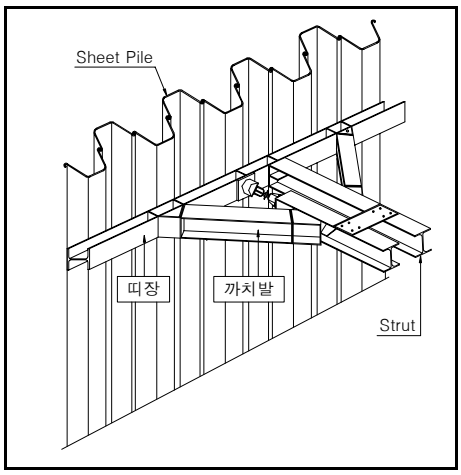
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

10. Sheet 설계

10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 21.44m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY390(SY40)
Sheet Pile Size	U:SP-VA
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	235.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	125.0
총단면적(A, mm^2)	26760.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	15600.0
$I_x(mm^4)$	630000000.0
$Z_x(mm^3)$	3150000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 186.105 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS16 : 해체1)

= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭

= 186.105 (kN·m/m) × 1.00 m = 186.105 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 202.108 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS17 : 해체2)

= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭

= 202.108 (kN/m) × 1.00 m = 202.108 kN

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

P_{max} = 주형보 반력 + 자중 및 작업하중 + 지보재 수직분력

= 173.286 kN/m + 58.222 kN/m + 0.000 kN/m

= 231.508 kN/m

= 단위폭당 최대 연직하중 × 단위폭

= 231.508 (kN/m) × 1.00 m = 231.508 kN

다. 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

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 235.0) × 0.9 = 317.25 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 125.0) × 0.9 = 168.75 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{max}}{A}$$

$$= \frac{186.105 \times 10^{6}}{0.6 \times 3150000.00} + \frac{231.508 \times 10^{3}}{26760.0} = 107.119 \text{ MPa}$$

$f_b < f_{ba}' = 317.25$ MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{202.108 \times 10^{3}}{15600.00} = 12.956 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_a' = 168.75$ MPa ---> O.K

11. 탄소성 입력 데이터

11.1 해석종류 : 탄소성보법

11.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

11.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 22.2 m, 굴착폭 = 7.4 m, 최대굴착깊이 = 12.44 m, 전모델높이 = 40 m

11.4 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	7.11	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(모래)	9.09	18.00	19.00	0.00	28.00	6	-	20000.00
3	퇴적층(자갈)	20.86	20.00	21.00	0.00	35.00	50	-	32000.00
4	풍화토	27.94	20.00	21.00	21.00	29.00	35	-	31000.00
5	풍화암	35.00	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
7	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	5	9000.00	12000.00

11.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-VA	SY390(SY40)	21.44	1

11.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.7	2	7.4	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x9	SS400	2.145	2.5	7.4	50	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x9	SS400	3.645	2.5	7.4	50	1
4	강관버팀보-3단	P 406.4x9	SS400	5.645	2.5	7.4	50	1
5	H파일버팀보-4단	H 300x305x15/15	SS400	7.645	2.5	7.4	50	1
6	강관버팀보-5단	P 406.4x9	SS400	9.145	2.5	7.4	50	1
7	강관버팀보-6단	P 406.4x9	SS400	10.745	2.5	7.4	50	1

11.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브	6.589	0	6.4	C27	1	-
2	기초	11.94	0	6.4	C27	1	-
3	벽체	6.4	6.089	12.44	C27	1.1	뒤채움

11.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

11.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 10.122 m, 수위차 = 12.44 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	1.20	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	2.65	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	4.15	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	6.15	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	강관버팀보-3단		-	-	-	-	X	X
9	8.15	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	H파일버팀보-4단		-	-	-	-	X	X
11	9.65	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	강관버팀보-5단		-	-	-	-	X	X
13	11.25	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	강관버팀보-6단		-	-	-	-	X	X
15	12.44	-	-	-	-	-	-	X	X
16	-	-	-	11.346	-	-	-	X	X
17	-		강관버팀보-5단	-	-	-	-	X	X
18	-	-	-	9.052	-	-	-	X	X
19	-	-	-	7.511	-	-	-	X	X
20	-	-	-	6.089	-	-	-	X	X

12. 해석 결과
12.1 전산 해석결과 집계

12.1.1 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 1.2 m	1.20	9.72	7.5	-8.10	4.6	11.18	6.1	-10.61	9.6
CS2 : 생성 주형보	1.20	9.72	7.5	-8.10	4.6	11.18	6.1	-10.61	9.6
CS3 : 굴착 2.645 m	2.65	12.62	3.6	-31.53	0.7	37.20	2.6	-19.20	9.6
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.65	12.51	7.5	-24.68	2.1	23.46	3.1	-18.33	9.6
CS5 : 굴착 4.145 m	4.15	25.63	7.1	-75.96	2.1	69.92	4.1	-32.42	9.6
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.15	23.17	7.1	-62.30	2.1	57.66	4.1	-30.03	9.6
CS7 : 굴착 6.145 m	6.15	66.27	7.6	-123.95	3.6	119.58	6.1	-57.80	10.1
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.15	59.86	7.6	-110.54	3.6	105.12	6.1	-53.01	10.1
CS9 : 굴착 8.145 m	8.15	100.81	9.1	-137.45	5.6	141.50	7.5	-73.84	11.2
CS10 : 생성 H파일버팀보-4단	8.15	94.05	9.1	-124.35	5.6	126.65	7.1	-69.48	11.2
CS11 : 굴착 9.645 m	9.65	72.40	11.2	-116.80	7.6	118.15	9.1	-68.76	12.9
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	9.65	67.93	11.2	-101.40	7.6	105.08	9.1	-66.21	12.9
CS13 : 굴착 11.245 m	11.25	82.65	7.6	-156.70	9.1	150.58	11.3	-85.26	15.9
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	11.25	79.62	7.6	-140.97	9.1	137.75	11.3	-80.85	15.4
CS15 : 굴착 12.44 m	12.44	95.36	15.4	-190.34	10.7	186.07	12.9	-104.06	17.4
CS16 : 해체1	12.44	95.37	15.4	-190.29	10.7	186.10	12.9	-104.07	17.4
CS17 : 해체2	12.44	115.98	12.1	-202.11	7.6	153.32	10.4	-112.62	7.6
CS18 : 해체3	12.44	115.96	12.1	-202.11	7.6	153.32	10.4	-112.62	7.6
CS19 : 해체4	12.44	115.96	12.1	-202.11	7.6	153.32	10.4	-112.62	7.6
CS20 : 해체5	12.44	115.96	12.1	-202.11	7.6	153.32	10.4	-112.62	7.6
TOTAL		115.98	12.1	-202.11	7.6	186.10	12.9	-112.62	7.6

12.1.2 지보재 반력 집계

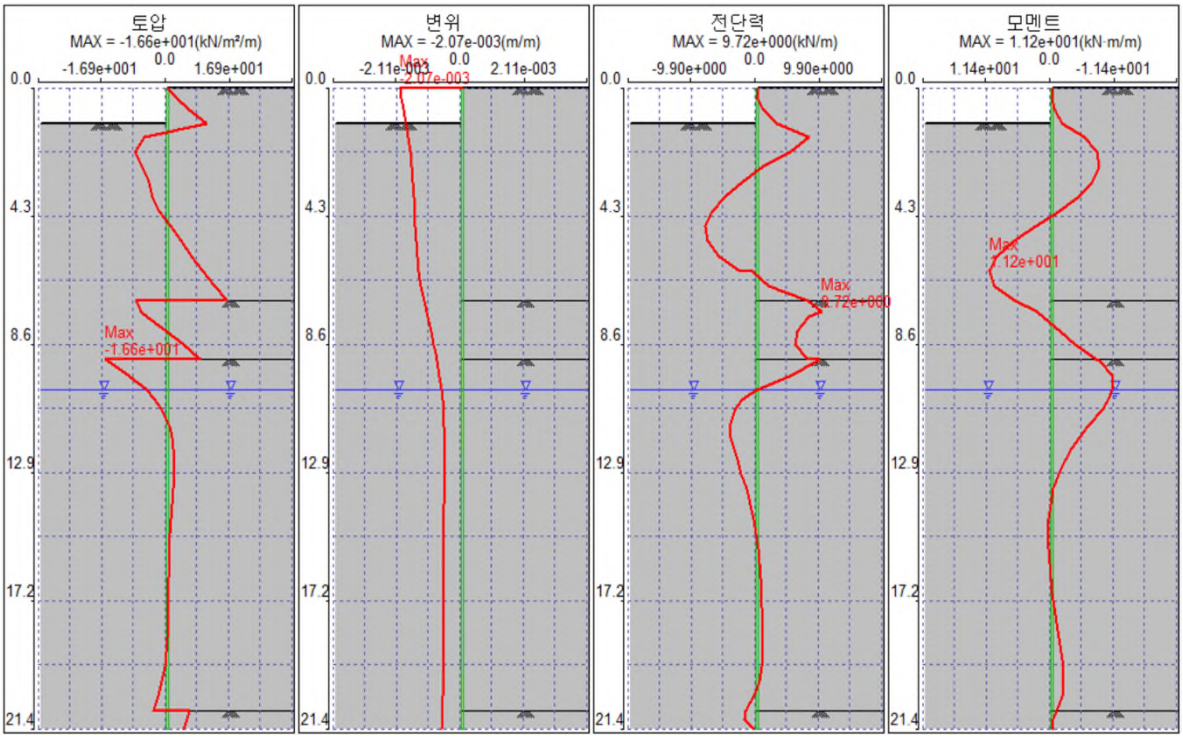
* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단	강관버팀보-3단	H파일버팀보-4단
		0.7 (m)	2.145 (m)	3.645 (m)	5.645 (m)	7.645 (m)
CS1 : 굴착 1.2 m	1.20	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	1.20	0.00	-	-	-	-
CS3 : 굴착 2.645 m	2.65	32.32	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.65	20.03	20.00	-	-	-
CS5 : 굴착 4.145 m	4.15	-0.54	91.85	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.15	2.99	74.66	20.00	-	-
CS7 : 굴착 6.145 m	6.15	-22.44	82.24	120.69	-	-
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.15	-18.49	80.84	104.74	20.00	-
CS9 : 굴착 8.145 m	8.15	-22.35	67.93	98.99	144.36	-
CS10 : 생성 H파일버팀보-4단	8.15	-21.84	69.48	99.50	128.69	20.00
CS11 : 굴착 9.645 m	9.65	-19.41	65.58	85.14	115.34	166.54
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	9.65	-19.64	66.06	86.69	116.09	148.61
CS13 : 굴착 11.245 m	11.25	-17.56	66.26	79.66	85.48	145.10
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	11.25	-17.74	66.27	80.32	88.01	144.27
CS15 : 굴착 12.44 m	12.44	-17.52	67.07	80.71	80.45	115.58
CS16 : 해체1	12.44	-17.52	67.07	80.71	80.45	115.58
CS17 : 해체2	12.44	-15.34	61.87	65.30	77.70	309.03
CS18 : 해체3	12.44	-15.34	61.87	65.30	77.70	309.03
CS19 : 해체4	12.44	-15.34	61.87	65.30	77.70	309.03
CS20 : 해체5	12.44	-15.34	61.87	65.30	77.70	309.03
TOTAL		32.32	91.85	120.69	144.36	309.03

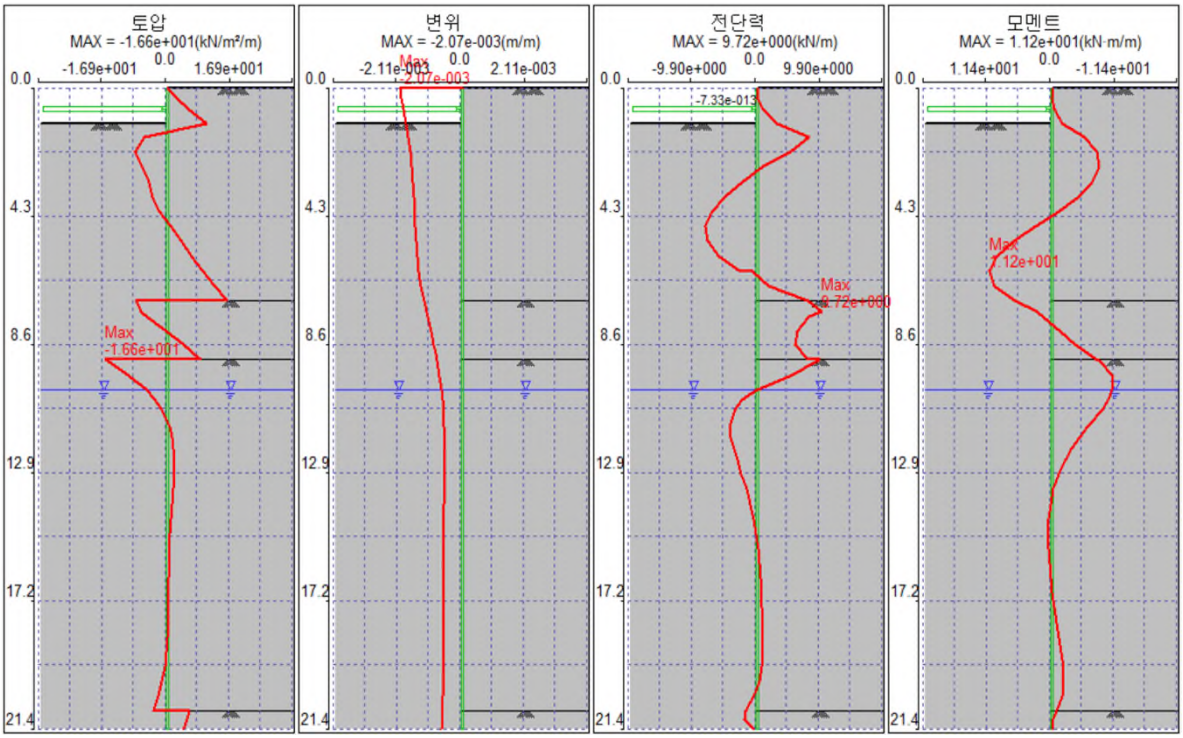
시공단계	굴착 깊이	강관버팀보-5단	강관버팀보-6단			
		9.145 (m)	10.745 (m)			
CS1 : 굴착 1.2 m	1.20	-	-			
CS2 : 생성 주형보	1.20	-	-			
CS3 : 굴착 2.645 m	2.65	-	-			
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.65	-	-			
CS5 : 굴착 4.145 m	4.15	-	-			
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.15	-	-			
CS7 : 굴착 6.145 m	6.15	-	-			
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.15	-	-			
CS9 : 굴착 8.145 m	8.15	-	-			
CS10 : 생성 H파일버팀보-4단	8.15	-	-			
CS11 : 굴착 9.645 m	9.65	-	-			
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	9.65	20.00	-			
CS13 : 굴착 11.245 m	11.25	211.88	-			
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	11.25	193.96	20.00			
CS15 : 굴착 12.44 m	12.44	190.02	186.01			
CS16 : 해체1	12.44	190.00	185.98			
CS17 : 해체2	12.44	-	-			
CS18 : 해체3	12.44	-	-			
CS19 : 해체4	12.44	-	-			
CS20 : 해체5	12.44	-	-			
TOTAL		211.88	186.01			

12.2 시공단계별 단면력도

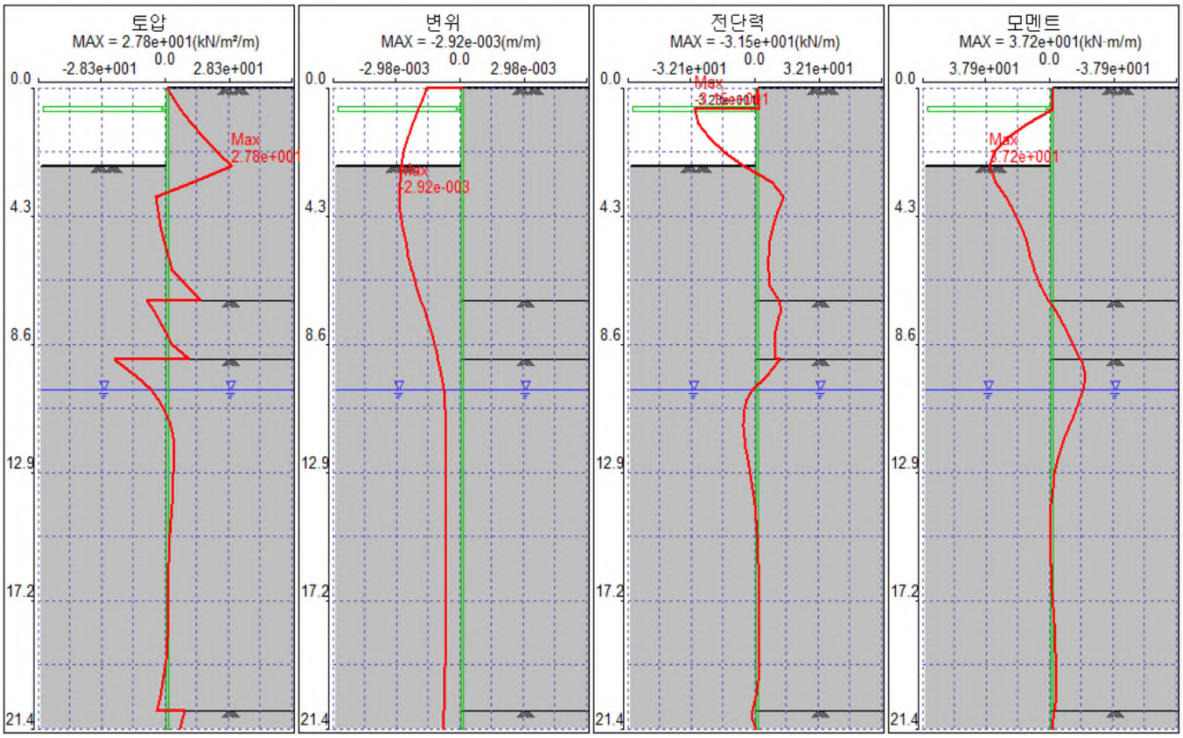
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 1.2 m]



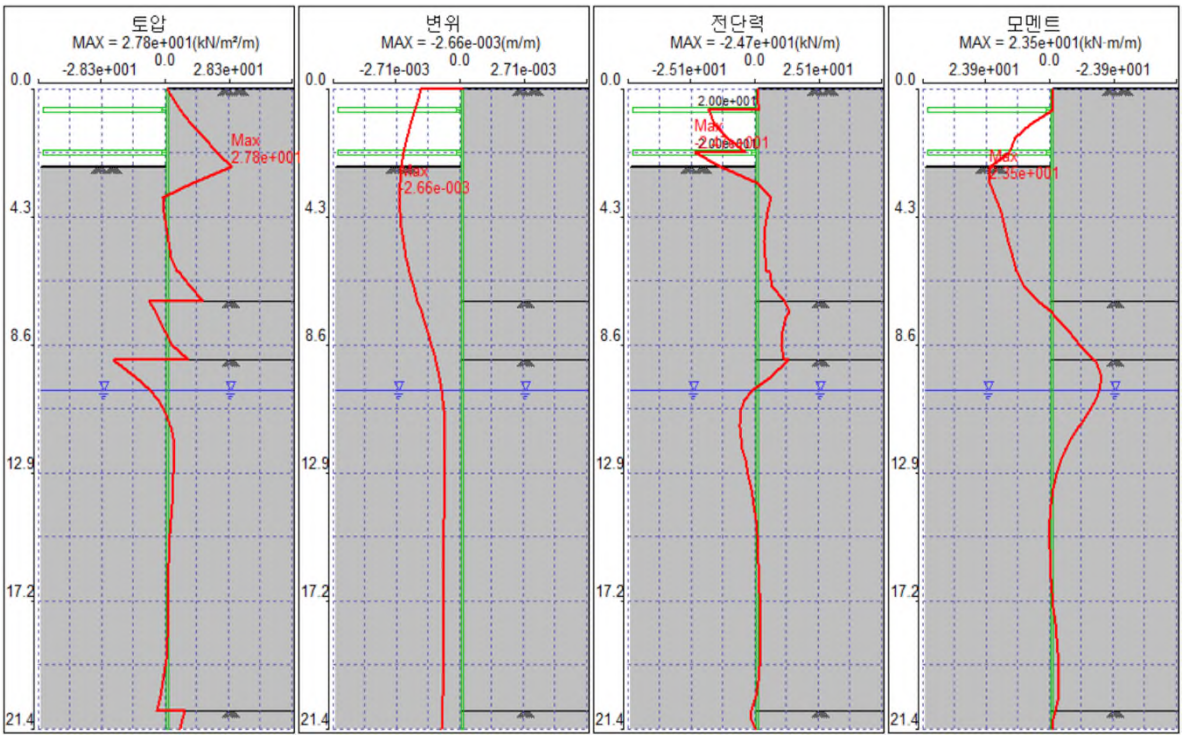
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



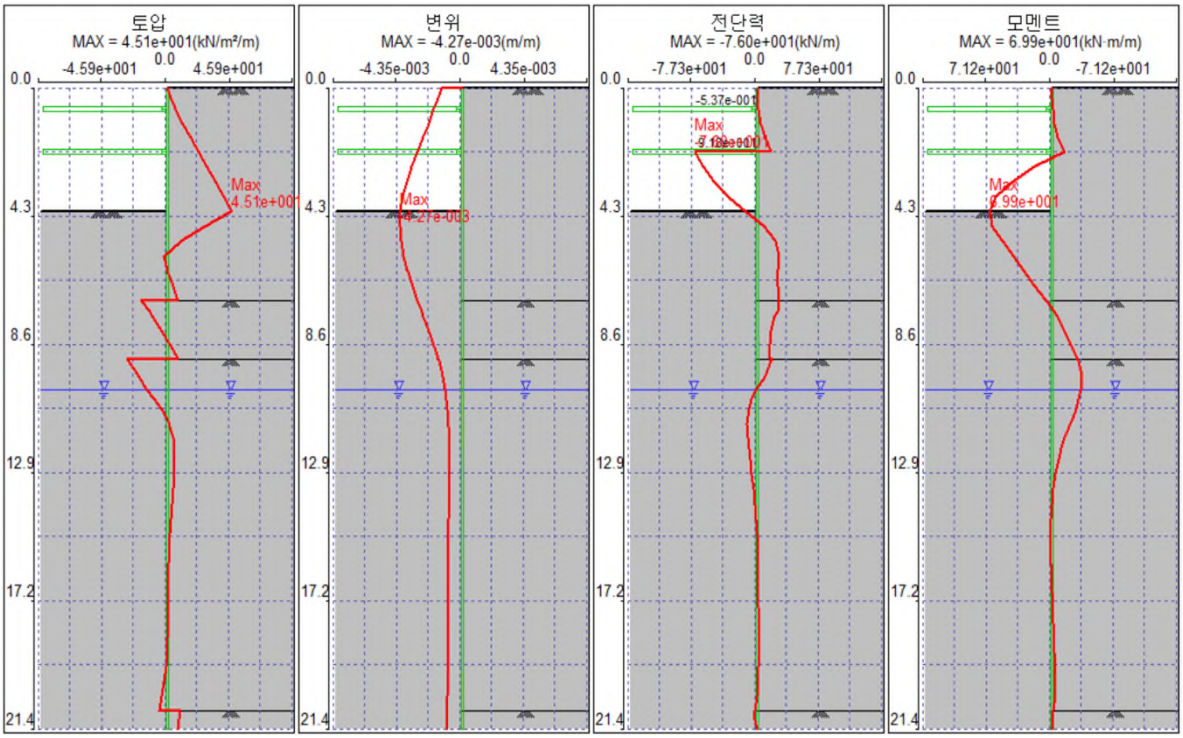
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 2.645 m]



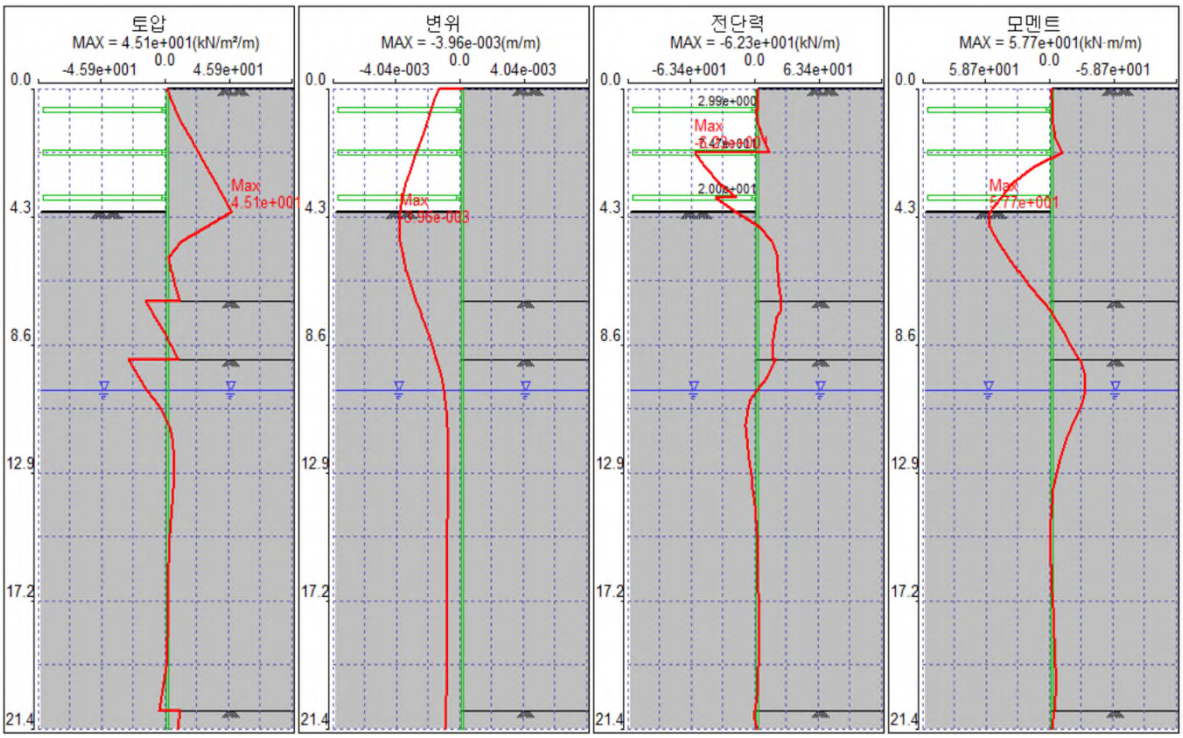
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



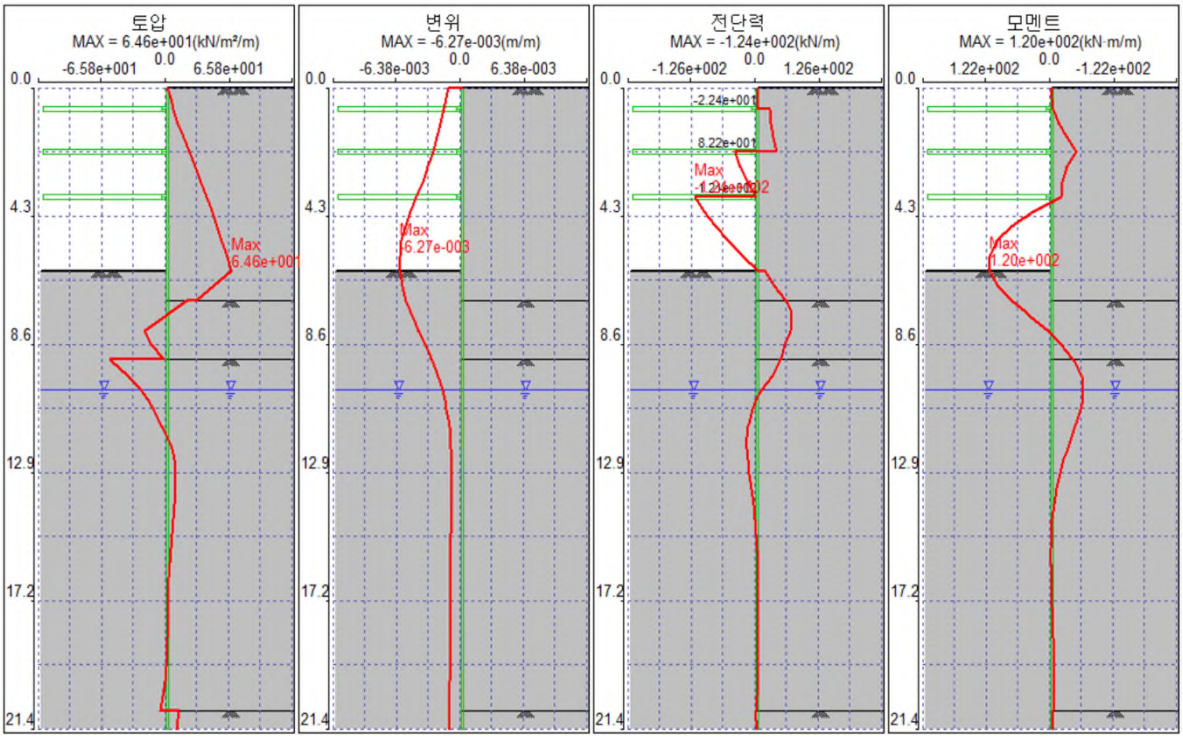
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 4.145 m]



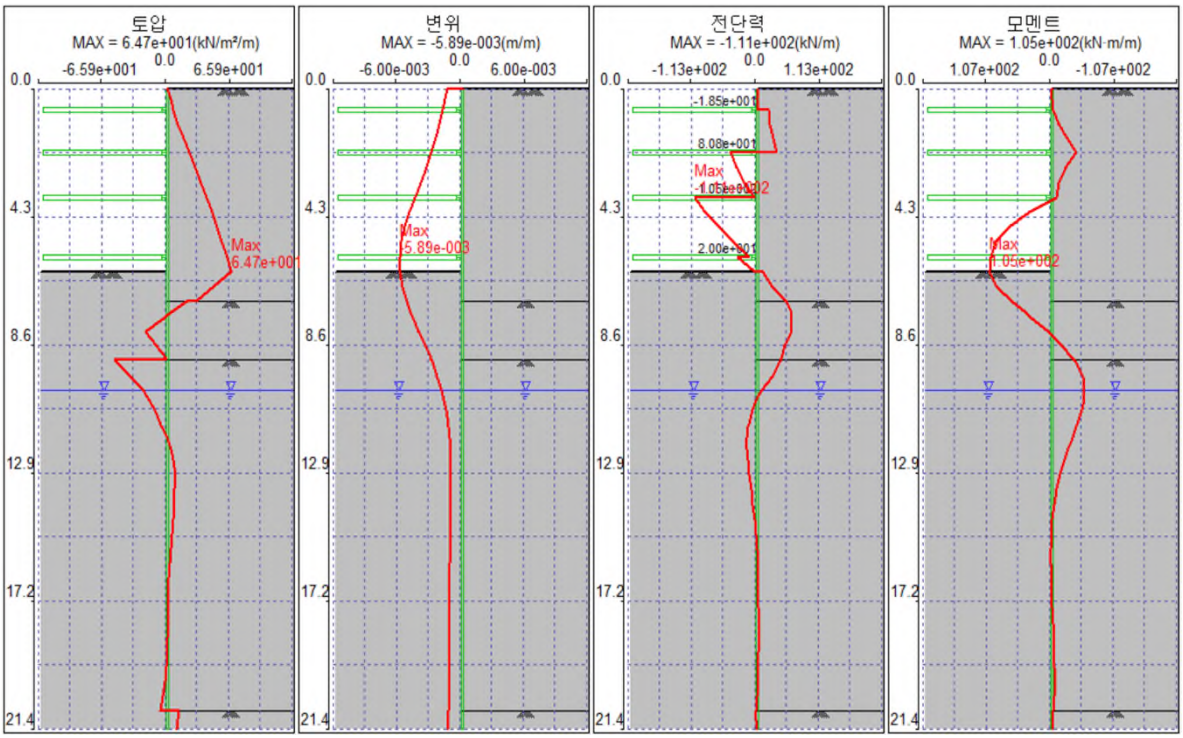
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



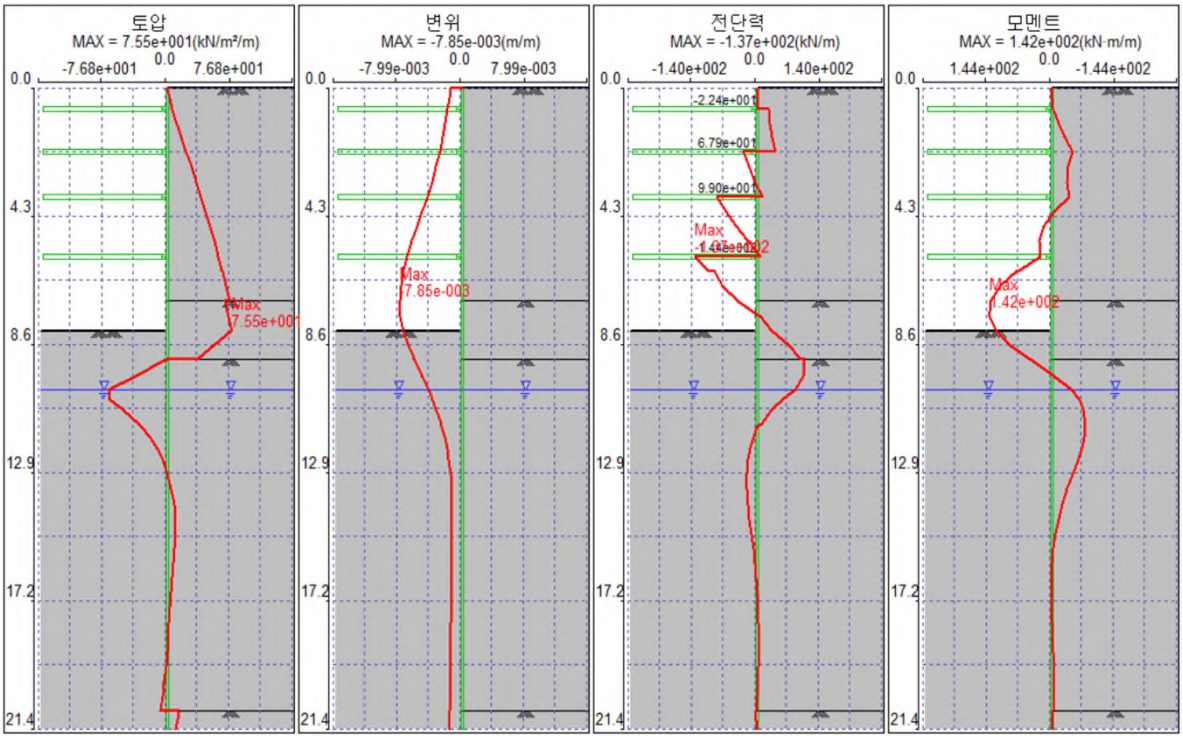
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 6.145 m]



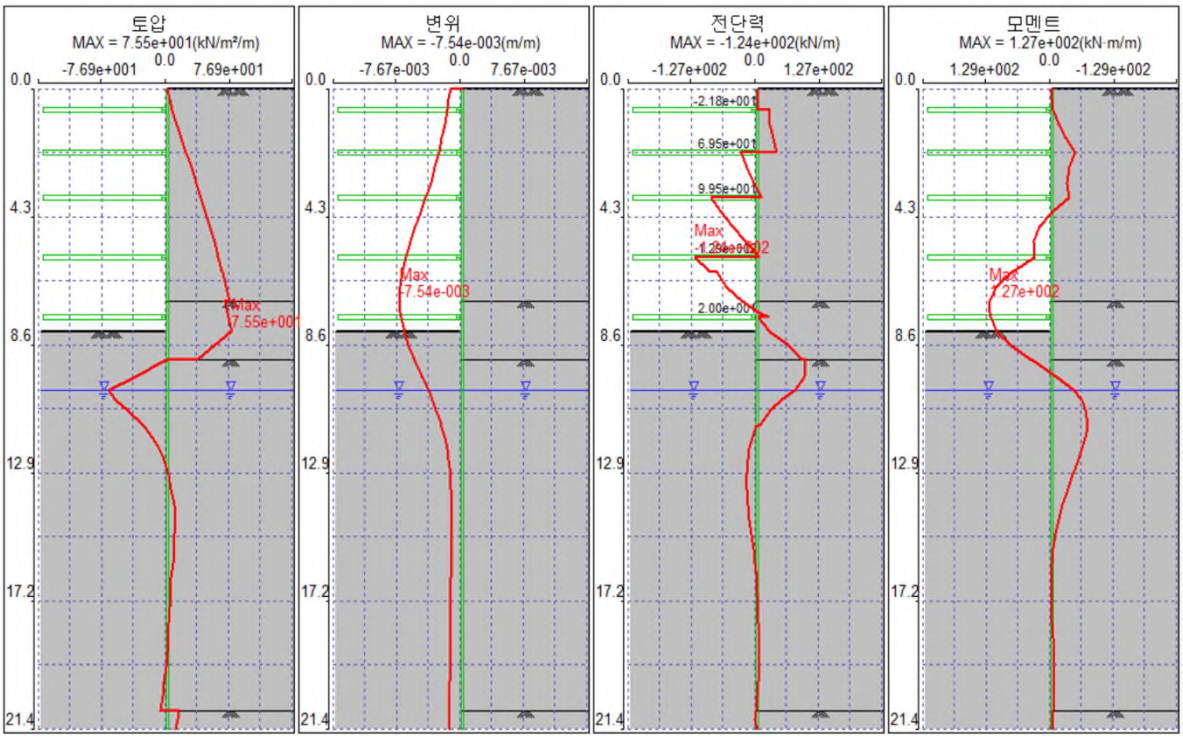
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 강관버팀보-3단]



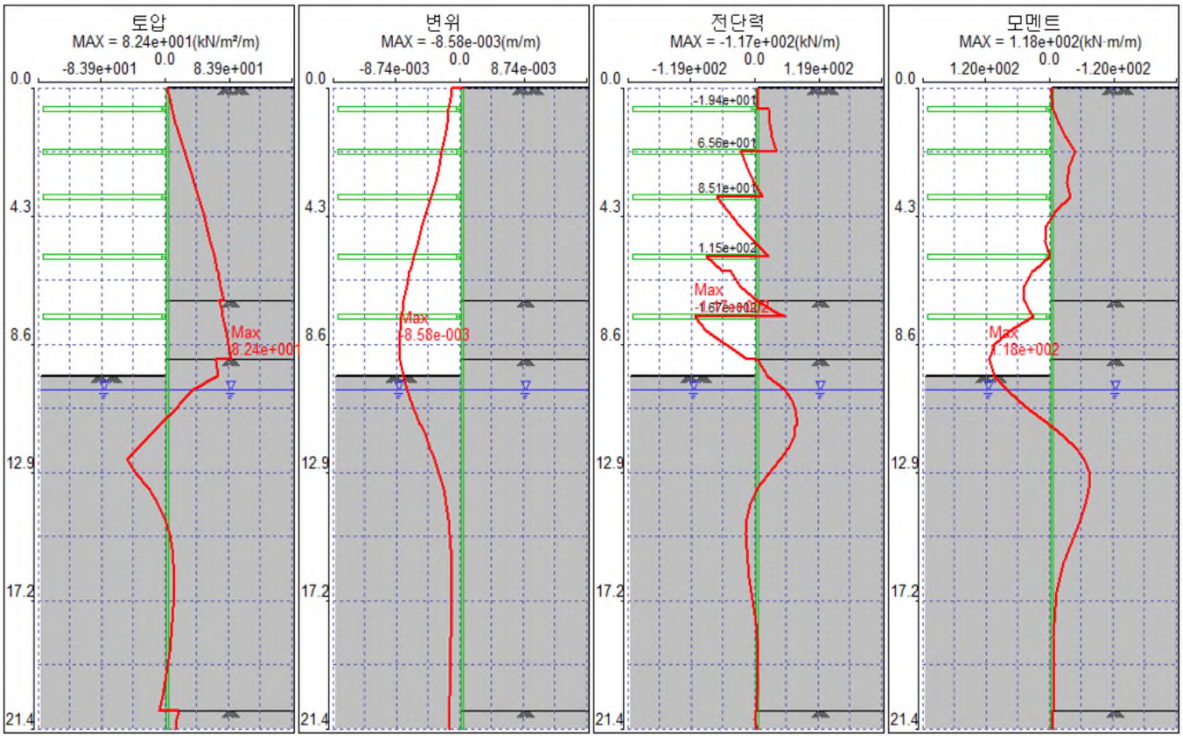
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 8.145 m]



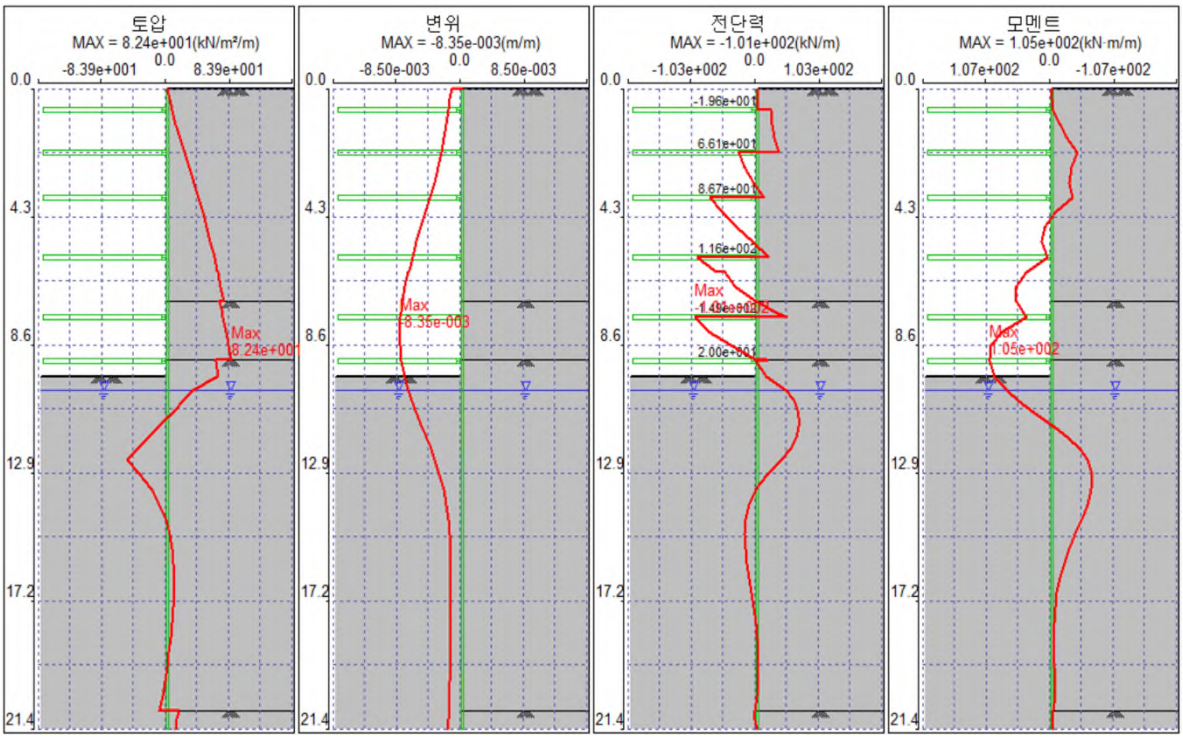
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 H파일버팀보-4단]



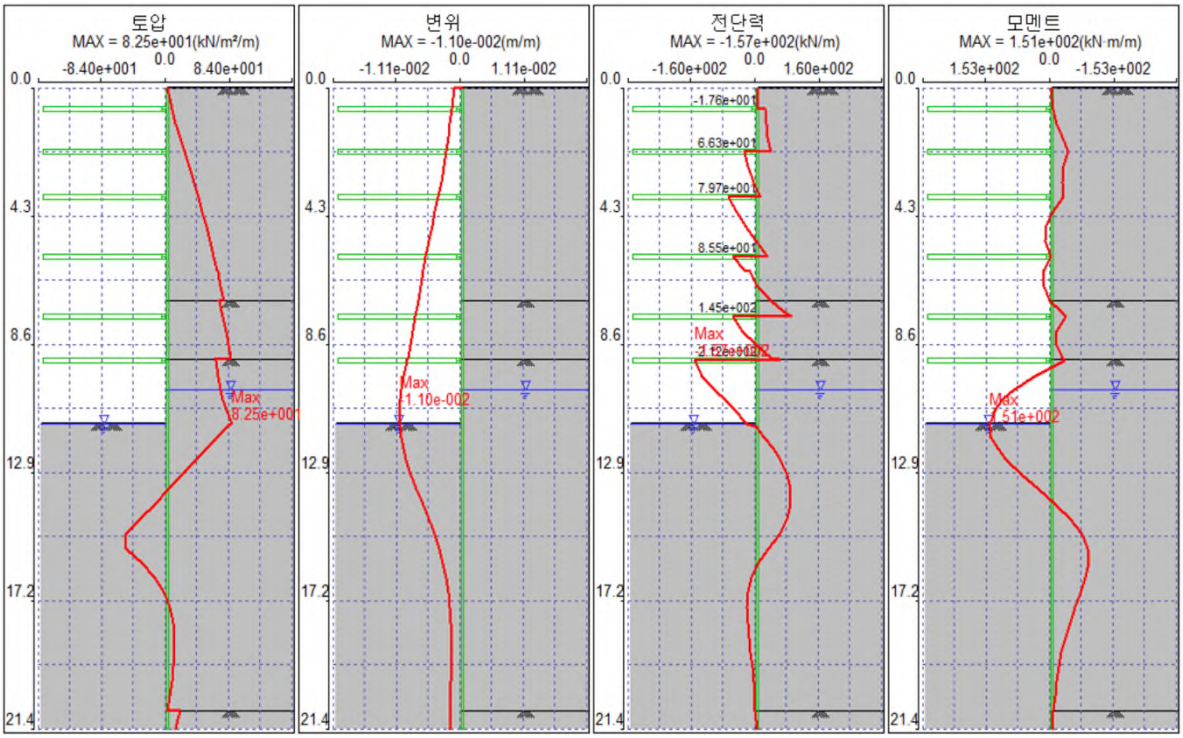
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 9.645 m]



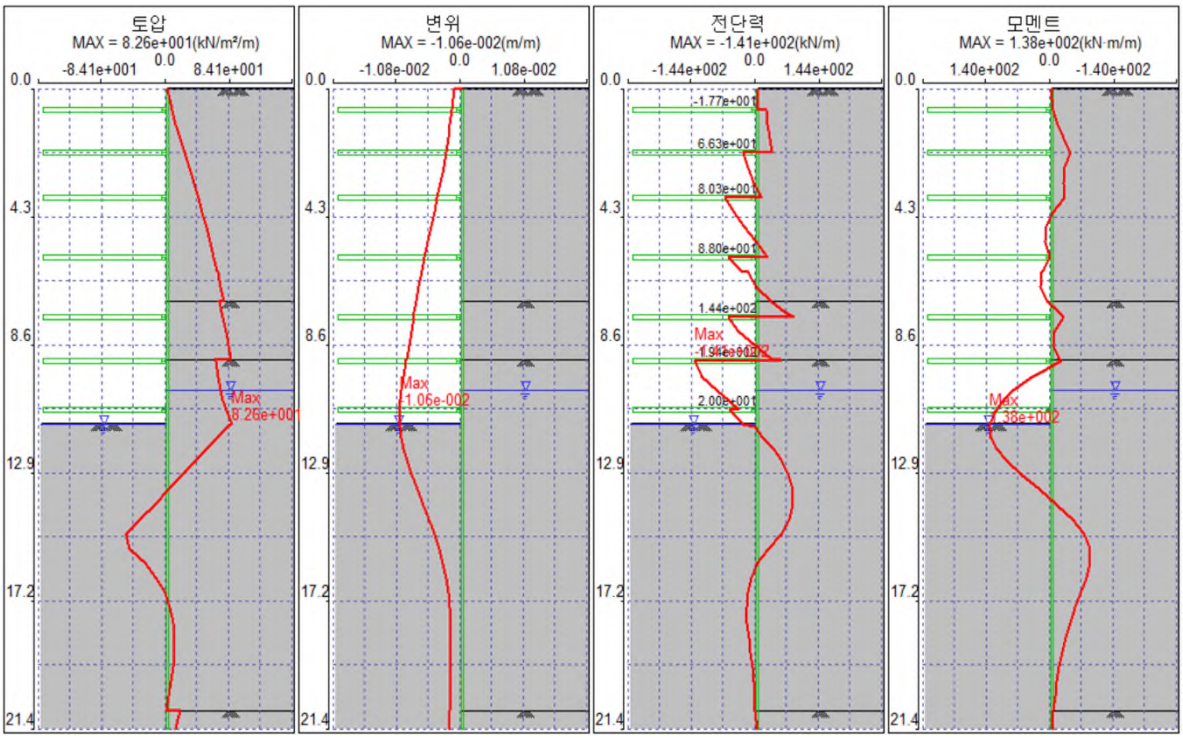
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 강관버팀보-5단]



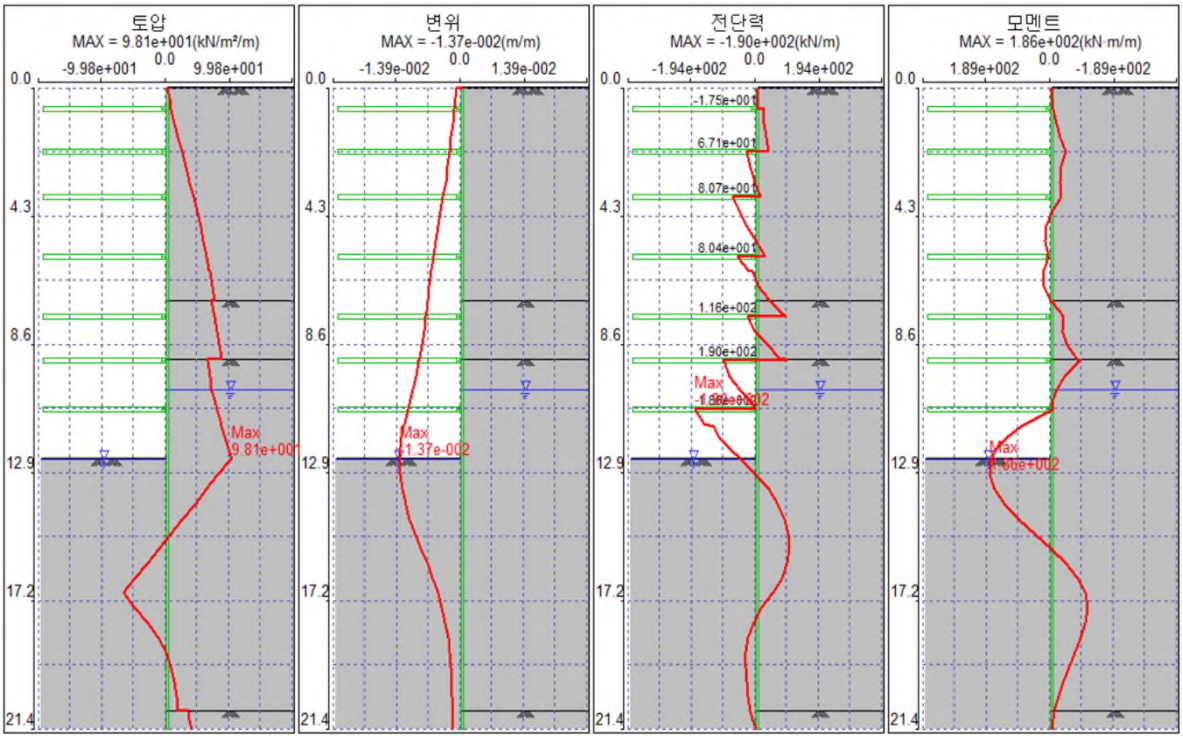
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 11.245 m]



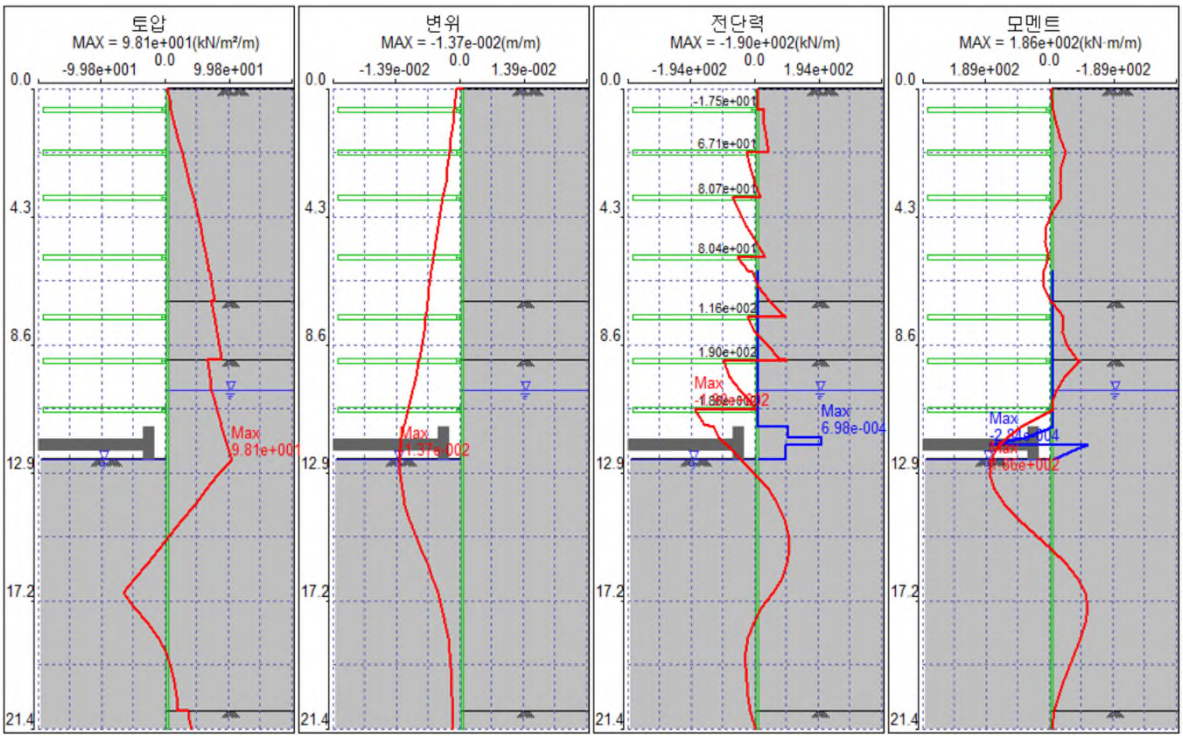
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 강관버팀보-6단]



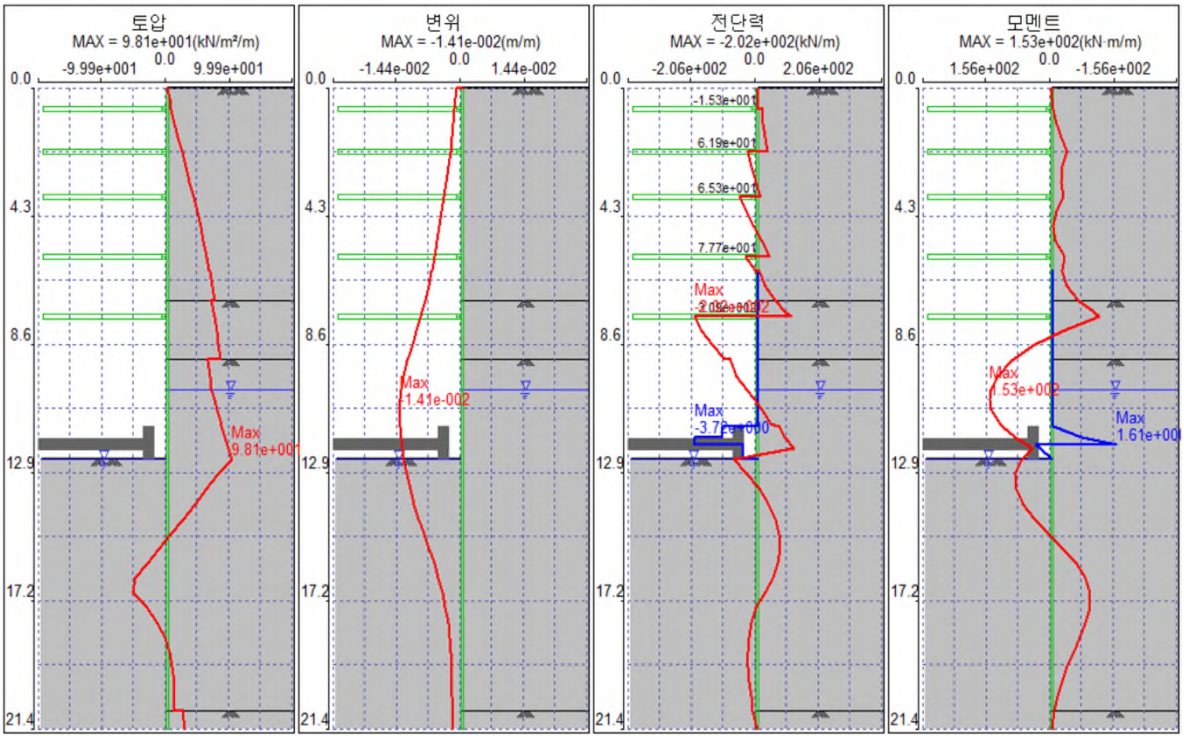
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 12.44 m]



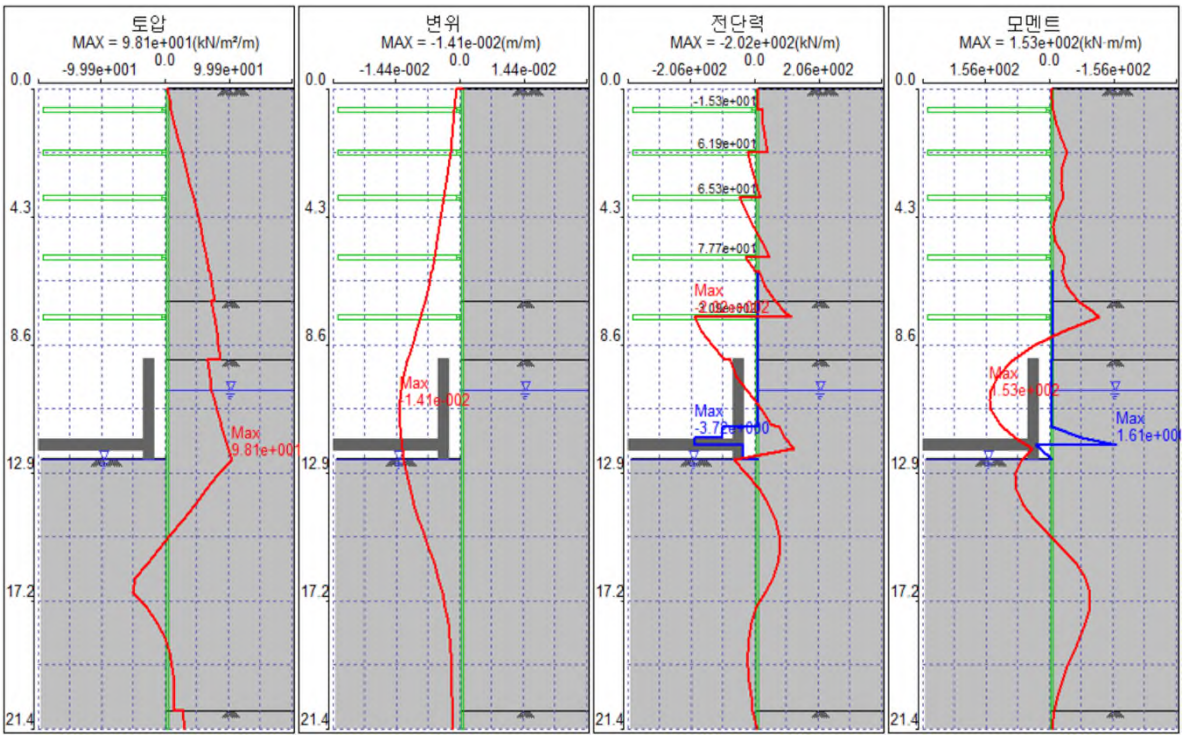
16) 시공 16 단계 [CS16 : 해체1]



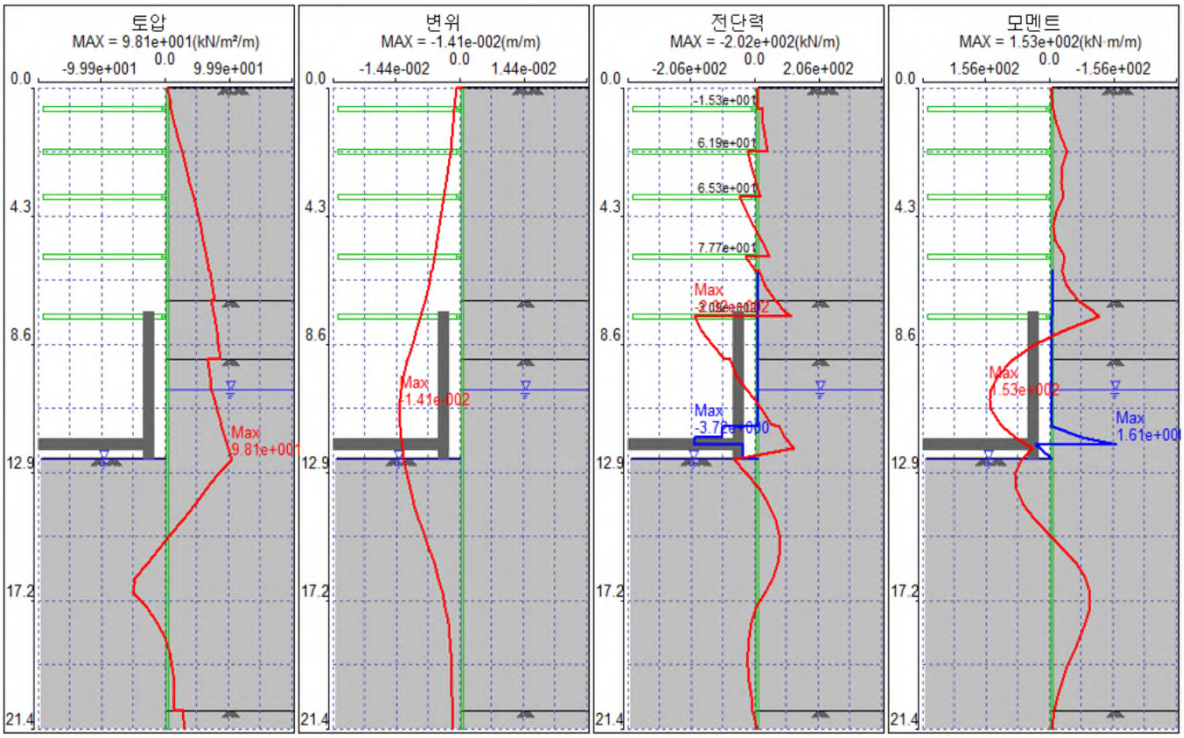
17) 시공 17 단계 [CS17 : 해체2]



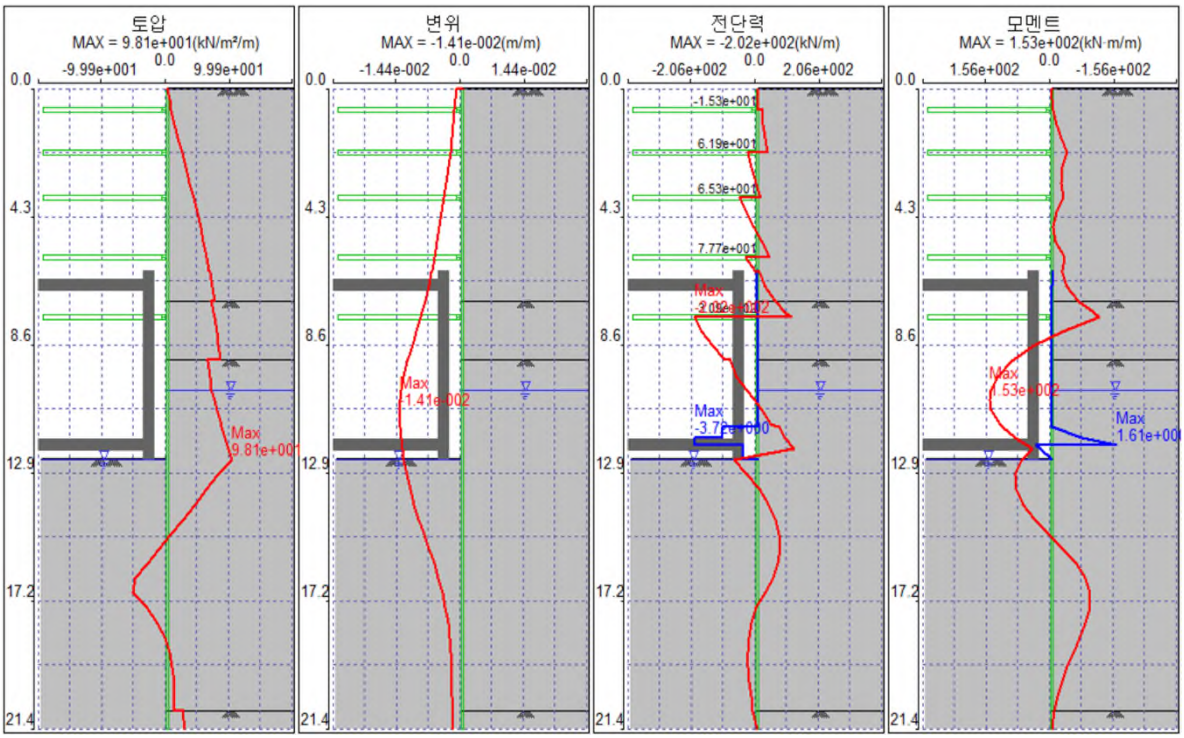
18) 시공 18 단계 [CS18 : 해체3]



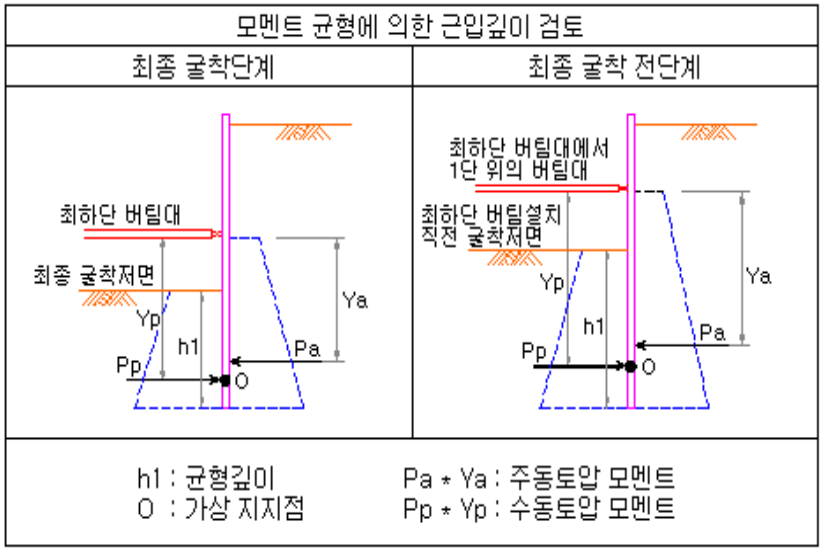
19) 시공 19 단계 [CS19 : 해체4]



20) 시공 20 단계 [CS20 : 해체5]



12.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	4.712	9.000	9727.558	15731.551	1.617	1.200	OK
최종 굴착 전단계	4.230	10.195	12330.438	23276.533	1.888	1.200	OK

12.3.1 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 -10.745 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 149.325 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.884 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1420.956 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 6.753 m

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

Ma = (149.325 x 0.884) + (1420.956 x 6.753) = 9727.558 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2045.424 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 7.691 m

Mp = (Pp x Yp) = (2045.424 x 7.691) = 15731.551 kN · m

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

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 15731.551 / 9727.558 = 1.617

S.F. = 1.617 > 1.2 ... OK

12.3.2. 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 -9.145 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 149.481 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.102 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1530.192 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 7.95 m

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

Ma = (149.481 x 1.102) + (1530.192 x 7.95) = 12330.438 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2619.512 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 8.886 m

Mp = (Pp x Yp) = (2619.512 x 8.886) = 23276.533 kN·m

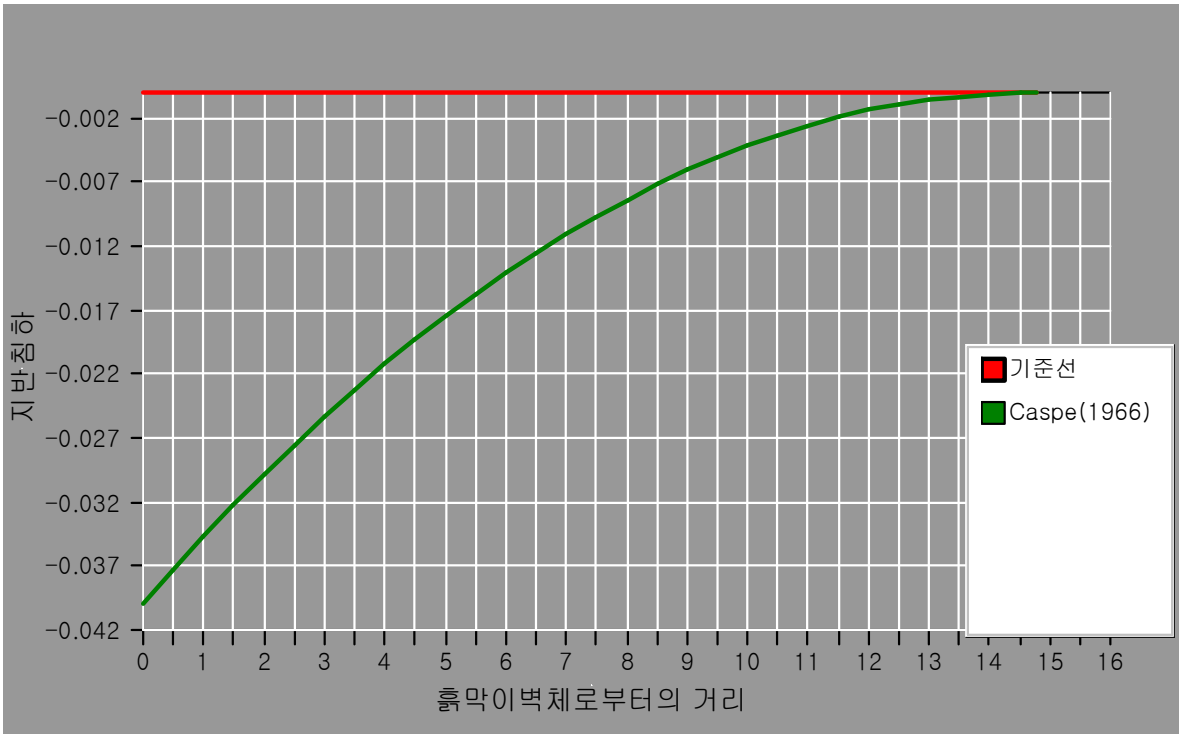
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 23276.533 / 12330.438 = 1.888

S.F. = 1.888 > 1.2 ... OK

12.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



12.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.147 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 14.8 m, Hw = 12.44 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 28.743 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ /2)

Hp = 0.5 x 14.8 x tan(45 + 28.743/2) = 12.498 m

Ht = Hp + Hw = 12.498 + 12.44 = 24.938 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ /2)

D = 24.938 x tan(45-28.743/2) = 14.765 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.147 / 14.765 = -0.040 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.040 x ((14.765 - Xi) / 14.765)^2

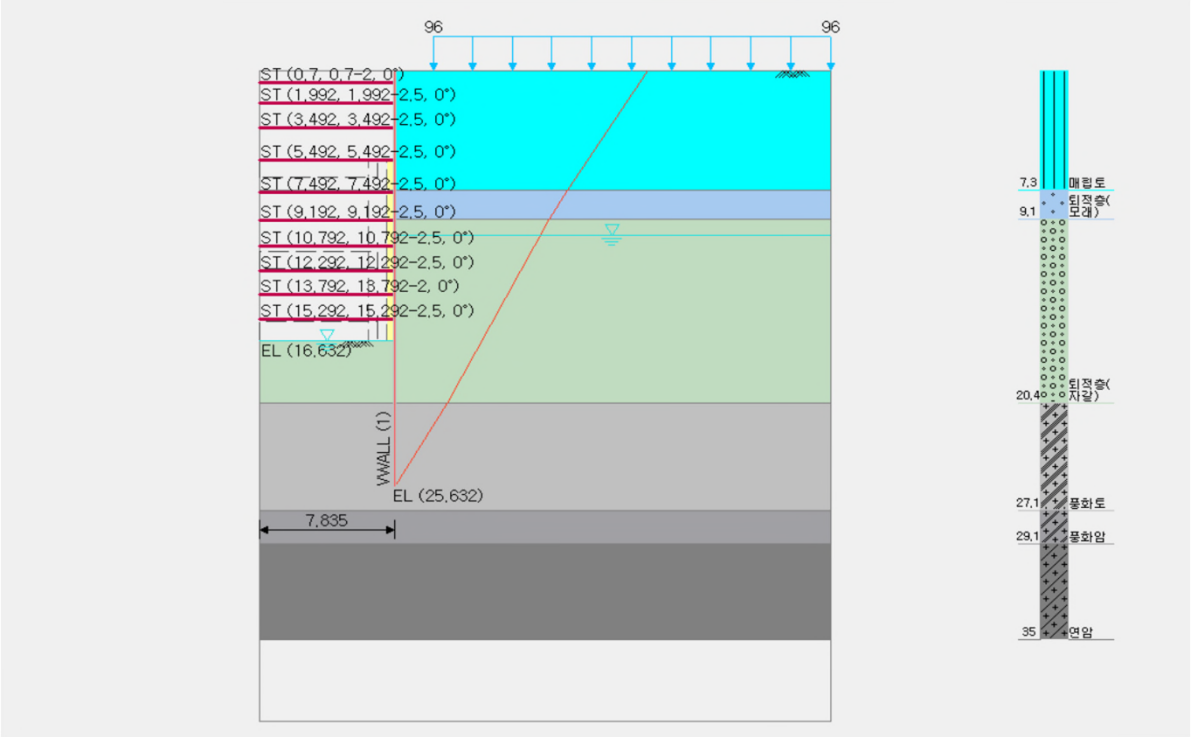
변 경

9. RAMP-C(STA.0+687.000~706.000)

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(측벽)
6.2 주형지지보(중앙)
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 (H형강버팀보-4단)
7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)
7.7 Strut 설계 (강관버팀보-6단)
7.8 Strut 설계 (H형강버팀보-7단)
7.9 Strut 설계 (H형강버팀보-8단)
7.10 Strut 설계 (강관버팀보-9단)
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 H형강버팀보-4단 띠장 설계
8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계
8.7 강관버팀보-6단 띠장 설계
8.8 H형강버팀보-7단 띠장 설계
8.9 H형강버팀보-8단 띠장 설계
8.10 강관버팀보-9단 띠장 설계
9.중간말뚝 설계
10. Sheet 설계
10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 25.63m)
11.전산 입력 정보
12.해석결과

1.표준단면


96
96
ST (0.7, 0.7-2, 0°)
ST (1.992, 1.992-2.5, 0°)
ST (3.492, 3.492-2.5, 0°)
ST (5.492, 5.492-2.5, 0°)
ST (7.492, 7.492-2.5, 0°)
ST (9.192, 9.192-2.5, 0°)
ST (10.792, 10.792-2.5, 0°)
ST (12.292, 12.292-2.5, 0°)
ST (13.792, 13.792-2, 0°)
ST (15.292, 15.292-2.5, 0°)
EL (16.632)
VWALL (1)
EL (25.632)
7.835
7.3
매립토
9.1
퇴적층(
모래)
20.40
퇴적층(
자갈)
27.1
풍화토
29.1
풍화암
35
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-B:750x1990x200	-	휨응력	199.674	210.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	12.878	120.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	59.953	176.450	O.K	처짐	O.K
		전단응력	33.688	108.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	99.507	182.420	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	70.761	108.000	O.K		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	84.518	170.848	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	68.911	108.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.70	휨응력	3.906	137.233	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	7.857	111.626	O.K		
		전단응력	1.770	108.000	O.K		
H형강버팀보-4단 H 300x305x15/15	7.49	휨응력	15.625	138.335	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	54.605	118.103	O.K		
		전단응력	3.704	108.000	O.K		
H형강버팀보-7단 H 300x305x15/15	12.29	휨응력	15.625	138.335	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	64.298	118.103	O.K		
		전단응력	3.704	108.000	O.K		
H형강버팀보-8단 H 300x305x15/15	13.79	휨응력	15.625	138.335	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	100.588	118.103	O.K		
		전단응력	3.704	108.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x9	1.99	휨응력	20.604	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	30.191	162.316	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.669	106.692	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x9	3.49	휨응력	20.604	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	36.969	162.316	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.669	106.692	O.K		
강관버팀보-3단 P 406.4x9	5.49	휨응력	20.604	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	42.028	162.316	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.669	106.692	O.K		
강관버팀보-5단 P 406.4x9	9.19	휨응력	20.604	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	57.986	162.316	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.669	106.692	O.K		
강관버팀보-6단 P 406.4x9	10.79	휨응력	20.604	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	62.275	162.316	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.669	106.692	O.K		
강관버팀보-9단 P 406.4x9	15.29	휨응력	20.604	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	61.978	162.316	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.669	106.692	O.K		

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
주형보 H 300x305x15/15	0.70	휨응력	10.421	182.420	O.K	
		전단응력	8.646	108.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 300x305x15/15	1.99	휨응력	43.917	176.910	O.K	
		전단응력	29.148	108.000	O.K	
강관버팀보-2단 H 300x305x15/15	3.49	휨응력	59.172	176.910	O.K	
		전단응력	39.273	108.000	O.K	
강관버팀보-3단 H 300x305x15/15	5.49	휨응력	70.560	176.910	O.K	
		전단응력	46.831	108.000	O.K	
H형강버팀보-4단 H 300x305x15/15	7.49	휨응력	123.413	176.910	O.K	
		전단응력	81.910	108.000	O.K	
강관버팀보-5단 H 300x305x15/15	9.19	휨응력	106.478	176.910	O.K	
		전단응력	70.670	108.000	O.K	
강관버팀보-6단 H 300x305x15/15	10.79	휨응력	116.133	176.910	O.K	
		전단응력	77.078	108.000	O.K	
H형강버팀보-7단 H 300x305x15/15	12.29	휨응력	149.588	176.910	O.K	
		전단응력	99.282	108.000	O.K	
H형강버팀보-8단 H 440x300x11/18	13.79	휨응력	111.848	182.053	O.K	WEB보강,14.0mm*2
		전단응력	42.238	108.000	O.K	
강관버팀보-9단 H 300x305x15/15	15.29	휨응력	115.464	176.910	O.K	
		전단응력	76.634	108.000	O.K	

2.6 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	63.306	182.420	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	59.979	179.094	O.K	지지력	O.K

2.7 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
흙막이벽(우) :SP-VA(SY390(SY40)	0.00 ~ 25.63	휨응력	284.270	317.250	O.K	
		전단응력	32.551	168.750	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관)로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.50m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		H 300x305x15/15	수평간격 :	2.50	m
		H 300x305x15/15	수평간격 :	2.50	m
		H 300x305x15/15	수평간격 :	2.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m
		P 406.4x9	수평간격 :	2.50	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-B:750x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(SS400)	-	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
	H 300x305x15/15(SS400)	2.00m ~ 2.50m	
버팀보 (강관)	P 406.4x9(SS400)	2.50m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(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	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

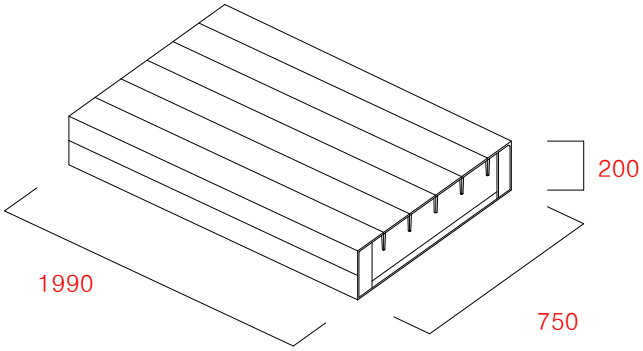
가. midas GeoX V 4.5.0
나. 탄소성법
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64130000
A (mm^2)	13806
Z_x (mm^3)	443000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

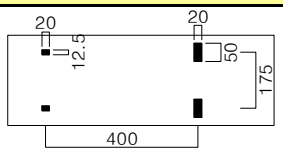
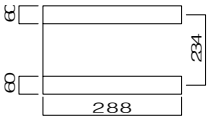
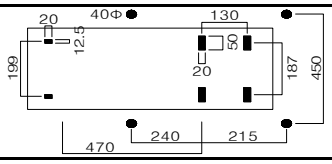
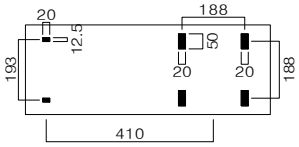
가. 고정하중

w_d = 2.800 × 1 / 1.990

= 1.407 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

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

$$= \frac{1.407 \times \text{###}^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.455 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

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

$$= \frac{1.407 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.800 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.455 × 1000000.000 / 443000 = 199.674 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.800 × 1000.000 / 13806 = 12.878 MPa

4.4 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	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 199.674 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 12.878 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

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

$$= \frac{5.000 \times 1.407 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 64130000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 64130000}$$

= 0.0213336 + 2.150

= 2.172 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

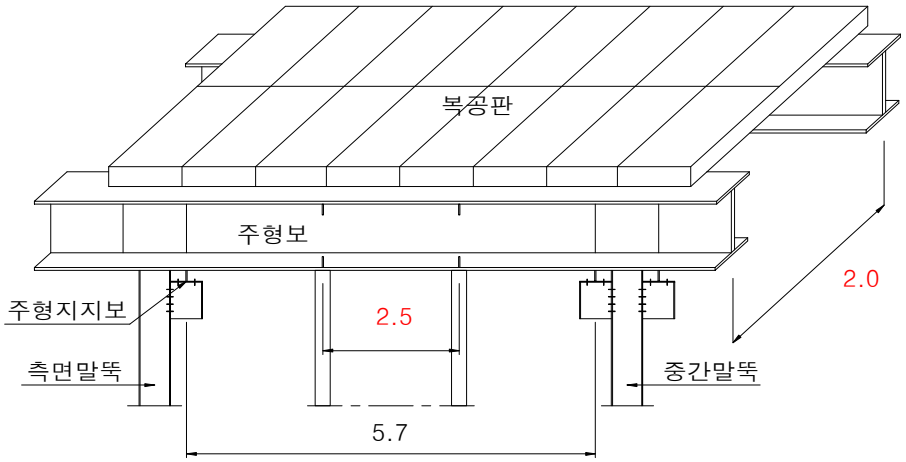
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 2.172 mm ---> O.K

5.주형보 설계

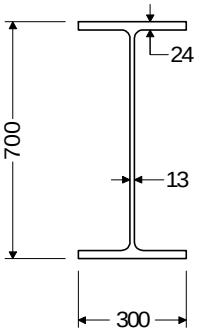
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 5.700 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1814.2
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 = 3.733 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.814 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.698 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.698 \times 5.700 \times 5.700 / 8 = 23.139$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.698 \times 5.700 / 2 = 16.238$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 5.700)

= 0.328 > 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

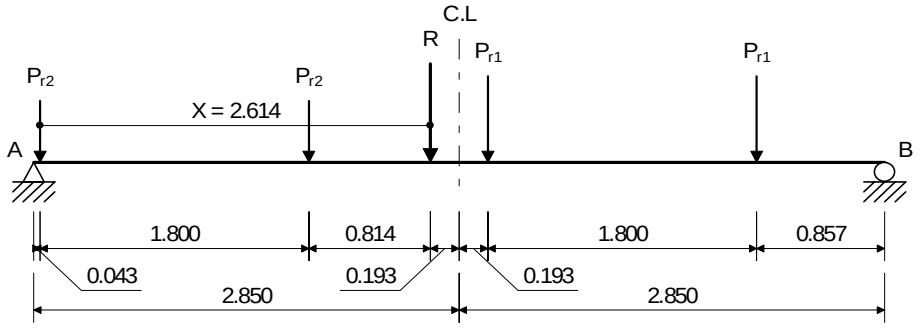
(3) 전륜하중

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 차선 재하시 (후륜하중)

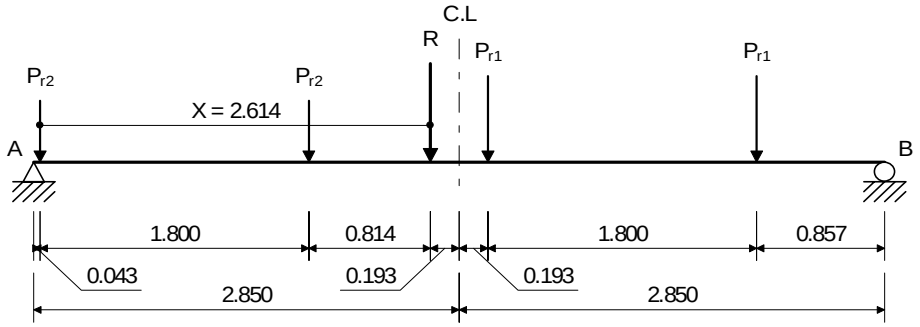


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

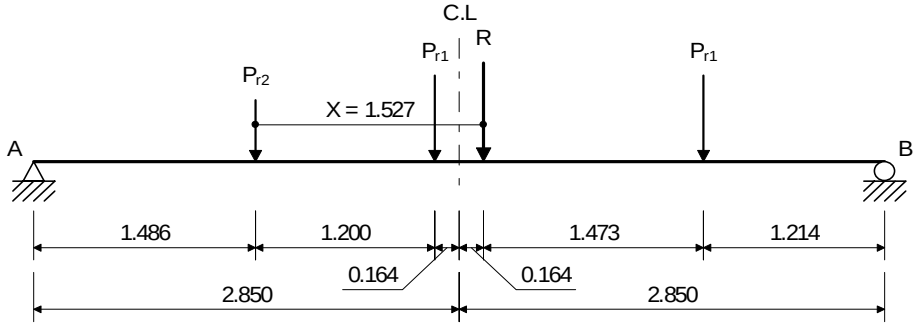
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 5.657 + Pr2 x 3.857 + Pr1 x 2.657 + Pr1 x 0.857) / L
= (93.600 x 5.657 + 93.600 x 3.857 + 124.800 x 2.657 + 124.800 x 0.857) / 5.700
= 233.179 kN

M_l = (Ra x 3.043 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (233.179 x 3.043 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 316.410 kN·m

② 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

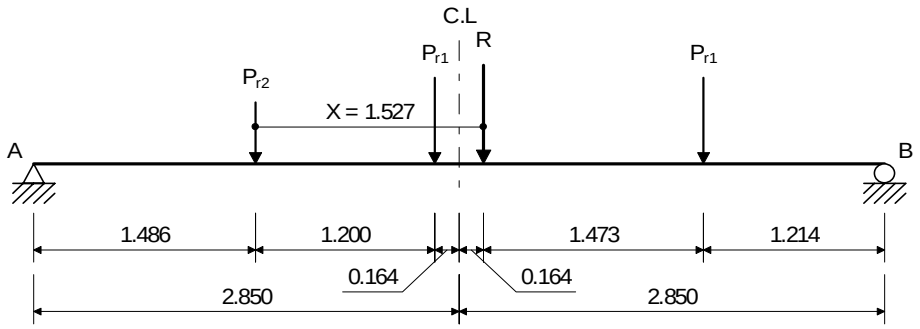


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

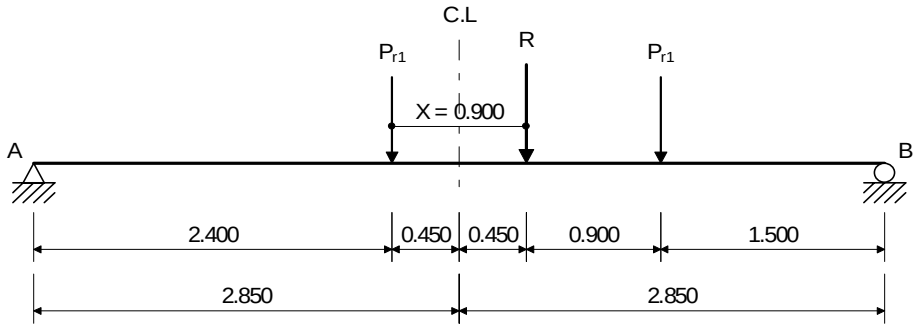
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 4.214 + Pr1 x 3.014 + Pr1 x 1.214) / L
= (93.600 x 4.214 + 124.800 x 3.014 + 124.800 x 1.214) / 5.700
= 161.747 kN

M_l = (Ra x 2.686 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (161.747 x 2.686 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 322.192 kN·m

③ 1 차선 재하시 (후륜하중)

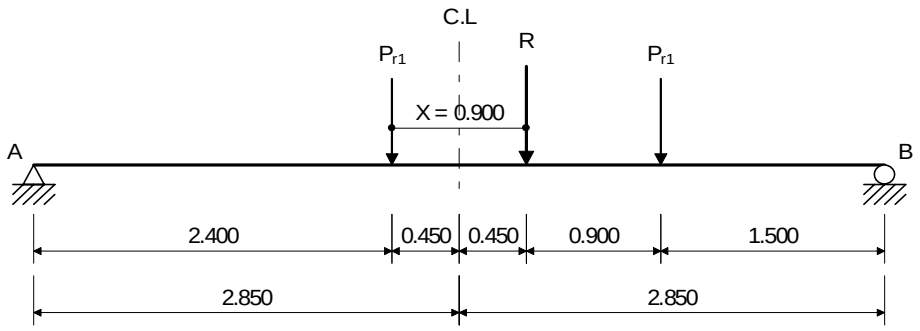


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 = 124.800 x 2
= 249.600 kN

X = (Pr1 x 1.800) / R
= (124.800 x 1.800) / 249.600
= 0.900 m

b. 최대 휨모멘트

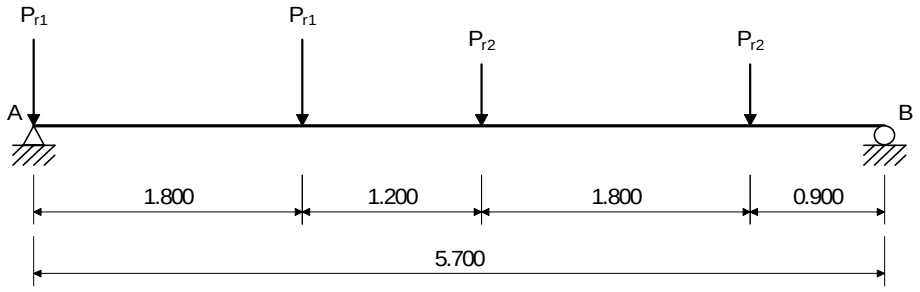


R_a = (Pr1 x 3.300 + Pr1 x 1.500) / L
= (124.800 x 3.300 + 124.800 x 1.500) / 5.700
= 105.095 kN

M_l = (Ra x 2.400) x 1.00
= (105.095 x 2.400) x 1.00
= 252.227 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① 2 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 5.700 + Pr1 x 3.900 + Pr2 x 2.700 + Pr2 x 0.900) / L
= (124.800 x 5.700 + 124.800 x 3.900 + 93.600 x 2.700 + 93.600 x 0.900) / 5.700
= 269.305 kN

S_l = 269.305 x 1.00 = 269.305 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 23.139 + 322.192 = 345.331 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 16.238 + 269.305 = 285.543 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 345.331 x 1000000 / 5760000.0 = 59.953 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 285.543 x 1000 / 8476 = 33.688 MPa

5.4 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 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 = (59.953 + 59.953) / 59.953

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.333 − 4.6))

= 176.450 MPa

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

= 176.450 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.450 MPa > f_b = 59.953 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 33.688 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) = 322.192 / 1.300 = 247.840 kN·m

w = 8 x M / L^2 = 8 x 247.840 / (5.70 x 5.70) = 61.026 kN/m

δ_l = 5 x w x L^4 / (384 x E x I_x)

= 5 x 61.026 x 5700.0 ^{4} / (384 x 210000 x 2010000000)

= 1.987 mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (5700.0 / 400 , 25)

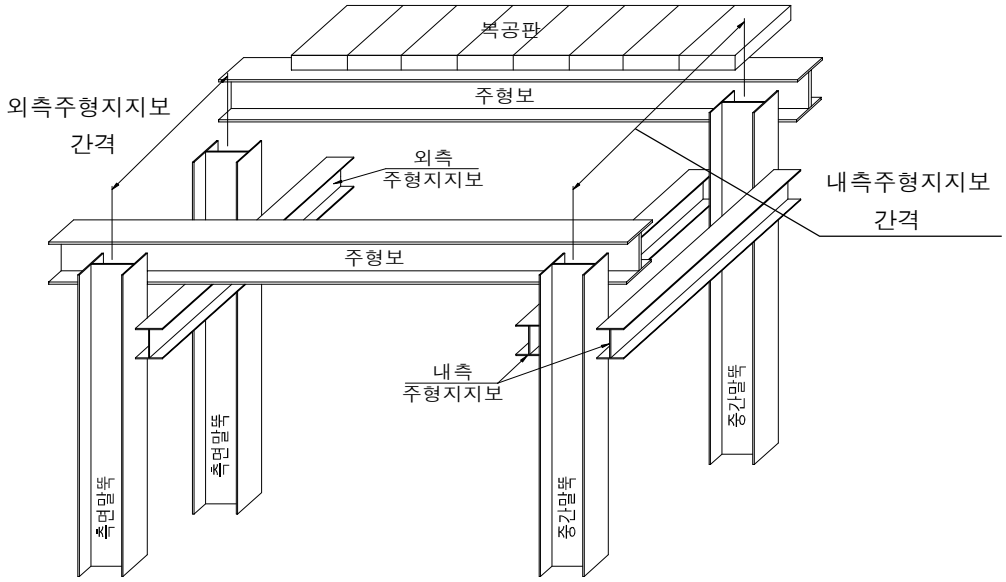
= 14.250 mm > δ_l = 1.987 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(측벽)

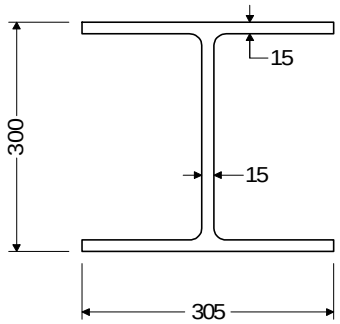
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 2.00 m

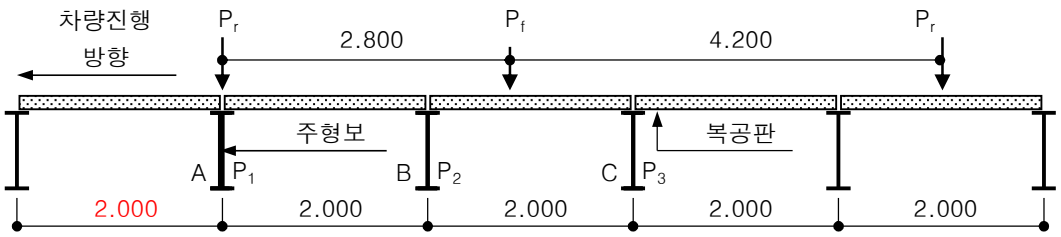


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

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**



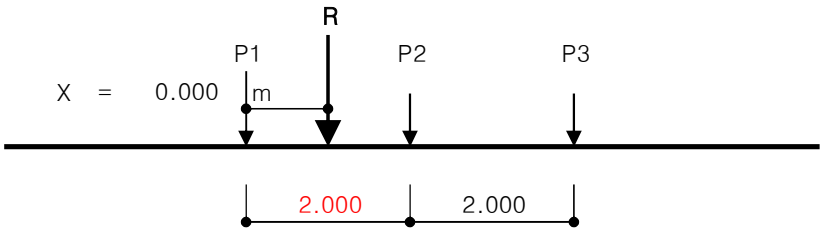
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 16.238 + 269.305 = 285.543 kN

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

= 16.238 + 67.326 x 1.200 / 2.000 = 56.634 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

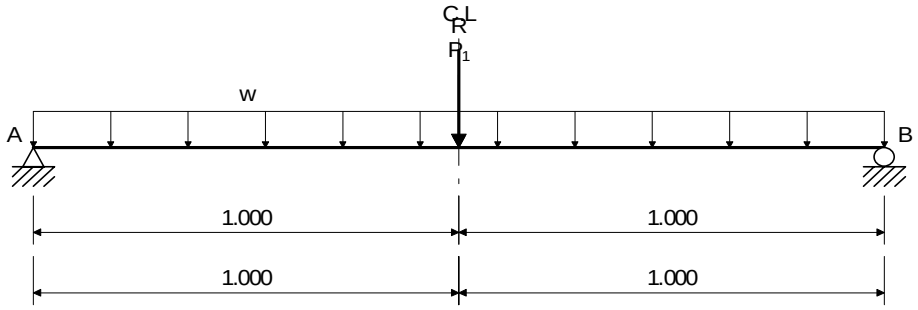


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 285.543
= 285.543 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 285.543
= 0.000 m

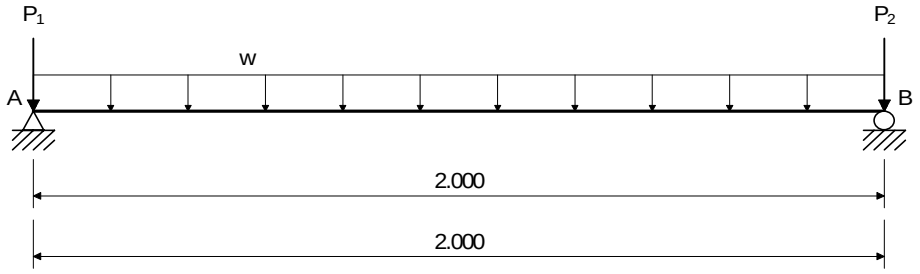
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.000) / L
= (285.543 x 1.000) / 2.000
= 142.772 kN

M_{max} = (Ra x 1.000) + w x L^2 / 8
= (142.772 x 1.000) + 1.038 x 2.00^2 / 8
= 143.290 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 2.000 + P_2 x 0.000) / L
= (285.543 x 2.000 + 56.634 x 0.000) / 2.000
= 285.543 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 285.543 + 1.038 x 2.00 / 2
= 286.581 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 143.290 x 1000000 / 1440000.0 = 99.507 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 286.581 x 1000 / 4050 = 70.761 MPa

바. 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

▶ 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 = (99.507 + 99.507) / 99.507
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305
= 6.557 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로
f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.557 − 4.6))
= 182.420 MPa
f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 182.420 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.420 MPa > f_b = 99.507 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 70.761 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (286581 + 15000)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

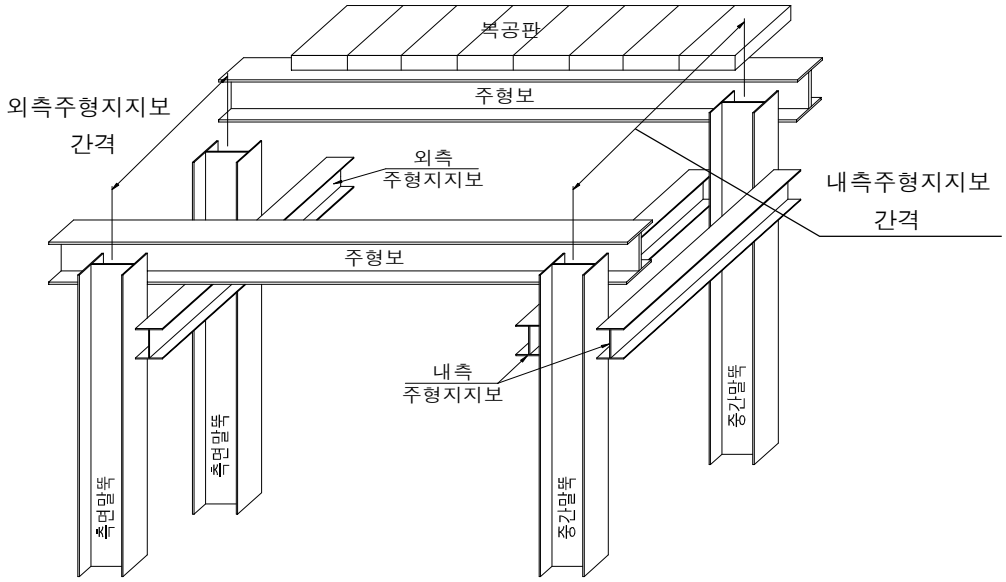
= 3.95 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 3.95 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(중앙)

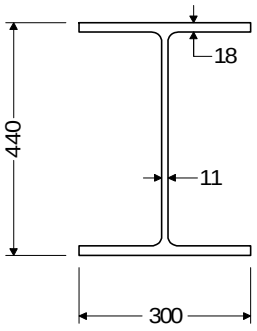
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

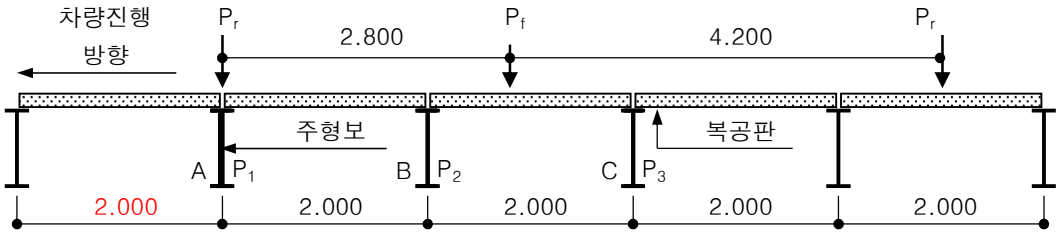


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

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



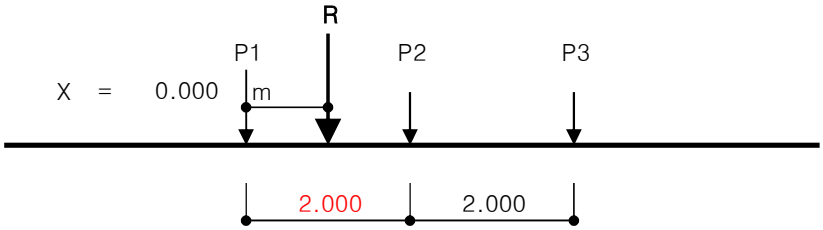
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 16.238 + 269.305 = 285.543 kN

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

= 16.238 + 67.326 x 1.200 / 2.000 = 56.634 kN

다. 최대 휨모멘트 산정



① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1

= 285.543

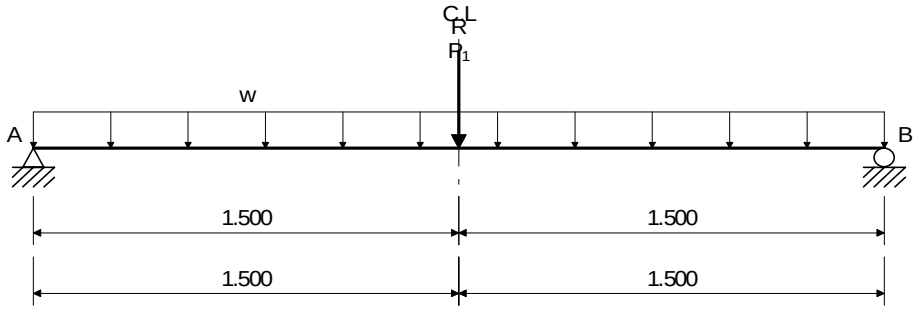
= 285.543 kN

X = (0.000) / R

= (0.000) / 285.543

= 0.000 m

② 최대 휨모멘트



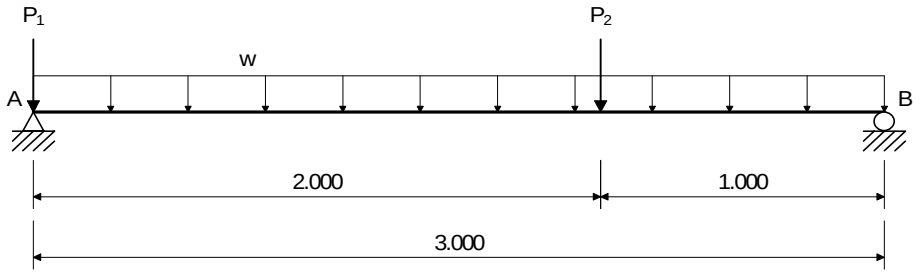
R_a = (P_1 x 1.500) / L

= (285.543 x 1.500) / 3.000

= 142.772 kN

M_{max} = (Ra x 1.500) + w x L² / 8
= (142.772 x 1.500) + 1.212 x 3.00² / 8
= 215.521 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (285.543 x 3.000 + 56.634 x 1.000) / 3.000
= 304.421 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 304.421 + 1.212 x 3.00 / 2
= 306.239 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 215.521 x 1000000 / 2550000.0 = 84.518 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 306.239 x 1000 / 4444 = 68.911 MPa

바. 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

▶ 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 Φ² + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860
Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (84.518 + 84.518) / 84.518
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300
= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로
f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))
= 170.848 MPa
f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 170.848 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 170.848 MPa > f_b = 84.518 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 68.911 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (306239 + 15000)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

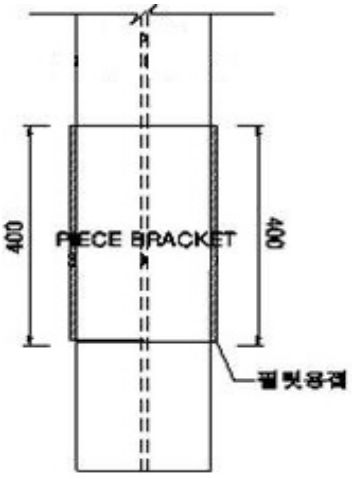
= 4.21 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.21 ea ---> O.K

자. 브라켓 필릿용접검토

▶ 전단응력

$$\tau = \frac{P}{\sum a \times l} = \frac{321.239 \times 10^3}{10.61 \times 800} = 37.86 \text{ MPa}$$



(1) ∑ a (목두께) = a : 모재 두께 (브라켓 H-pile의 Flange)

→ 0.707 × a = 0.707 × 15 = 10.605

(2) l : 유효길이 (브라켓 길이=400mm)

→ 400 + 400 = 800

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80 = 108.0 MPa

→ 모재의 전 강도의 75%이상 갖도록 설계 (도로교설계기준 P.176 3.5.1.1)

τ_a = 108.000 x 0.75

= 81.000 MPa

∴ τ < τa = 37.86 < 81.00 ---> O.K

7.지보재 설계

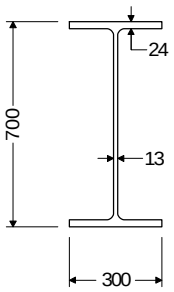
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.000 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} = 32.514 kN/m ---> 주형보 (CS30 : 해체9)
= 32.514 x 2.00 / 1 단
= 65.028 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 65.028 + 120.0 = 185.028 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.000 x 6.000 / 8 / 1 단
= 22.500 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.000 / 2 / 1 단
= 15.000 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 22.500 x 1000000 / 5760000.0 = 3.906 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 185.028 x 1000 / 23550 = 7.857 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.000 x 1000 / 8476 = 1.770 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 1.373

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (11.763 - 3.951) / 11.763$

= 0.664

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6000 / 293

20.478 ---> 18.6 < Lx/Rx ≤ 92.8 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (20.478 − 18.6))

= 186.921 MPa

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

= 186.921 MPa

L_y / R_y = 6000 / 67.8

88.496 ---> 18.6 < Ly/Ry ≤ 92.8 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (88.496 − 18.6))

= 111.626 MPa

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

= 111.626 MPa

∴ $f_{ca} = \text{Min.}(f_{cax}, f_{cay})$ = 111.626 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6000 / 300

= 20.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (20.000 − 4.6))

= 137.233 MPa

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

= 137.233 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (20.478)^2

= 3863.205 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 111.626 MPa > f_c = 7.857 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 137.233 MPa > f_b = 3.906 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 1.770 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{7.857}{111.626} + \frac{3.906}{137.233 \times (1 - (7.857 / 3863.205))}$$

$$= 0.099 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 7.857 + \frac{3.906}{1 - (7.857 / 3863.205)}$$

$$= 11.771 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.099 , 0.062)

= 0.099 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{11.763}{111.626} + \left\{ \frac{1.770}{108.000} \right\}^2$$

$$= 0.106 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

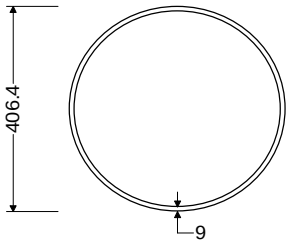
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 87.693 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 3.992 m)
= 87.693 x 2.50 / 1 단
= 219.233 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 219.233 + 120.0 = 339.233 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.000 x 6.000 / 8 / 1 단
= 22.500 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.000 / 2 / 1 단
= 15.000 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 22.500 x 1000000 / 1092000.0 = 20.604 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 339.233 x 1000 / 11236.2 = 30.191 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.000 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.669 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.081 x 9)
= 20.884 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10
= 1.081

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (50.795 − 9.587) / 50.795
= 0.811 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000
= 189.000 MPa

L / R = 6000 / 140.5
42.705 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (42.705 − 18.6))
= 162.316 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}
= 162.316 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (42.705)^2
= 888.311 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9
= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)
= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 162.316 MPa > f_c = 30.191 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 20.604 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.669 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{30.191}{162.316} + \frac{20.604}{189.000 \times (1 - (30.191 / 888.311))}$$

$$= 0.299 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 30.191 + \frac{20.604}{1 - (30.191 / 888.311)}$$

$$= 51.520 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.299 , 0.273)

= 0.299 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{50.795}{162.316} + \left\{ \frac{2.669}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.314 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

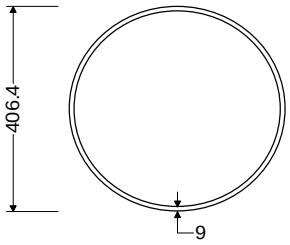
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 118.154 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS30 : 해체9)
= 118.154 x 2.50 / 1 단
= 295.386 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 295.386 + 120.0 = 415.386 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.000 x 6.000 / 8 / 1 단
= 22.500 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.000 / 2 / 1 단
= 15.000 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 22.500 x 1000000 / 1092000.0 = 20.604 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 415.386 x 1000 / 11236.2 = 36.969 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.000 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.669 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.072 x 9)

= 21.070 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.072

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (57.573 − 16.364) / 57.573

= 0.716 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6000 / 140.5

42.705 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (42.705 − 18.6))

= 162.316 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 162.316 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (42.705)^2

= 888.311 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 162.316 MPa > f_c = 36.969 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 20.604 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.669 MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{36.969}{162.316} + \dfrac{20.604}{189.000 \times (1 - (36.969 / 888.311))}$

= 0.342 < 1.0 ---> O.K

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

$$= 36.969 + \frac{20.604}{1 - (36.969 / 888.311)}$$

$$= 58.468 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.342 , 0.309)
= 0.342 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{57.573}{162.316} + \left\{ \frac{2.669}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.355 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

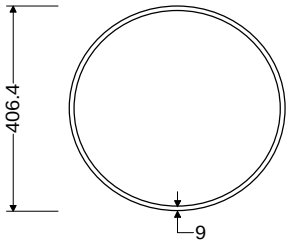
7.4 Strut 설계 (강관버팀보-3단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 140.895 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 7.992 m)
= 140.895 x 2.50 / 1 단
= 352.237 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 352.237 + 120.0 = 472.237 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.000 x 6.000 / 8 / 1 단
= 22.500 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.000 / 2 / 1 단
= 15.000 kN
(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 22.500 \times 1000000 / 1092000.0 = 20.604$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 472.237 \times 1000 / 11236.2 = 42.028$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.000 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.669$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.066 x 9)
= 21.184 ---> $r/(\alpha t) \le 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10
= 1.066

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (62.633 − 21.424) / 62.633
= 0.658 ($0 \le \Phi \le 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000
= 189.000 MPa

L / R = 6000 / 140.5
42.705 ---> $18.6 < L/R \le 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (42.705 − 18.6))
= 162.316 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}
= 162.316 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (42.705)^2
= 888.311 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> r/t ≤ 125 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 162.316 MPa > f_c = 42.028 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 20.604 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.669 MPa ---> O.K

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

$= \frac{42.028}{162.316} + \frac{20.604}{189.000 \times (1 - (42.028 / 888.311))}$

= 0.373 < 1.0 ---> O.K

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

$= 42.028 + \frac{20.604}{1 - (42.028 / 888.311)}$

= 63.656 < f_{cal} = 189.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.373 , 0.337)

= 0.373 < 1.0 ---> O.K

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

$= \frac{62.633}{162.316} + \left\{ \frac{2.669}{106.692} \right\}^2$

= 0.386 < 1.0 ---> O.K

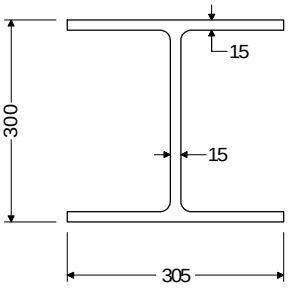
7.5 Strut 설계 (H형강버팀보-4단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.000 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 246.432 kN/m ---> H형강버팀보-4단 (CS29 : 해체8)
= 246.432 x 2.50 / 1 단
= 616.080 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 616.080 + 120.0 = 736.080 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.000 x 6.000 / 8 / 1 단
= 22.500 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.000 / 2 / 1 단
= 15.000 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 22.500 x 1000000 / 1440000.0 = 15.625 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 736.080 x 1000 / 13480 = 54.605 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.000 x 1000 / 4050 = 3.704 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 1.187

Φ = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (70.230 − 38.980) / 70.230

= 0.445

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6000 / 126

47.619 ---> $18.6 < Lx/Rx \le 92.8$ 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (47.619 − 18.6))

= 156.876 MPa

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

= 156.876 MPa

L_y / R_y = 6000 / 72.6

82.645 ---> $18.6 < Ly/Ry \le 92.8$ 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (82.645 − 18.6))

= 118.103 MPa

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

= 118.103 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 118.103 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6000 / 305

= 19.672 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (19.672 − 4.6))

= 138.335 MPa

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

= 138.335 MPa

f_{eax} = $1.50 \times 0.9 \times 1200000 / (47.619)^2$

= 714.420 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 118.103 MPa > f_c = 54.605 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 138.335 MPa > f_b = 15.625 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 3.704 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{54.605}{118.103} + \frac{15.625}{138.335 \times (1 - (54.605 / 714.420))}$$

$$= 0.585 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 54.605 + \frac{15.625}{1 - (54.605 / 714.420)}$$

$$= 71.523 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.585 , 0.378)

= 0.585 < 1.0 ---> O.K

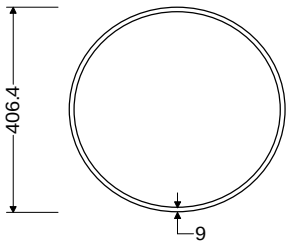
7.6 Strut 설계 (강관버팀보-5단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 212.615 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS13 : 굴착 11.292 m)

= 212.615 x 2.50 / 1 단

= 531.537 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 531.537 + 120.0 = 651.537 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 6.000 x 6.000 / 8 / 1 단

= 22.500 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 6.000 / 2 / 1 단

= 15.000 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 22.500 \times 1000000 / 1092000.0 = 20.604$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 651.537 \times 1000 / 11236.2 = 57.986$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.000 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.669$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t) = 203.2 / (1.052 \times 9)$

$= 21.453$ ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 0.9 \times 140$

$= 189.000$ MPa

여기서, $\alpha = 1.0 + \Phi / 10$

$= 1.052$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (78.590 - 37.381) / 78.590$

$= 0.524$ ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

$f_{cao} = 1.50 \times 0.9 \times 140.000$

$= 189.000$ MPa

$L / R = 6000 / 140.5$

42.705 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

$f_{cag} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.82 \times (42.705 - 18.6))$

$= 162.316$ MPa

$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

$= 162.316$ MPa

▶ 허용휨응력

$f_{bag} = 189.000$ MPa

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

$= 189.000$ MPa

$f_{eax} = 1.50 \times 0.9 \times 1200000 / (42.705)^2$

$= 888.311$ MPa

▶ 허용전단응력

$r / t = 203.2 / 9$

$= 22.578$ ---> $r/t \leq 125$ 이므로

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times (80 - 0.0019 \times 22.578^2)$

$= 106.692$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 162.316$ MPa > $f_c = 57.986$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 189.000$ MPa > $f_b = 20.604$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 106.692$ MPa > $\tau = 2.669$ MPa ---> O.K

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

$= \frac{57.986}{} + \frac{20.604}{}$

$$- \frac{}{162.316} + \frac{}{189.000 \times \left(1 - \left(57.986 / 888.311 \right) \right)}$$

$$= 0.474 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 57.986 + \frac{20.604}{1 - \left(57.986 / 888.311 \right)}$$

$$= 80.029 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.474 , 0.423)
= 0.474 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{78.590}{162.316} + \left\{ \frac{2.669}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.485 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

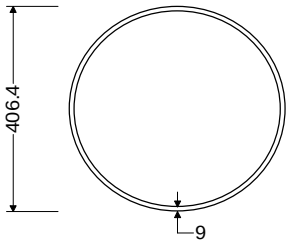
7.7 Strut 설계 (강관버팀보-6단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 231.894 kN/m ---> 강관버팀보-6단 (CS15 : 굴착 12.792 m)
= 231.894 x 2.50 / 1 단
= 579.734 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 579.734 + 120.0 = 699.734 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.000 x 6.000 / 8 / 1 단
= 22.500 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.000 / 2 / 1 단
= 15.000 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 22.500 \times 1000000 / 1092000.0 = 20.604$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 699.734 \times 1000 / 11236.2 = 62.275$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.000 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.669$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.050 x 9)

= 21.508 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.050

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (82.879 − 41.671) / 82.879

= 0.497 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6000 / 140.5

42.705 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (42.705 − 18.6))

= 162.316 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 162.316 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (42.705)^2

= 888.311 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 162.316 MPa > f_c = 62.275 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 20.604 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.669 MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{62.275}{162.316} + \dfrac{20.604}{189.000 \times (1 - (62.275 / 888.311))}$

= 0.501 < 1.0 ---> O.K

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

$$= 62.275 + \frac{20.604}{1 - (62.275 / 888.311)}$$

$$= 84.433 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.501 , 0.447)
= 0.501 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{82.879}{162.316} + \left\{ \frac{2.669}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.511 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

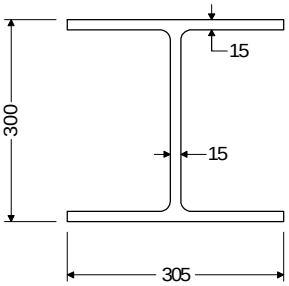
7.8 Strut 설계 (H형강버팀보-7단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.000 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 298.697 kN/m ---> H형강버팀보-7단 (CS17 : 굴착 14.292 m)
= 298.697 x 2.50 / 1 단
= 746.742 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 746.742 + 120.0 = 866.742 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.000 x 6.000 / 8 / 1 단
= 22.500 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.000 / 2 / 1 단
= 15.000 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 22.500 x 1000000 / 1440000.0 = 15.625 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 866.742 x 1000 / 13480 = 64.298 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.000 x 1000 / 4050 = 3.704 MPa

라. 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

▶ 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

= 1.150

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (79.923 − 48.673) / 79.923

= 0.391

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6000 / 126

47.619 ---> 18.6 < Lx/Rx ≤ 92.8 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (47.619 − 18.6))

= 156.876 MPa

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

= 156.876 MPa

L_y / R_y = 6000 / 72.6

82.645 ---> 18.6 < Ly/Ry ≤ 92.8 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (82.645 − 18.6))

= 118.103 MPa

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

= 118.103 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 118.103 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6000 / 305

= 19.672 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (19.672 − 4.6))

= 138.335 MPa

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

= 138.335 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (47.619)^2

= 714.420 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 118.103 MPa > f_c = 64.298 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 138.335 MPa > f_b = 15.625 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 3.704 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{64.298}{118.103} + \frac{15.625}{138.335 \times (1 - (64.298 / 714.420))}$$

$$= 0.669 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 64.298 + \frac{15.625}{1 - (64.298 / 714.420)}$$

$$= 81.469 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.669 , 0.431)

= 0.669 < 1.0 ---> O.K

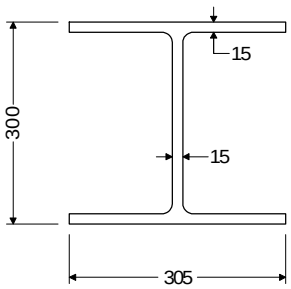
7.9 Strut 설계 (H형강버팀보-8단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.000 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 617.961 kN/m ---> H형강버팀보-8단 (CS24 : 해체3)

= 617.961 x 2.00 / 1 단

= 1235.922 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 1235.922 + 120.0 = 1355.922 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 6.000 x 6.000 / 8 / 1 단

= 22.500 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 6.000 / 2 / 1 단

= 15.000 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 22.500 x 1000000 / 1440000.0 = 15.625 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1355.922 x 1000 / 13480 = 100.588 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.000 x 1000 / 4050 = 3.704 MPa

라. 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

▶ 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

= 1.082

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (116.213 − 84.963) / 116.213

= 0.269

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6000 / 126

47.619 ---> 18.6 < Lx/Rx ≤ 92.8 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (47.619 − 18.6))

= 156.876 MPa

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

= 156.876 MPa

L_y / R_y = 6000 / 72.6

82.645 ---> 18.6 < Ly/Ry ≤ 92.8 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (82.645 − 18.6))

= 118.103 MPa

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

= 118.103 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 118.103 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6000 / 305

= 19.672 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (19.672 − 4.6))

= 138.335 MPa

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

= 138.335 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (47.619)^2

= 714.420 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 118.103 MPa > f_c = 100.588 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 138.335 MPa > f_b = 15.625 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 3.704 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{100.588}{118.103} + \frac{15.625}{138.335 \times (1 - (100.588 / 714.420))}$$

$$= 0.983 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 100.588 + \frac{15.625}{1 - (100.588 / 714.420)}$$

$$= 118.773 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.983 , 0.628)

= 0.983 < 1.0 ---> O.K

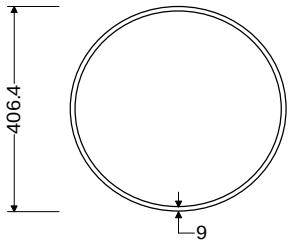
7.10 Strut 설계 (강관버팀보-9단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.000 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.50 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 230.559 kN/m ---> 강관버팀보-9단 (CS21 : 굴착 16.632 m)

= 230.559 x 2.50 / 1 단

= 576.398 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 576.398 + 120.0 = 696.398 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 6.000 x 6.000 / 8 / 1 단

= 22.500 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 6.000 / 2 / 1 단

= 15.000 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 22.500 \times 1000000 / 1092000.0 = 20.604$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 696.398 \times 1000 / 11236.2 = 61.978$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.000 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.669$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t) = 203.2 / (1.050 \times 9)$

$= 21.505$ ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 0.9 \times 140$

$= 189.000$ MPa

여기서, $\alpha = 1.0 + \Phi / 10$

$= 1.050$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (82.582 - 41.374) / 82.582$

$= 0.499$ ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

$f_{cao} = 1.50 \times 0.9 \times 140.000$

$= 189.000$ MPa

$L / R = 6000 / 140.5$

42.705 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

$f_{cag} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.82 \times (42.705 - 18.6))$

$= 162.316$ MPa

$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

$= 162.316$ MPa

▶ 허용휨응력

$f_{bag} = 189.000$ MPa

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

$= 189.000$ MPa

$f_{eax} = 1.50 \times 0.9 \times 1200000 / (42.705)^2$

$= 888.311$ MPa

▶ 허용전단응력

$r / t = 203.2 / 9$

$= 22.578$ ---> $r/t \leq 125$ 이므로

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times (80 - 0.0019 \times 22.578^2)$

$= 106.692$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 162.316$ MPa > $f_c = 61.978$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 189.000$ MPa > $f_b = 20.604$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 106.692$ MPa > $\tau = 2.669$ MPa ---> O.K

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

$$= \frac{61.978}{162.316} + \frac{20.604}{189.000 \times \left(1 - \left(61.978 / 888.311 \right) \right)}$$

$$= 0.499 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 61.978 + \frac{20.604}{1 - \left(61.978 / 888.311 \right)}$$

$$= 84.128 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.499 , 0.445)
= 0.499 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{82.582}{162.316} + \left\{ \frac{2.669}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.509 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

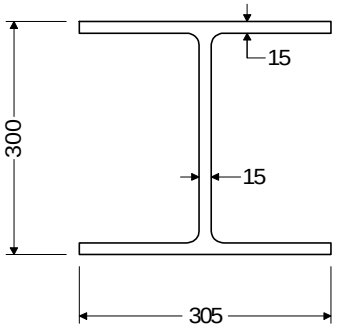
8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

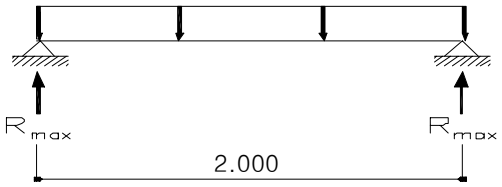
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 32.514 kN/m ---> 주형보 (CS30 : 해체9)

P = 32.514 × 2.00 m / 1 ea = 65.028 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 65.028 / (13 × 2.000)
= 30.013 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 30.013 × 2.000^2 / 8
= 15.006 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 30.013 × 2.000 / 12
= 35.015 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 15.006 x 1000000 / 1440000.0 = 10.421 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 35.015 x 1000 / 4050 = 8.646 MPa

라. 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

▶ 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 = (10.421 + 10.421) / 10.421

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.557 − 4.6))

= 182.420 MPa

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

= 182.420 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.420 MPa > f_b = 10.421 MPa ---> O.K

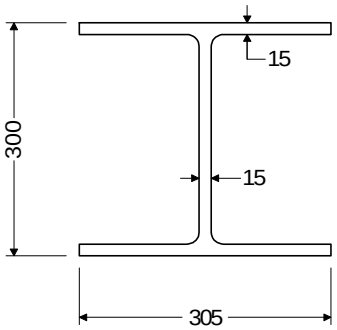
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 8.646 MPa ---> O.K

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

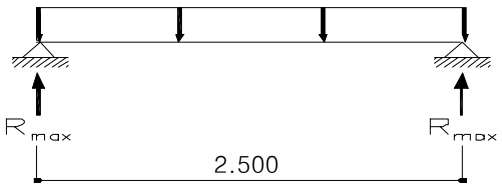
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 87.693 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 3.992 m)

$P = 87.693 \times 2.50\ m / 1\ ea = 219.233\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 219.233 / (13 \times 2.500)$
$= 80.948\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 80.948 \times 2.500^{2} / 8$
$= 63.240\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 80.948 \times 2.500 / 12$
$= 118.049\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 63.240 \times 1000000 / 1440000.0 = 43.917$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 118.049 \times 1000 / 4050 = 29.148$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$t = 15.000$ ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 0.9 \times 140$
$= 189.000$ MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (43.917 + 43.917) / 43.917$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 2500 / 305$
$= 8.197$ ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

$f_{bag} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.49 \times (8.197 - 4.6))$
$= 176.910$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
$= 176.910$ MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
$= 108.000$ MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 176.910$ MPa > $f_b = 43.917$ MPa ---> O.K

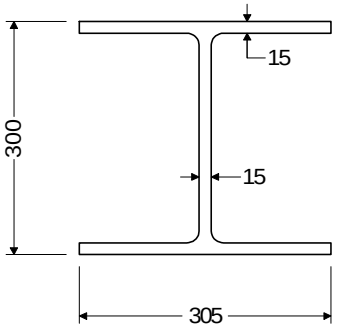
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 29.148$ MPa ---> O.K

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

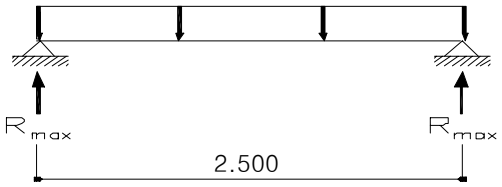
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 118.154 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS30 : 해체9)

P = 118.154 × 2.50 m / 1 ea = 295.386 kN

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

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

$= 12 \times 295.386 / (13 \times 2.500)$

$= 109.066$ kN/m

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

$= 109.066 \times 2.500^2 / 8$

$= 85.207$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$

$= 7 \times 109.066 \times 2.500 / 12$

$= 159.054$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x$ = 85.207 x 1000000 / 1440000.0 = 59.172 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w$ = 159.054 x 1000 / 4050 = 39.273 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (59.172 + 59.172) / 59.172$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.197 − 4.6))

= 176.910 MPa

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

= 176.910 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.910 MPa > f_b = 59.172 MPa ---> O.K

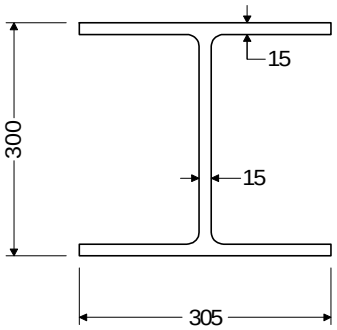
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 39.273 MPa ---> O.K

8.4 강관버팀보-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

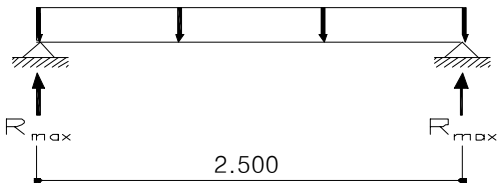
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 140.895 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 7.992 m)

$P = 140.895 \times 2.50\ m / 1\ ea = 352.237\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 352.237 / (13 \times 2.500)$
$= 130.057\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 130.057 \times 2.500^{2} / 8$
$= 101.607\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 130.057 \times 2.500 / 12$
$= 189.666\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 101.607 \times 1000000 / 1440000.0 = 70.560$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 189.666 \times 1000 / 4050 = 46.831$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (70.560 + 70.560) / 70.560$
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305
= 8.197 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.197 − 4.6))
= 176.910 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
= 176.910 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 176.910$ MPa > $f_b = 70.560$ MPa ---> O.K

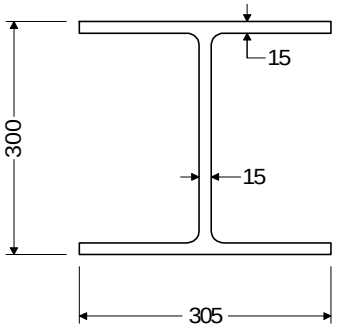
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 46.831$ MPa ---> O.K

8.5 H형강버팀보-4단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

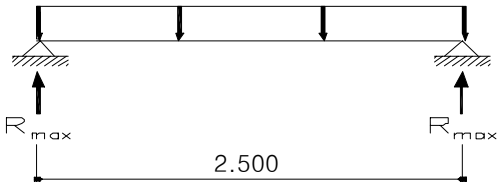
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 246.432 kN/m ---> H형강버팀보-4단 (CS29 : 해체8)

P = 246.432 × 2.50 m / 1 ea = 616.080 kN

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 616.080 / (13 \times 2.500)$
$= 227.476$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 227.476 \times 2.500^2 / 8$
$= 177.715$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 227.476 \times 2.500 / 12$
$= 331.735$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 177.715 \times 1000000 / 1440000.0 = 123.413$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 331.735 \times 1000 / 4050 = 81.910$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (123.413 + 123.413) / 123.413$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.197 − 4.6))

= 176.910 MPa

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

= 176.910 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.910 MPa > f_b = 123.413 MPa ---> O.K

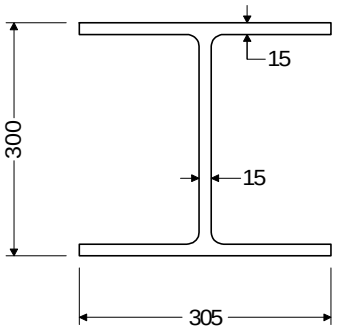
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 81.910 MPa ---> O.K

8.6 강관버팀보-5단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

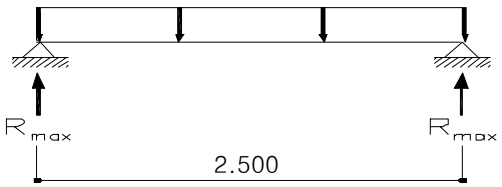
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 212.615 kN/m ---> 강관버팀보-5단 (CS13 : 굴착 11.292 m)

P = 212.615 × 2.50 m / 1 ea = 531.537 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 531.537 / (13 × 2.500)
= 196.260 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 196.260 × 2.500 ^{2} / 8
= 153.328 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 196.260 × 2.500 / 12
= 286.212 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 153.328 x 1000000 / 1440000.0 = 106.478 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 286.212 x 1000 / 4050 = 70.670 MPa

라. 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

▶ 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 = (106.478 + 106.478) / 106.478
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305
= 8.197 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.197 − 4.6))
= 176.910 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 176.910 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.910 MPa > f_b = 106.478 MPa ---> O.K

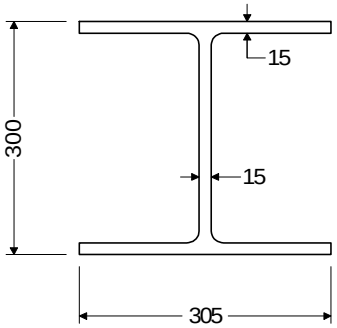
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 70.670 MPa ---> O.K

8.7 강관버팀보-6단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

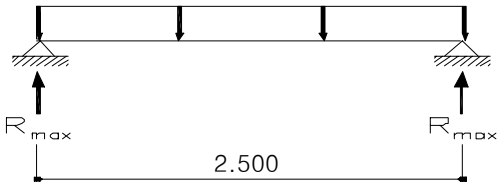
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 231.894 kN/m ---> 강관버팀보-6단 (CS15 : 굴착 12.792 m)

P = 231.894 × 2.50 m / 1 ea = 579.734 kN

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

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

$= 12 \times 579.734 / (13 \times 2.500)$

$= 214.056$ kN/m

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

$= 214.056 \times 2.500^2 / 8$

$= 167.231$ kN·m

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$

$= 7 \times 214.056 \times 2.500 / 12$

$= 312.165$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 167.231 \times 1000000 / 1440000.0 = 116.133$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 312.165 \times 1000 / 4050 = 77.078$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 3.860

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (116.133 + 116.133) / 116.133$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.197 − 4.6))

= 176.910 MPa

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

= 176.910 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.910 MPa > f_b = 116.133 MPa ---> O.K

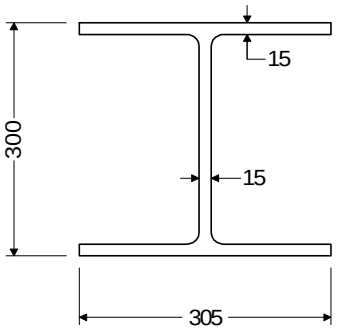
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 77.078 MPa ---> O.K

8.8 H형강버팀보-7단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

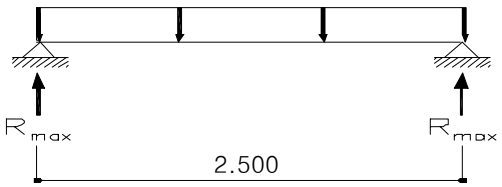
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 298.697 kN/m ---> H형강버팀보-7단 (CS17 : 굴착 14.292 m)

$P = 298.697 \times 2.50\ m / 1\ ea = 746.742\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 746.742 / (13 \times 2.500)$
$= 275.720\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 275.720 \times 2.500^2 / 8$
$= 215.406\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 275.720 \times 2.500 / 12$
$= 402.092\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 215.406 \times 1000000 / 1440000.0 = 149.588$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 402.092 \times 1000 / 4050 = 99.282$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (149.588 + 149.588) / 149.588$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305
= 8.197 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.197 − 4.6))
= 176.910 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
= 176.910 MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 176.910$ MPa > $f_b = 149.588$ MPa ---> O.K

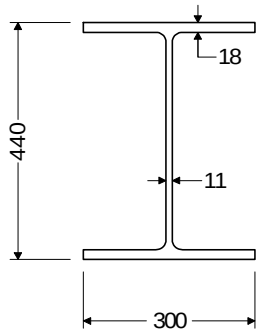
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 99.282$ MPa ---> O.K

8.9 H형강버팀보-8단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

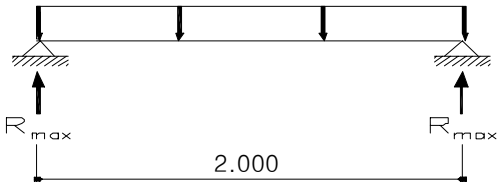
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 617.961 kN/m ---> H형강버팀보-8단 (CS24 : 해체3)

P = 617.961 × 2.00 m / 1 ea = 1235.922 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 1235.922 / (13 × 2.000)
= 570.425 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 570.425 × 2.000^2 / 8
= 285.213 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 570.425 × 2.000 / 12
= 665.496 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 285.213 x 1000000 / 2550000.0 = 111.848 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 665.496 x 1000 / 4444 = 149.752 MPa

라. 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

▶ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (111.848 + 111.848) / 111.848$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 300

= 6.667 ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.667 − 4.6))

= 182.053 MPa

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

= 182.053 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.053 MPa > f_b = 111.848 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa < τ = 149.752 MPa ---> N.G

바. 스티프너 단면보강 전단응력 검토

A' = (440.000 − 18.000 x 2) x 14 x 2 = ####### mm^2

A_w' = $A_w + A'$

= ####### mm^2 + 11312.000 mm^2 = ####### mm^2

τ' = S_{max} / A_w' = 665496.360 / 15756.000 = 42.238 MPa

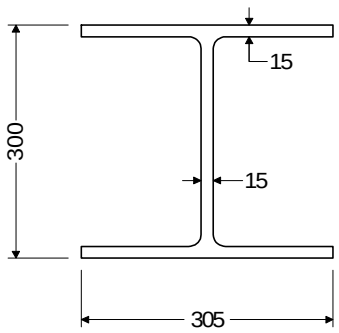
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ' = 42.238 MPa ---> O.K

8.10 강관버팀보-9단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

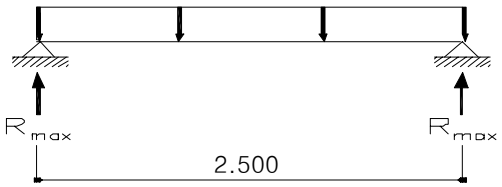
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.500 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 230.559 kN/m ---> 강관버팀보-9단 (CS21 : 굴착 16.632 m)

P = 230.559 × 2.50 m / 1 ea = 576.398 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 576.398 / (13 × 2.500)
= 212.824 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 212.824 × 2.500 ^{2} / 8
= 166.269 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 212.824 × 2.500 / 12
= 310.368 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 166.269 x 1000000 / 1440000.0 = 115.464 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 310.368 x 1000 / 4050 = 76.634 MPa

라. 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

▶ 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 = (115.464 + 115.464) / 115.464
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (8.197 − 4.6))

= 176.910 MPa

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

= 176.910 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.910 MPa > f_b = 115.464 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 76.634 MPa ---> O.K

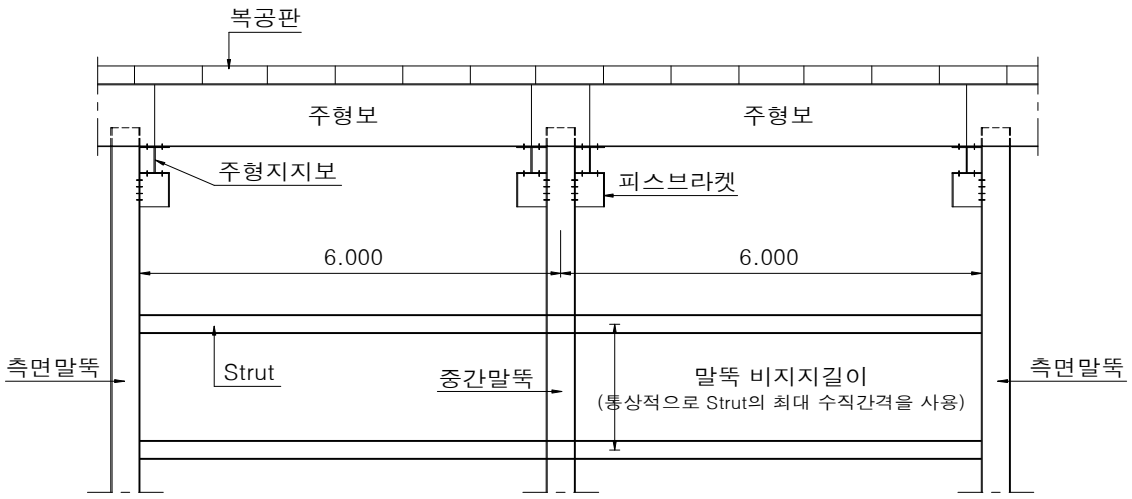
9.중간말뚝 설계

9.1 설계제원

가. 계산지간 : 6.000 + 6.000 = 12.000 m

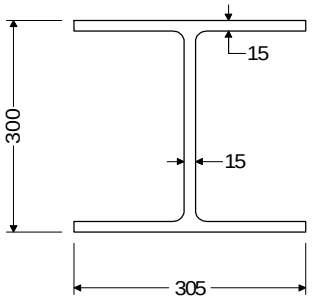
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 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
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



9.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 34.552 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 4.722 kN

(3) 버팀보 자중 = 177.588 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 14.715 kN

$\sum P_s$ = 232.637 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.698 x 6.000) / 2 = 17.093 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.698 x 6.000) / 2 = 17.093 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.000)

= 0.326 > 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

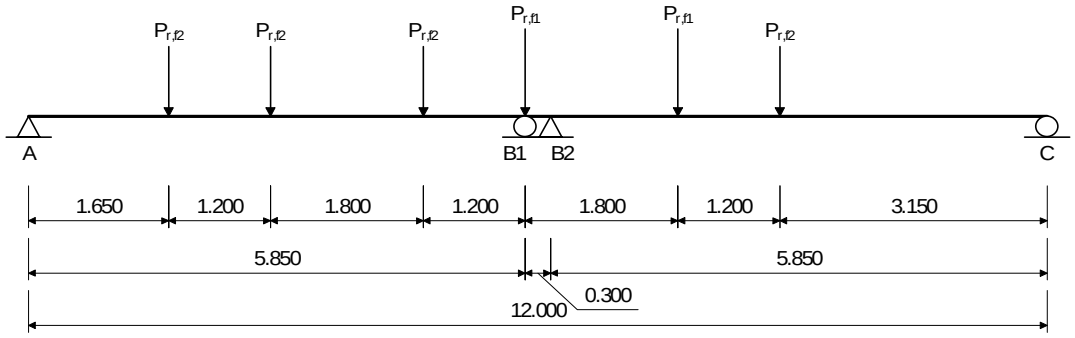
(2) 전륜하중

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 1.5 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 5.850 + 93.600 x 4.650 + 93.600 x 2.850 + 93.600 x 1.650) / 5.850

= 271.200 kN

R_{B2} = (124.800 x 4.350 + 93.600 x 3.150) / 5.850

= 143.200 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 271.200 x 1.00 = 271.200 kN

P_{r2} = 143.200 x 1.00 = 143.200 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 5.850 + 23.400 x 4.650 + 23.400 x 2.850 + 23.400 x 1.650) / 5.850

= 67.800 kN

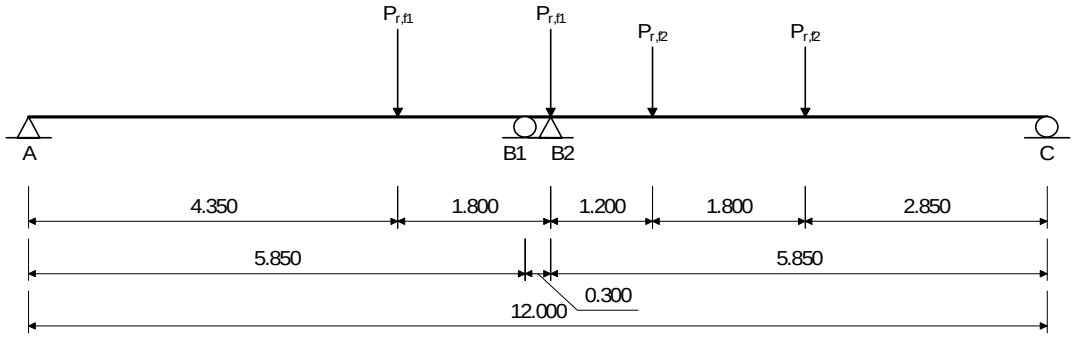
R_{B2} = (31.200 x 4.350 + 23.400 x 3.150) / 5.850

= 35.800 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 67.800 x 1.00 = 67.800 kN

P_{f2} = 35.800 x 1.00 = 35.800 kN

② 1.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.350) / 5.850

= 92.800 kN

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

= 244.800 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 92.800 x 1.00 = 92.800 kN

P_{r2} = 244.800 x 1.00 = 244.800 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.350) / 5.850

= 23.200 kN

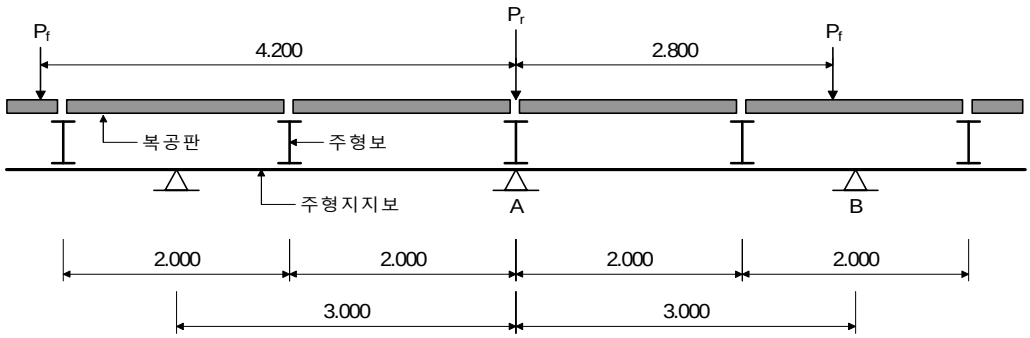
R_{B2} = (31.200 x 5.850 + 23.400 x 4.650 + 23.400 x 2.850) / 5.850

= 61.200 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 23.200 x 1.00 = 23.200 kN

P_{f2} = 61.200 x 1.00 = 61.200 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (271.200 x 3.000 + 67.800 x 0.200) / 3.000

= 275.720 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

$P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} \times 3.00 / 2.00$

$= 275.720 + 17.093 \times 3.00 / 2.00 = 301.359$ kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

$R_2 = (244.800 \times 3.000 + 61.200 \times 0.200) / 3.000$

$= 248.880$ kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

$P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} \times 3.00 / 2.00$

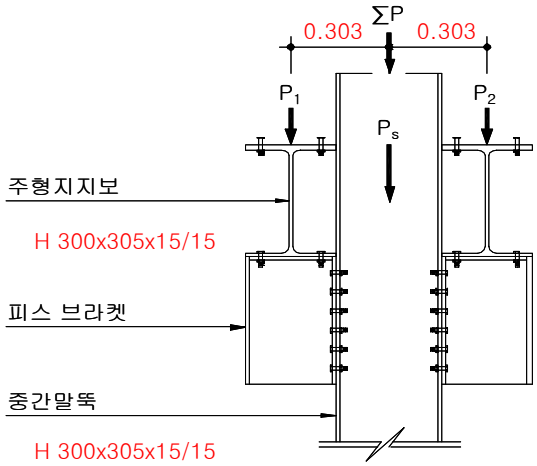
$= 248.880 + 17.093 \times 3.00 / 2.00 = 274.519$ kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P = P_1 + P_2 + P_s$

$= 301.359 + 274.519 + 232.637 = 808.515$ kN

9.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , $f_c = \sum P / A = 808.515 \times 1000 / 13480 = 59.979$ MPa

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 91.161 \times 1000000 / 1440000 = 63.306$ MPa

여기서, $M_{max} = P_1 \times e = 301.359 \times 0.303 = 91.161$ kN·m

나. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$t = 15.000$ ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 0.9 \times 140$

$= 189.000$ MPa

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

$= 1.819$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (123.285 - -3.327) / 123.285$

$= 1.027$

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 2000 / 126

15.873 ---> Lx/Rx ≤ 18.6 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

L_y / R_y = 2000 / 72.6

27.548 ---> 18.6 < Ly/Ry ≤ 92.8 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.82 x (27.548 − 18.6))

= 179.094 MPa

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

= 179.094 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 179.094 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.49 x (6.557 − 4.6))

= 182.420 MPa

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

= 182.420 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (15.873)^2

= 6429.780 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 179.094 MPa > f_c = 59.979 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.420 MPa > f_b = 63.306 MPa ---> O.K

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

$= \frac{59.979}{179.094} + \frac{63.306}{182.420 \times (1 - (59.979 / 6429.780))}$

= 0.685 < 1.0 ---> O.K

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

$= 59.979 + \frac{63.306}{1 - (59.979 / 6429.780)}$

= 123.881 < f_{cal} = 189.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.685 , 0.655)

= 0.685 < 1.0 ---> O.K

9.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 808.51 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , Q_u = $25 \cdot N \cdot A_p + 0.2 \cdot N_s \cdot U \cdot L_s + 0.5 \cdot N_c \cdot U \cdot L_c$(선굴착 최종경타 공법)

여기서,

N(선단의 N치)	=	20	
N_s(선단까지의 모래층 N치 평균값)	=	20	
N_c(선단까지의 점토층 N치 평균값)	=	0	
L_s(모래층 중의 길이)	=	25.632	m
L_c(점토층 중의 길이)	=	0.000	m
A_p(H-Pile 단면적)	=	0.0915	m^2
U(파일의 둘레길이)	=	1.210	m

= 25 x 20 x 0.0915 + 0.2 x 20 x 1.210 x ###

+ 0.5 x 0 x 1.210 x 0.000

= 169.809 tonf

= 1665.26 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 1665.26 / 2.0

= 832.628 kN

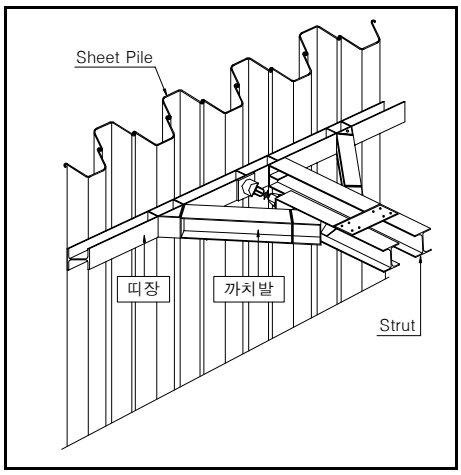
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

10. Sheet 설계

10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 25.63m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY390(SY40)
Sheet Pile Size	U:SP-VA
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	235.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	125.0
총단면적(A, mm^2)	26760.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	15600.0
I_x(mm^4)	630000000.0
Z_x(mm^3)	3150000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 520.701 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS28 : 해체7)

= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭

= 520.701 (kN·m/m) × 1.00 m = 520.701 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 507.799 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS26 : 해체5)

= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭

= 507.799 (kN/m) × 1.00 m = 507.799 kN

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

P_{max} = 주형보 반력 + 자중 및 작업하중 + 지보재 수직분력

= 142.772 kN/m + 91.832 kN/m + 0.000 kN/m

= 234.604 kN/m

= 단위폭당 최대 연직하중 × 단위폭

= 234.604 (kN/m) × 1.00 m = 234.604 kN

다. 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

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 235.0) × 0.9 = 317.25 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 125.0) × 0.9 = 168.75 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{max}}{A}$$

$$= \frac{520.701 \times 10^{6}}{0.6 \times 3150000.00} + \frac{234.604 \times 10^{3}}{26760.0} = 284.270 \text{ MPa}$$

f_b < f_{ba}' = 317.25 MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{507.799 \times 10^{3}}{15600.00} = 32.551 \text{ MPa}$$

τ < τ_a' = 168.75 MPa ---> O.K

11. 탄소성 입력 데이터

11.1 해석종류 : 탄소성보법

11.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

11.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 25.2 m, 굴착폭 = 7.835 m, 최대굴착깊이 = 16.632 m, 전모델높이 = 40 m

11.4 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	7.32	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(모래)	9.12	18.00	19.00	0.00	28.00	6	-	20000.00
3	퇴적층(자갈)	20.44	20.00	21.00	0.00	35.00	50	-	32000.00
4	풍화토	27.08	20.00	21.00	21.00	29.00	35	-	31000.00
5	풍화암	29.11	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	35.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
7	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	5	9000.00	12000.00

11.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-VA	SY390(SY40)	25.632	1

11.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.7	2	7.835	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x9	SS400	1.992	2.5	7.835	50	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x9	SS400	3.492	2.5	7.835	50	1
4	강관버팀보-3단	P 406.4x9	SS400	5.492	2.5	7.835	50	1
5	H형강버팀보-4단	H 300x305x15/15	SS400	7.492	2.5	7.835	50	1
6	강관버팀보-5단	P 406.4x9	SS400	9.192	2.5	7.835	50	1
7	강관버팀보-6단	P 406.4x9	SS400	10.792	2.5	7.835	50	1
8	H형강버팀보-7단	H 300x305x15/15	SS400	12.292	2.5	7.835	50	1
9	H형강버팀보-8단	H 300x305x15/15	SS400	13.792	2	7.835	50	1
10	강관버팀보-9단	P 406.4x9	SS400	15.292	2.5	7.835	50	1

11.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브2	6.071	0	6.835	C27	1	-
2	슬래브1	11.64	0	6.835	C27	1	-
3	기초	16.032	0	6.835	C27	1.2	-
4	벽체	6.835	5.571	16.632	C27	1.1	뒤채움

11.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

11.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 10.1 m, 수위차 = 16.632 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	1.20	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	2.49	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	3.99	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	5.99	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	강관버팀보-3단		-	-	-	-	X	X
9	7.99	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	H형강버팀보-4단		-	-	-	-	X	X
11	9.69	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	강관버팀보-5단		-	-	-	-	X	X
13	11.29	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	강관버팀보-6단		-	-	-	-	X	X
15	12.79	-	-	-	-	-	-	X	X
16	-	H형강버팀보-7단		-	-	-	-	X	X
17	14.29	-	-	-	-	-	-	X	X
18	-	H형강버팀보-8단		-	-	-	-	X	X
19	15.79	-	-	-	-	-	-	X	X
20	-	강관버팀보-9단		-	-	-	-	X	X
21	16.63	-	-	-	-	-	-	X	X
22	-		강관버팀보-9단	-	-	-	-	X	X
23	-	-	-	14.287	-	-	-	X	X
24	-		강관버팀보-6단	-	-	-	-	X	X
25	-	-	-	10.406	-	-	-	X	X
26	-		강관버팀보-5단	-	-	-	-	X	X
27	-	-	-	8.016	-	-	-	X	X
28	-	-	-	7.204	-	-	-	X	X
29	-		강관버팀보-3단	-	-	-	-	X	X
30	-	-	-	5.571	-	-	-	X	X

12. 해석 결과
12.1 전산 해석결과 집계

12.1.1 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 1.2 m	1.20	11.42	7.5	-8.14	5.0	12.13	6.4	-11.28	10.1
CS2 : 생성 주형보	1.20	11.42	7.5	-8.14	5.0	12.13	6.4	-11.28	10.1
CS3 : 굴착 2.492 m	2.49	13.31	7.5	-28.24	0.7	30.95	2.5	-18.47	9.7
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.49	13.92	7.5	-22.79	2.0	18.46	3.0	-17.79	9.7
CS5 : 굴착 3.992 m	3.99	23.51	7.3	-71.17	2.0	66.24	4.0	-31.45	9.7
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	3.99	22.29	7.3	-57.70	2.0	53.52	4.0	-29.24	9.7
CS7 : 굴착 5.992 m	5.99	65.55	7.5	-120.92	3.5	117.66	5.6	-56.36	10.1
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	5.99	59.10	7.5	-107.56	3.5	102.77	6.0	-51.58	10.1
CS9 : 굴착 7.992 m	7.99	102.97	9.2	-136.55	5.5	142.95	7.3	-74.31	11.3
CS10 : 생성 H형강버팀보-4단	7.99	95.92	9.2	-123.75	5.5	128.86	7.2	-69.76	11.3
CS11 : 굴착 9.692 m	9.69	75.46	11.3	-130.85	7.5	128.01	9.1	-74.17	13.3
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	9.69	70.38	11.3	-116.09	7.5	113.30	9.1	-70.31	13.3
CS13 : 굴착 11.292 m	11.29	86.03	13.8	-156.52	9.2	156.73	11.3	-91.86	15.8
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	11.29	81.85	13.8	-140.95	9.2	143.43	11.3	-87.40	15.8
CS15 : 굴착 12.792 m	12.79	107.20	15.8	-225.08	10.8	217.84	13.3	-124.36	18.1
CS16 : 생성 H형강버팀보-7단	12.79	103.78	15.8	-208.77	10.8	206.95	13.3	-120.26	18.1
CS17 : 굴착 14.292 m	14.29	130.92	17.6	-302.33	12.3	301.09	14.8	-166.64	20.0
CS18 : 생성 H형강버팀보-8단	14.29	127.67	17.6	-281.03	12.3	287.73	14.8	-163.10	20.0
CS19 : 굴착 15.792 m	15.79	160.64	20.0	-375.39	13.8	393.05	16.6	-211.13	22.3
CS20 : 생성 강관버팀보-9단	15.79	158.42	20.0	-358.03	13.8	383.65	16.6	-207.68	22.3
CS21 : 굴착 16.632 m	16.63	170.19	20.4	-340.67	15.3	431.24	17.6	-172.13	23.3
CS22 : 해체1	16.63	186.95	20.4	-499.51	13.8	517.82	17.1	-338.92	13.8
CS23 : 해체2	16.63	186.97	20.4	-499.38	13.8	517.94	17.1	-338.90	13.8
CS24 : 해체3	16.63	187.10	20.4	-505.71	13.8	518.83	17.1	-353.02	13.8
CS25 : 해체4	16.63	187.10	20.4	-505.71	13.8	518.83	17.1	-353.02	13.8
CS26 : 해체5	16.63	187.38	20.4	-507.80	13.8	520.69	17.1	-352.68	13.8
CS27 : 해체6	16.63	187.38	20.4	-507.80	13.8	520.70	17.1	-352.68	13.8
CS28 : 해체7	16.63	187.38	20.4	-507.80	13.8	520.70	17.1	-352.68	13.8
CS29 : 해체8	16.63	187.36	20.4	-507.70	13.8	520.61	17.1	-352.70	13.8
CS30 : 해체9	16.63	187.36	20.4	-507.70	13.8	520.61	17.1	-352.70	13.8
TOTAL		187.38	20.4	-507.80	13.8	520.70	17.1	-353.02	13.8

12.1.2 지보재 반력 집계

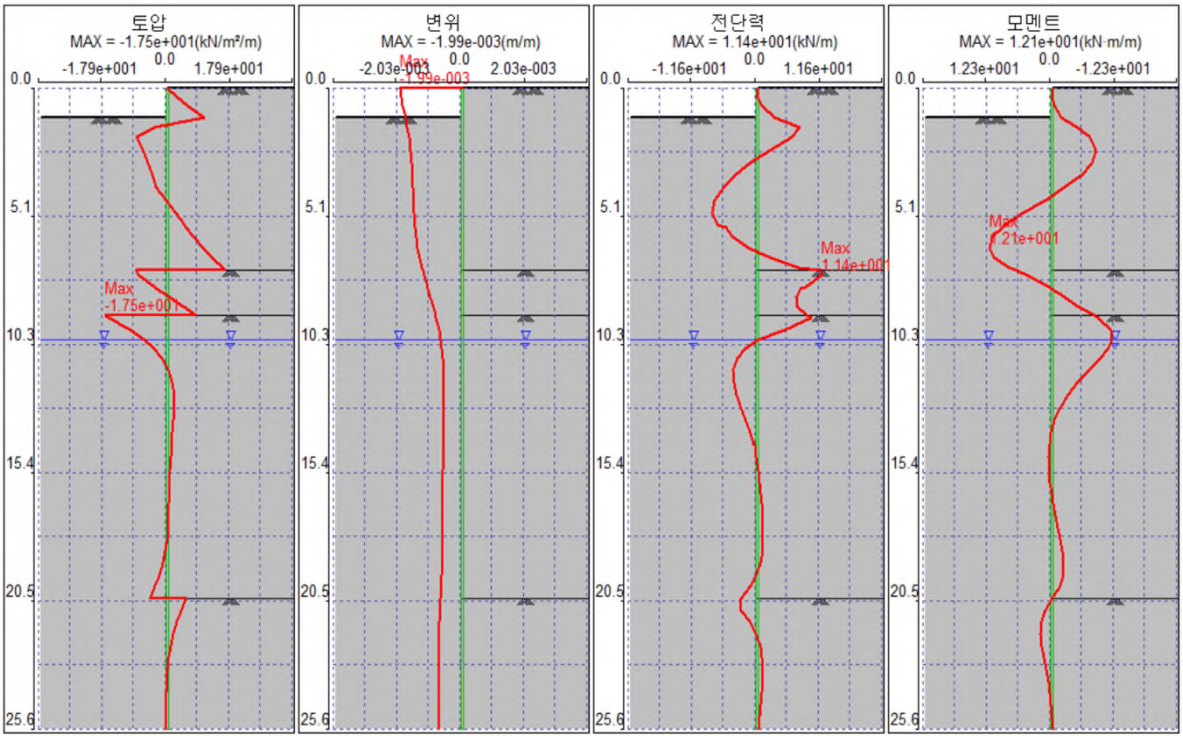
* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단	강관버팀보-3단	H형강버팀보-4단
		0.7 (m)	1.992 (m)	3.492 (m)	5.492 (m)	7.492 (m)
CS1 : 굴착 1.2 m	1.20	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	1.20	0.00	-	-	-	-
CS3 : 굴착 2.492 m	2.49	29.04	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.49	16.15	20.00	-	-	-
CS5 : 굴착 3.992 m	3.99	-3.17	87.69	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	3.99	0.12	70.94	20.00	-	-
CS7 : 굴착 5.992 m	5.99	-26.83	80.62	117.90	-	-
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	5.99	-22.55	78.88	102.01	20.00	-
CS9 : 굴착 7.992 m	7.99	-27.58	67.16	97.97	140.90	-
CS10 : 생성 H형강버팀보-4단	7.99	-26.92	68.52	98.21	125.83	20.00
CS11 : 굴착 9.692 m	9.69	-24.01	63.82	81.61	111.07	182.20
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	9.69	-24.27	64.33	83.24	112.00	164.65
CS13 : 굴착 11.292 m	11.29	-22.18	64.40	77.02	84.83	156.04
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	11.29	-22.36	64.43	77.61	87.03	155.61
CS15 : 굴착 12.792 m	12.79	-22.09	65.46	78.47	78.57	117.62
CS16 : 생성 H형강버팀보-7단	12.79	-22.12	65.39	78.46	79.34	120.20
CS17 : 굴착 14.292 m	14.29	-22.45	65.88	80.30	81.26	103.22
CS18 : 생성 H형강버팀보-8단	14.29	-22.43	65.84	80.17	81.21	104.69
CS19 : 굴착 15.792 m	15.79	-22.64	65.82	80.76	83.91	105.90
CS20 : 생성 강관버팀보-9단	15.79	-22.63	65.82	80.72	83.78	105.93
CS21 : 굴착 16.632 m	16.63	-22.66	65.77	80.72	84.37	107.79
CS22 : 해체1	16.63	-22.79	65.79	81.17	86.03	107.55
CS23 : 해체2	16.63	-22.79	65.79	81.17	86.03	107.55
CS24 : 해체3	16.63	-22.43	65.61	79.77	82.30	113.16
CS25 : 해체4	16.63	-22.43	65.61	79.77	82.30	113.16
CS26 : 해체5	16.63	-21.67	63.16	73.42	84.29	199.71
CS27 : 해체6	16.63	-21.67	63.16	73.42	84.28	199.75
CS28 : 해체7	16.63	-21.67	63.16	73.42	84.28	199.75
CS29 : 해체8	16.63	-32.51	70.30	118.15	-	246.43
CS30 : 해체9	16.63	-32.51	70.30	118.15	-	246.43
TOTAL		32.51	87.69	118.15	140.90	246.43

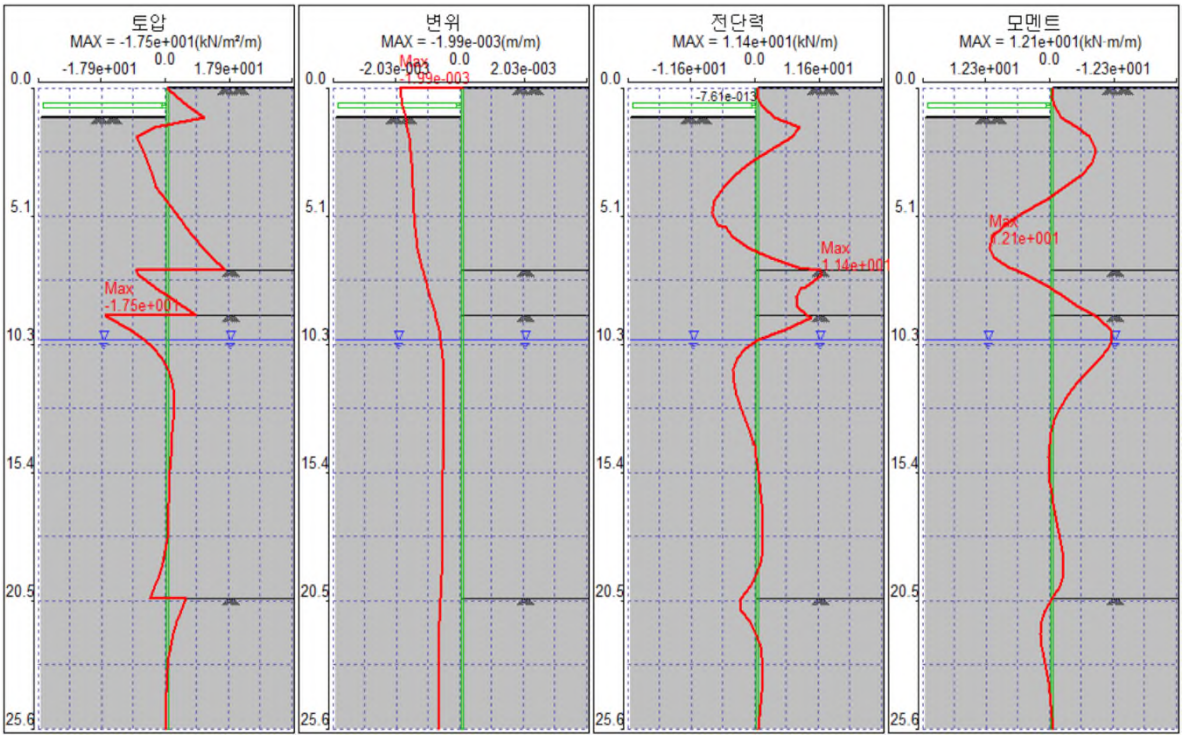
시공단계	굴착 깊이	강관버팀보-5단	강관버팀보-6단	H형강버팀보-7단	H형강버팀보-8단	강관버팀보-9단
		9.192 (m)	10.792 (m)	12.292 (m)	13.792 (m)	15.292 (m)
CS1 : 굴착 1.2 m	1.20	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	1.20	-	-	-	-	-
CS3 : 굴착 2.492 m	2.49	-	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.49	-	-	-	-	-
CS5 : 굴착 3.992 m	3.99	-	-	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	3.99	-	-	-	-	-
CS7 : 굴착 5.992 m	5.99	-	-	-	-	-
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	5.99	-	-	-	-	-
CS9 : 굴착 7.992 m	7.99	-	-	-	-	-
CS10 : 생성 H형강버팀보-4단	7.99	-	-	-	-	-
CS11 : 굴착 9.692 m	9.69	-	-	-	-	-
CS12 : 생성 강관버팀보-5단	9.69	20.00	-	-	-	-
CS13 : 굴착 11.292 m	11.29	212.62	-	-	-	-
CS14 : 생성 강관버팀보-6단	11.29	194.84	20.00	-	-	-
CS15 : 굴착 12.792 m	12.79	187.20	231.89	-	-	-
CS16 : 생성 H형강버팀보-7단	12.79	186.19	213.35	20.00	-	-
CS17 : 굴착 14.292 m	14.29	138.87	188.73	298.70	-	-
CS18 : 생성 H형강버팀보-8단	14.29	142.10	188.49	273.14	25.00	-
CS19 : 굴착 15.792 m	15.79	123.59	130.83	217.60	375.42	-
CS20 : 생성 강관버팀보-9단	15.79	124.65	133.49	218.57	353.50	20.00
CS21 : 굴착 16.632 m	16.63	123.69	119.53	178.08	340.65	230.56
CS22 : 해체1	16.63	110.41	84.88	161.28	611.09	-
CS23 : 해체2	16.63	110.41	84.88	161.26	610.97	-
CS24 : 해체3	16.63	149.87	-	205.16	617.96	-
CS25 : 해체4	16.63	149.87	-	205.16	617.96	-
CS26 : 해체5	16.63	-	-	186.11	592.09	-
CS27 : 해체6	16.63	-	-	186.08	592.03	-
CS28 : 해체7	16.63	-	-	186.08	592.03	-
CS29 : 해체8	16.63	-	-	186.96	593.24	-
CS30 : 해체9	16.63	-	-	186.97	593.24	-
TOTAL		212.62	231.89	298.70	617.96	230.56

12.2 시공단계별 단면력도

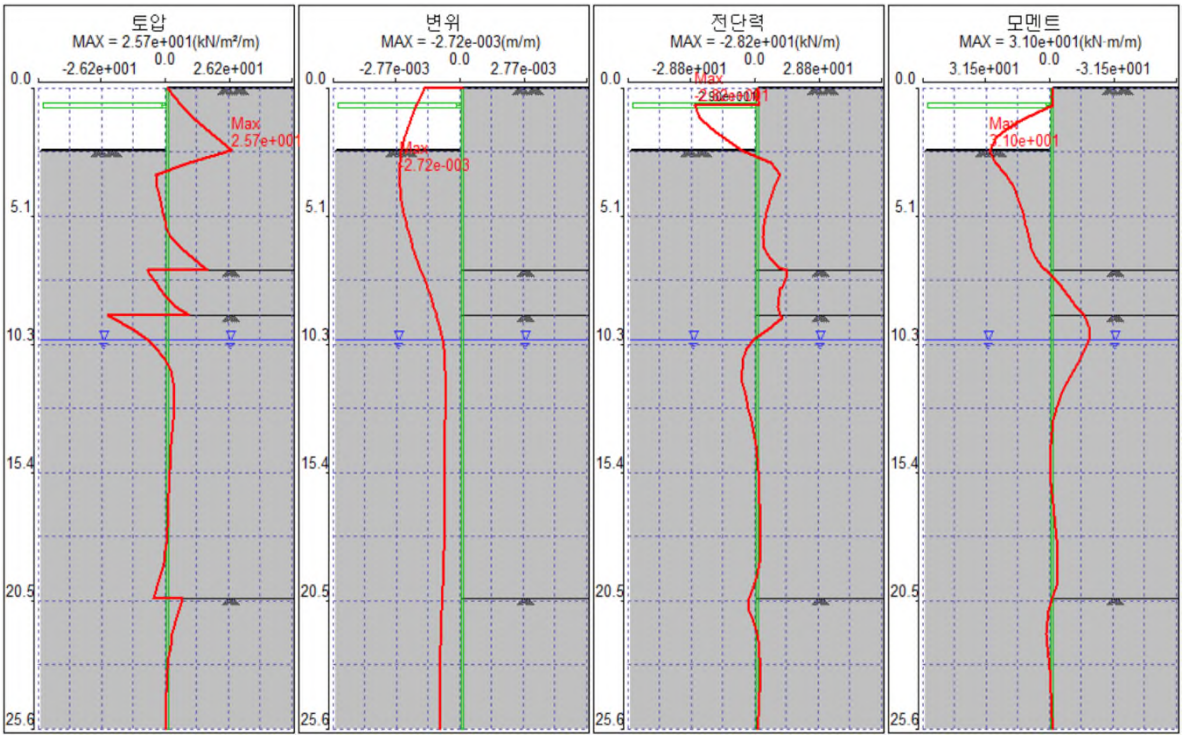
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 1.2 m]



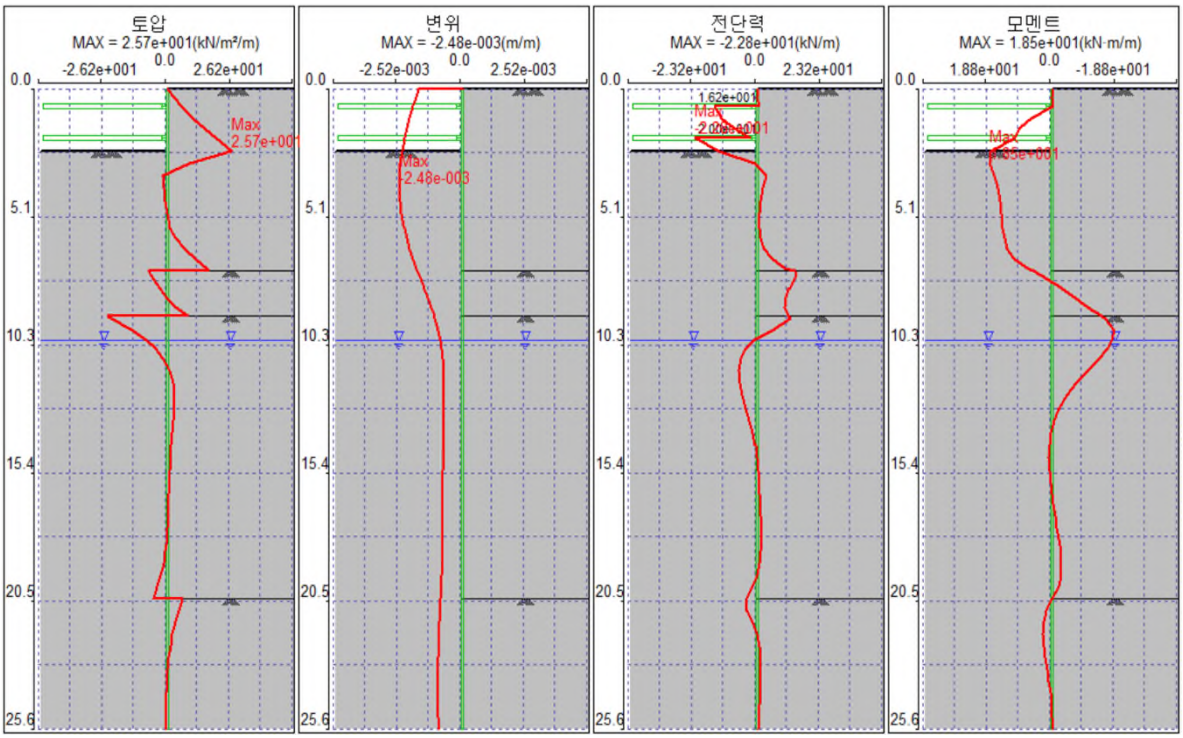
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



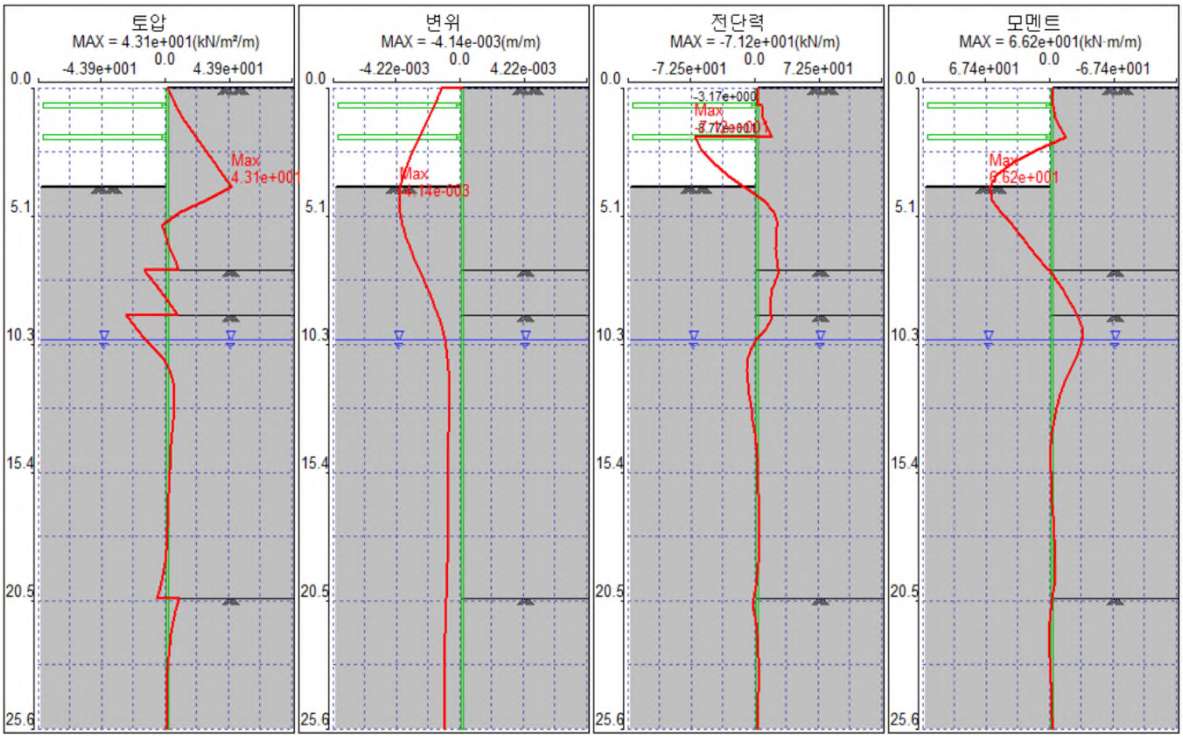
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 2.492 m]



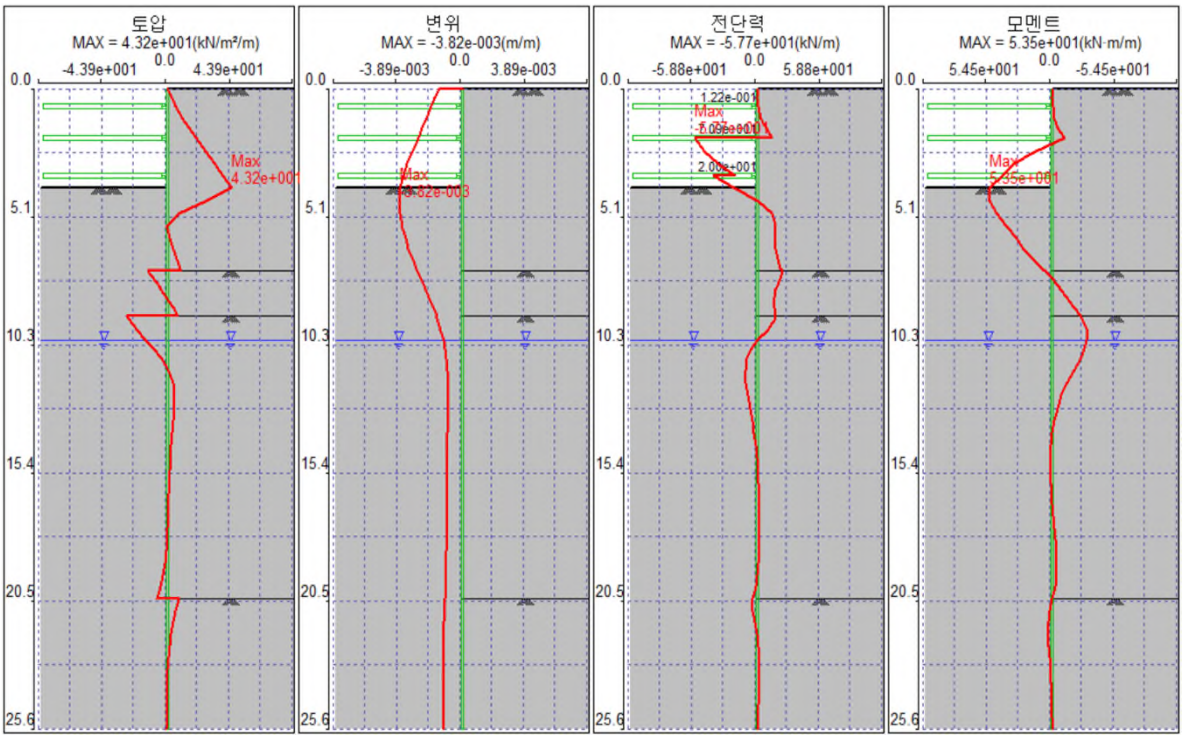
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



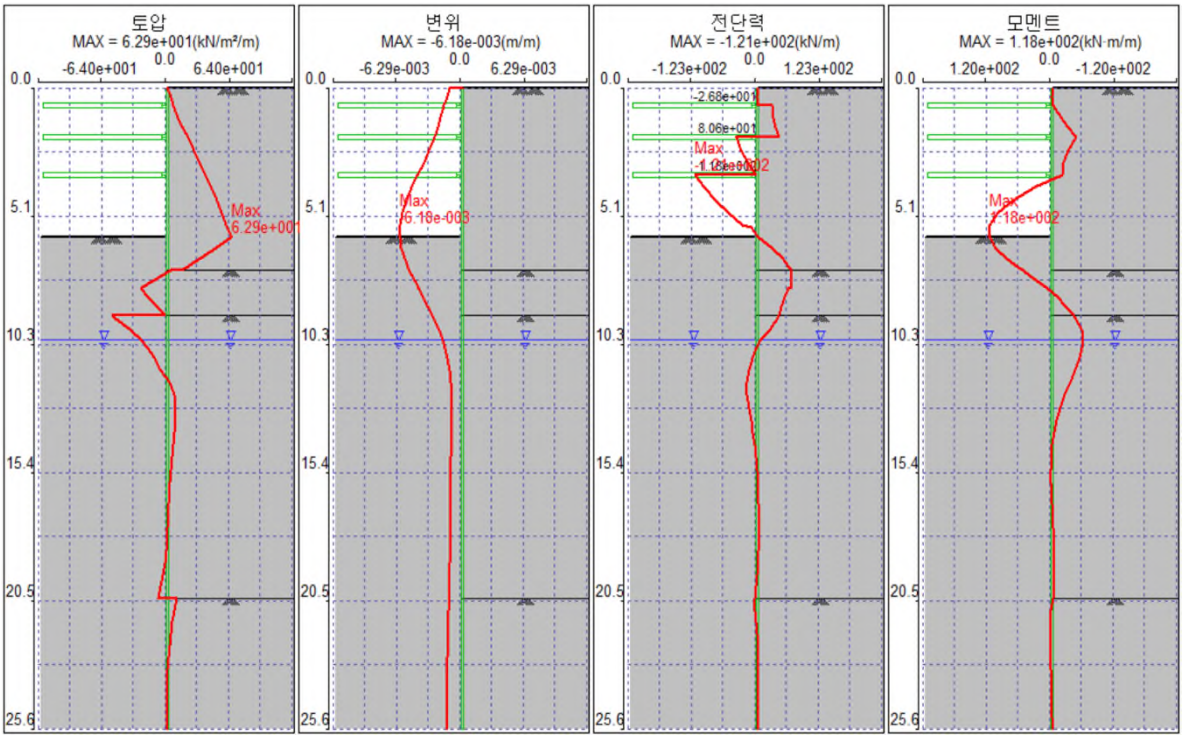
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 3.992 m]



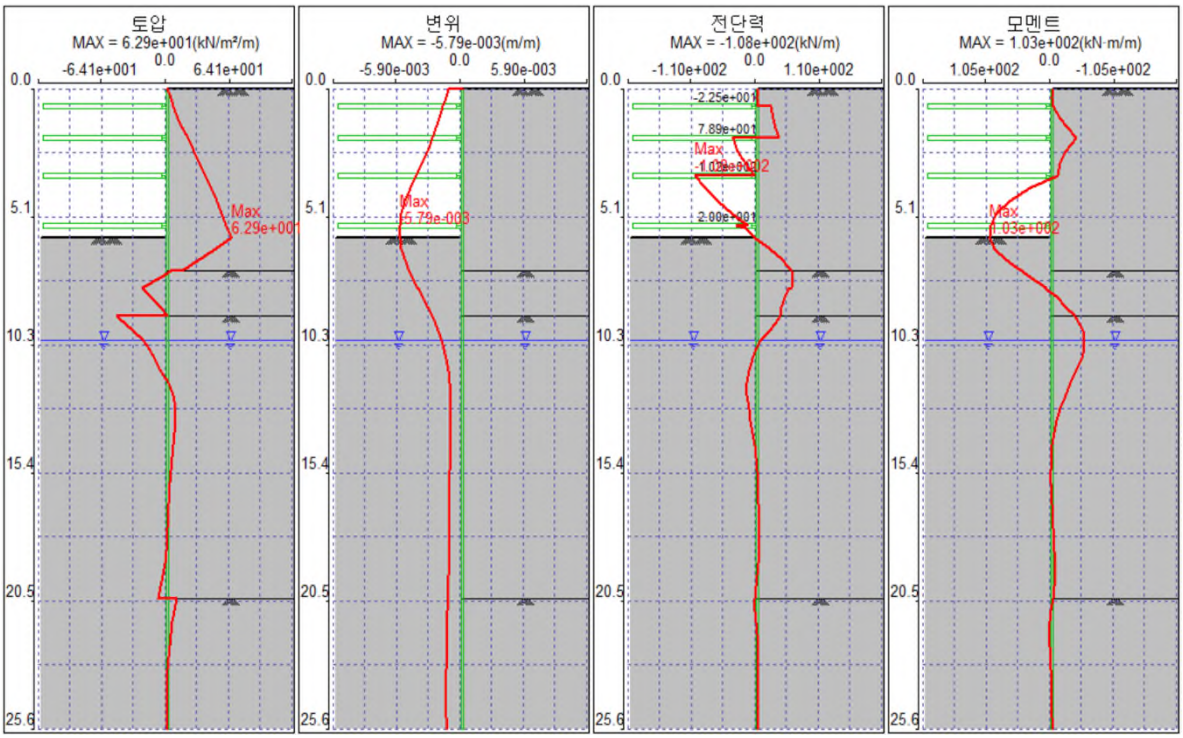
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



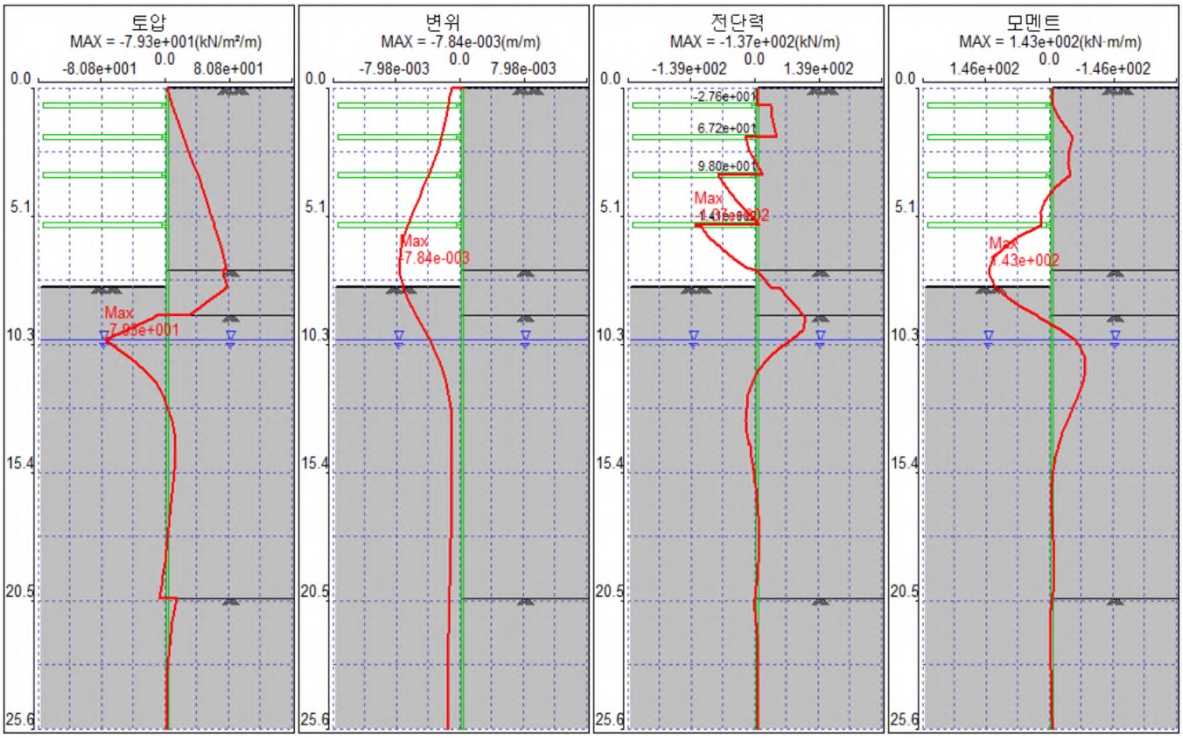
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 5.992 m]



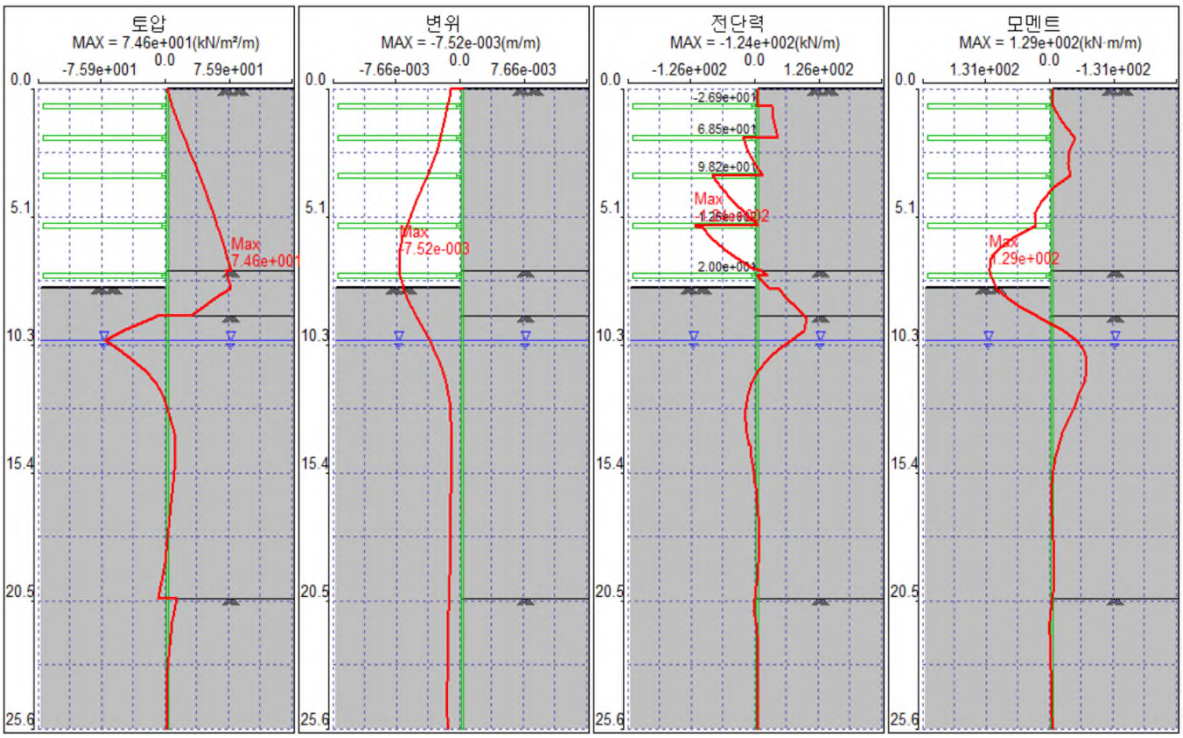
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 강관버팀보-3단]



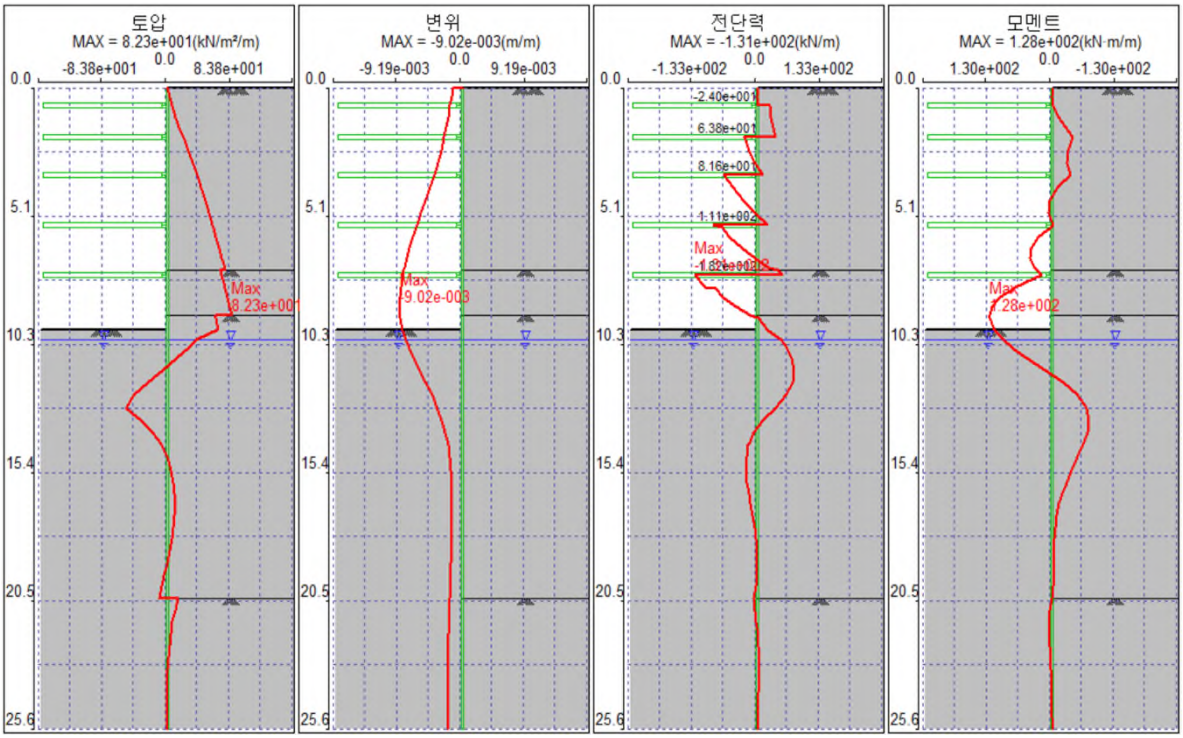
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 7.992 m]



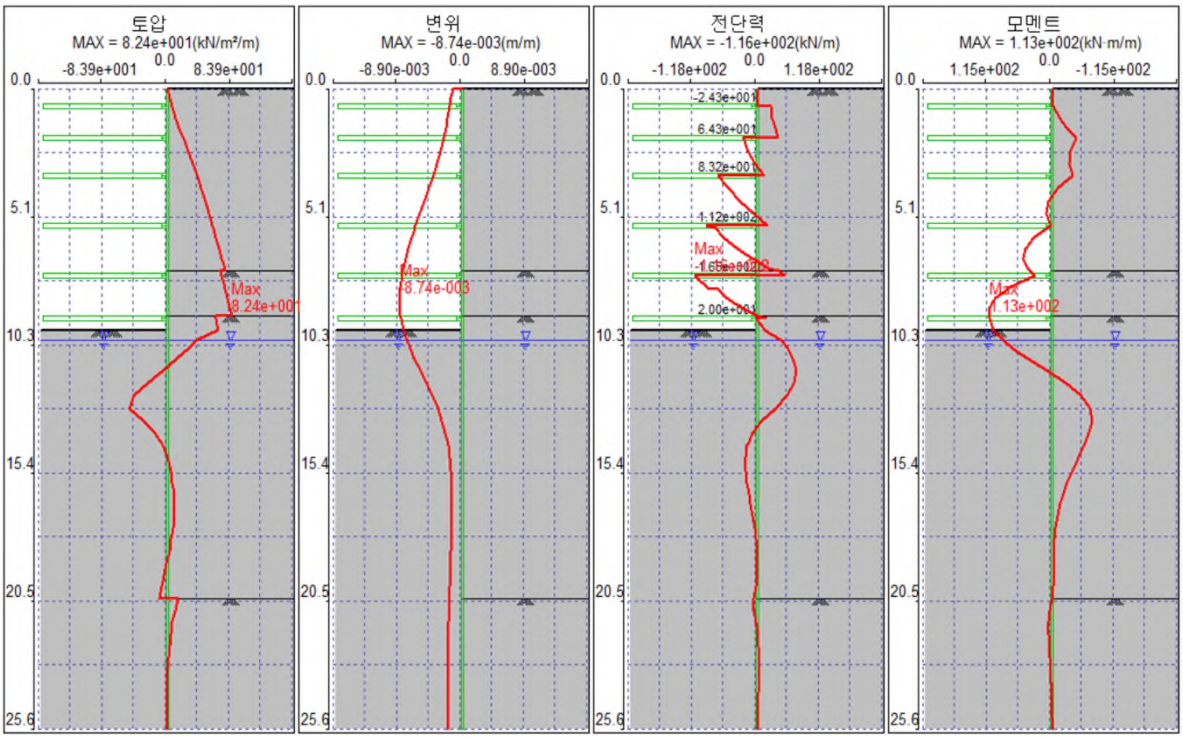
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 H형강버팀보-4단]



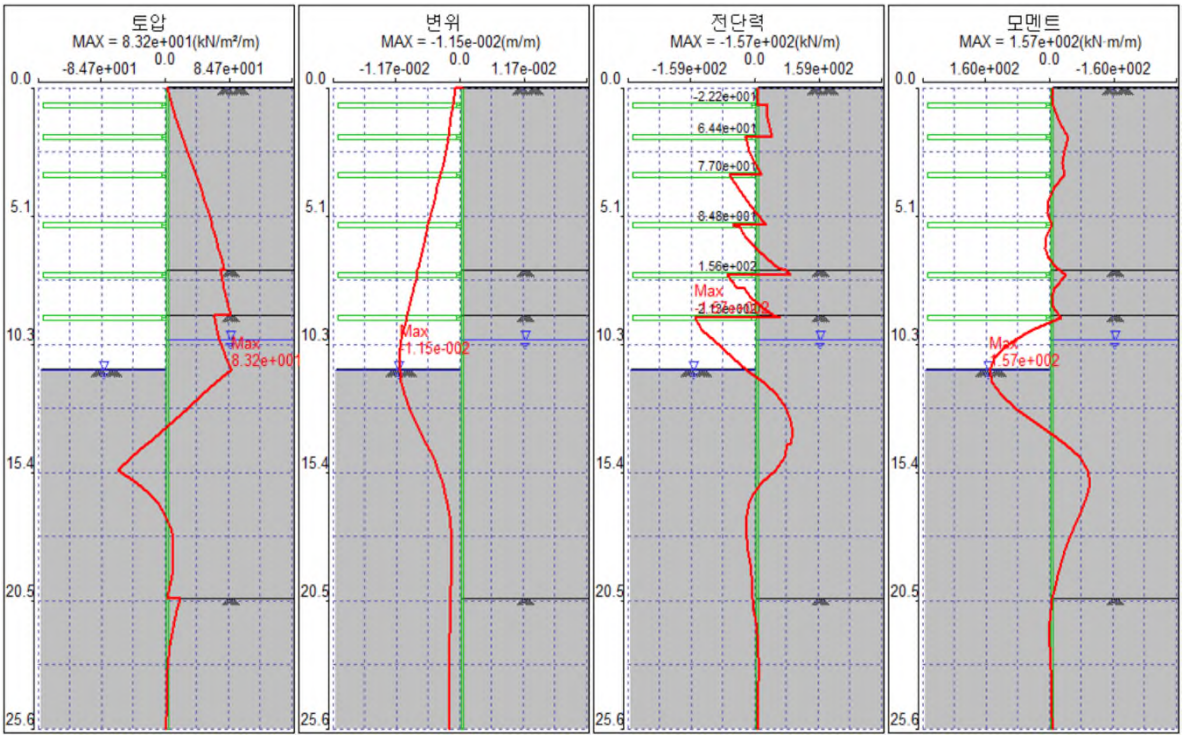
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 9.692 m]



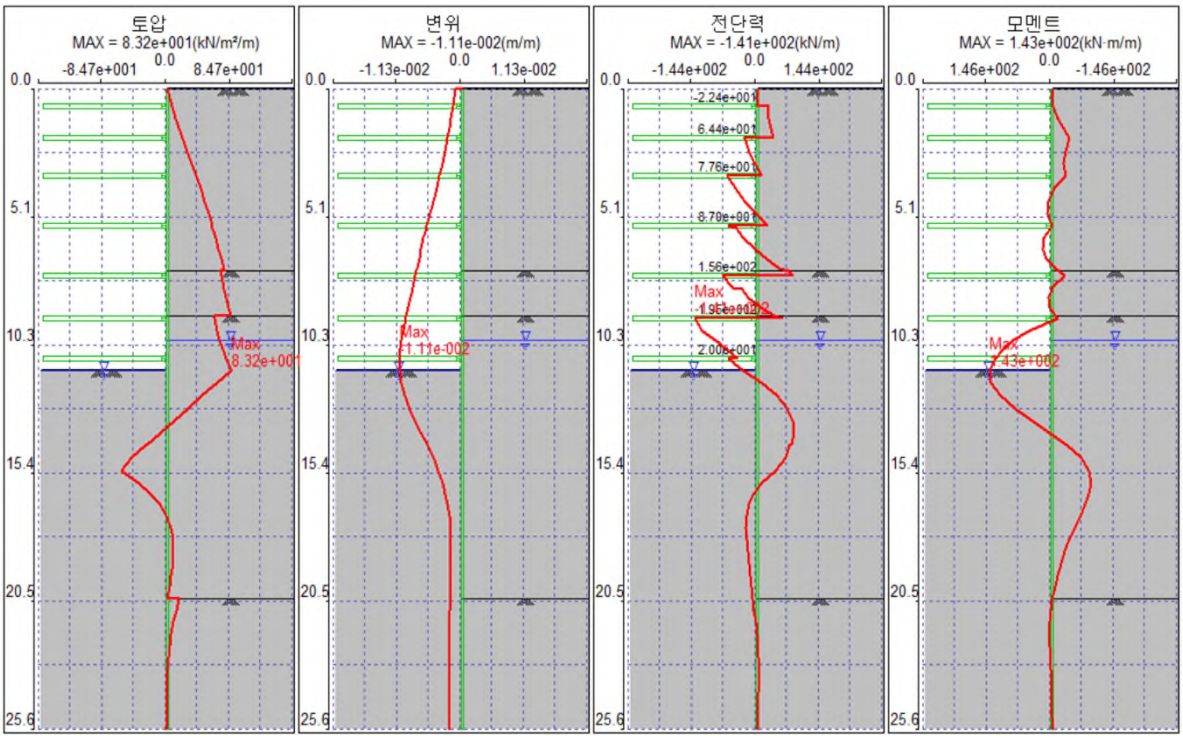
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 강관버팀보-5단]



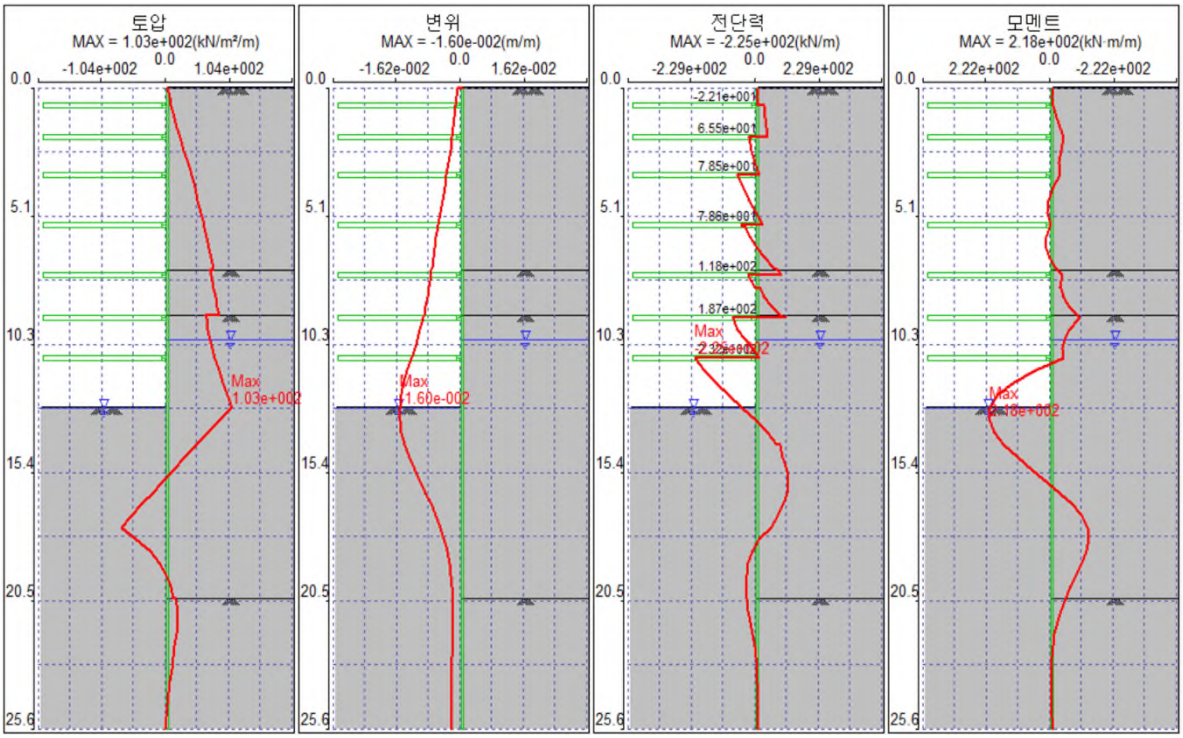
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 11.292 m]



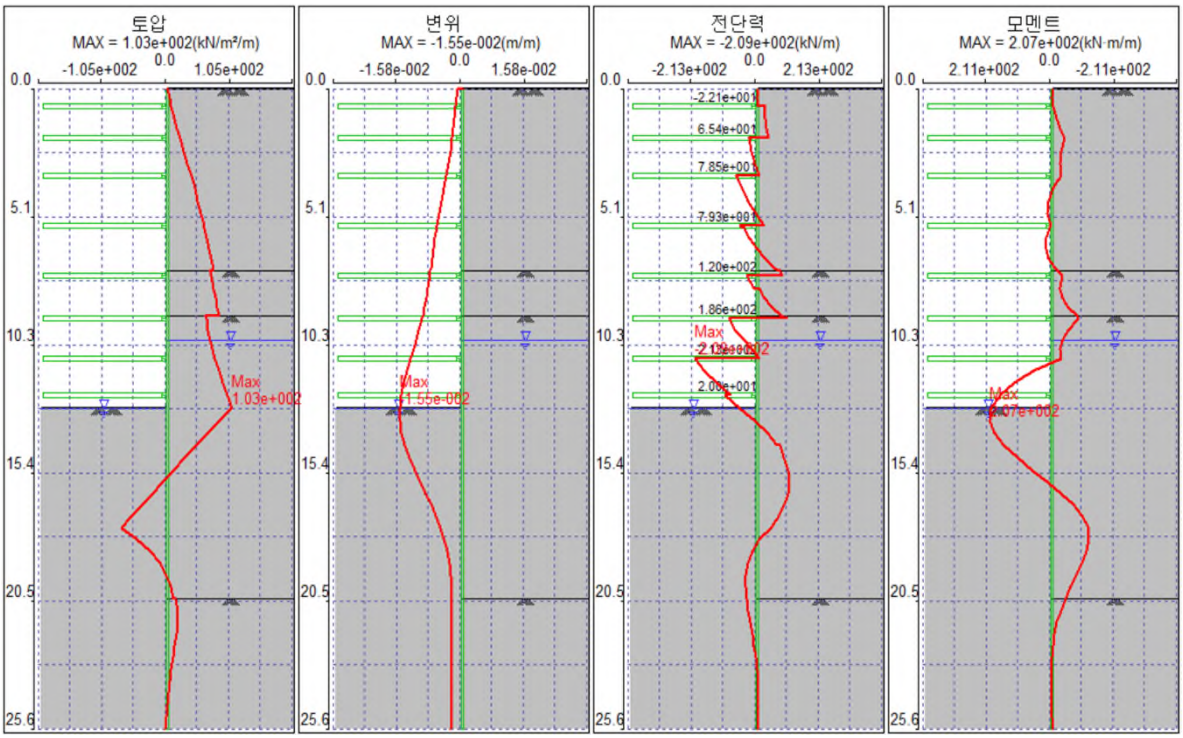
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 강관버팀보-6단]



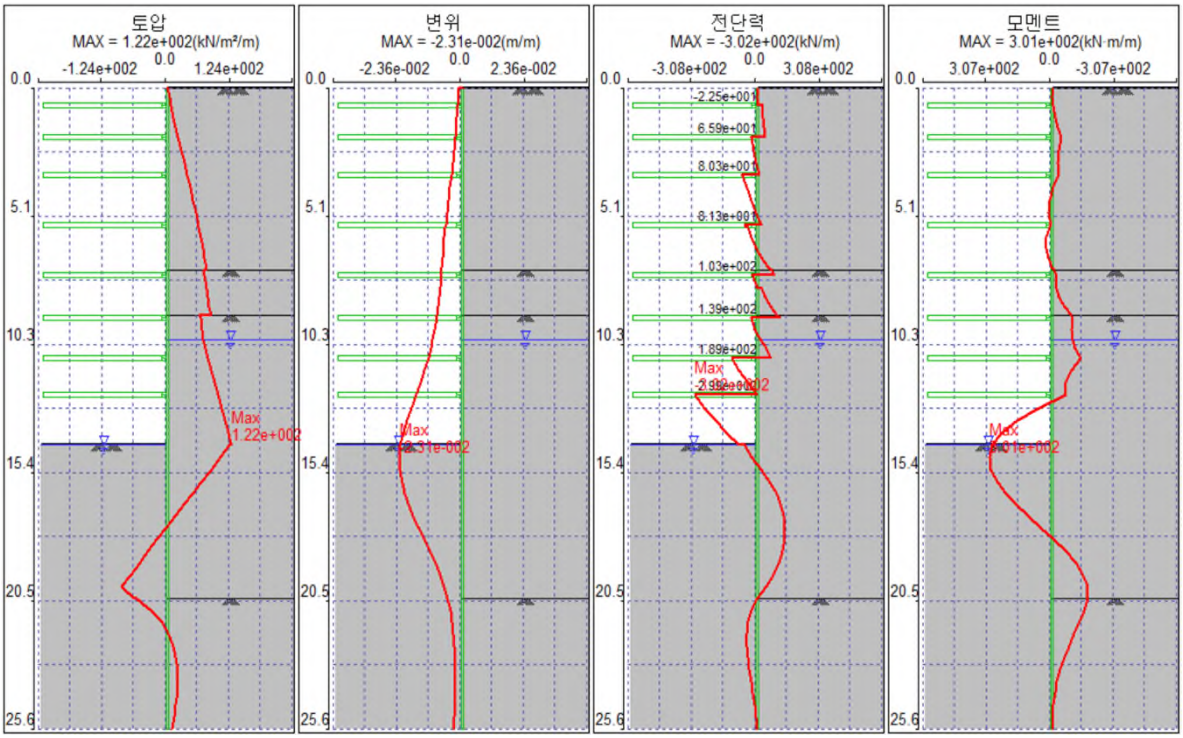
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 12.792 m]



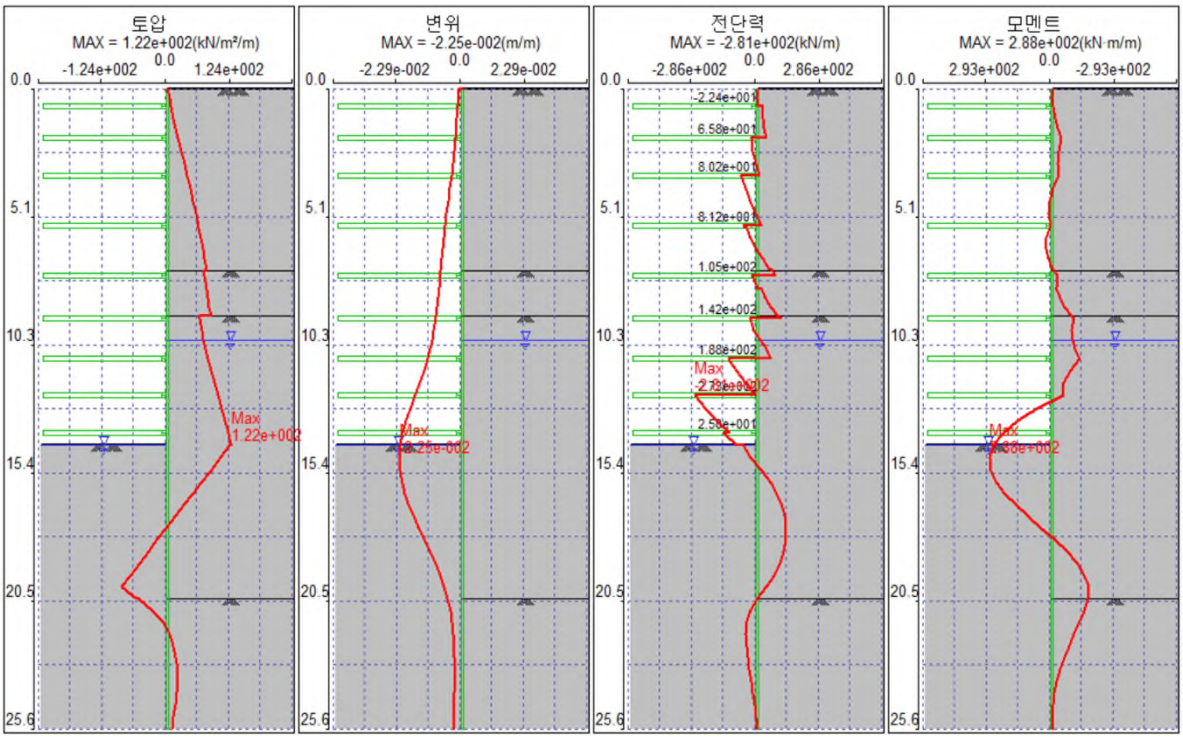
16) 시공 16 단계 [CS16 : 생성 H형강버팀보-7단]



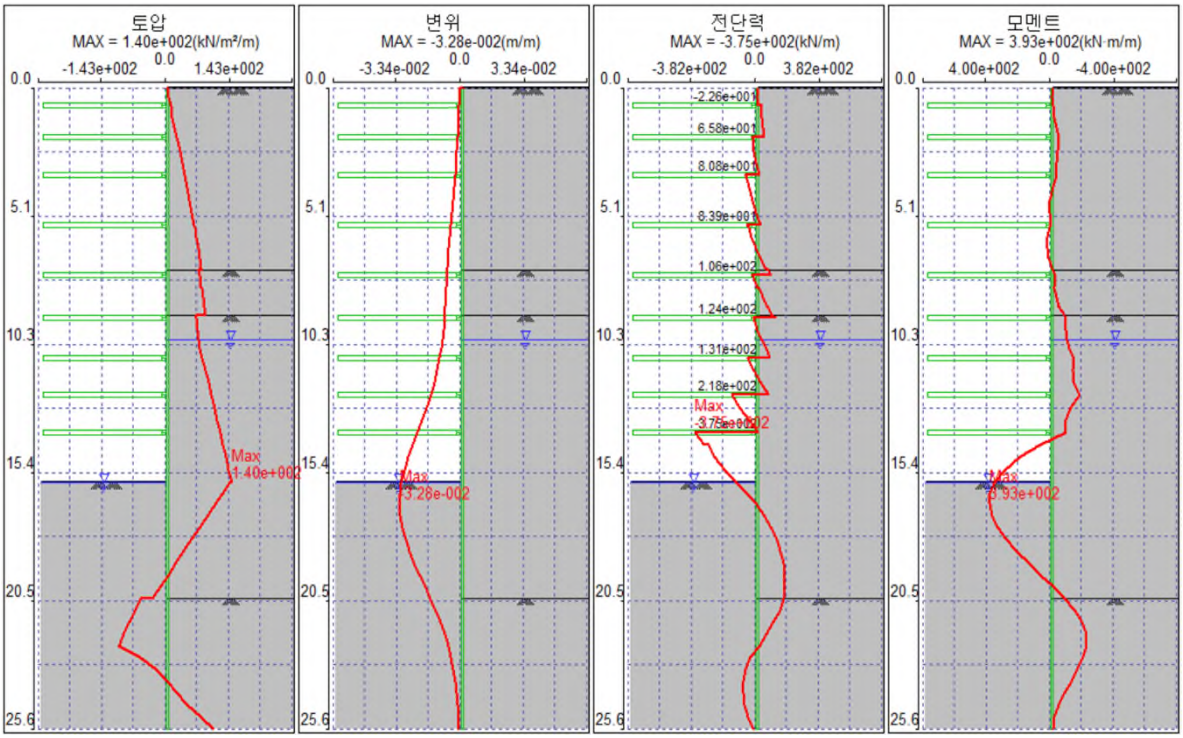
17) 시공 17 단계 [CS17 : 굴착 14.292 m]



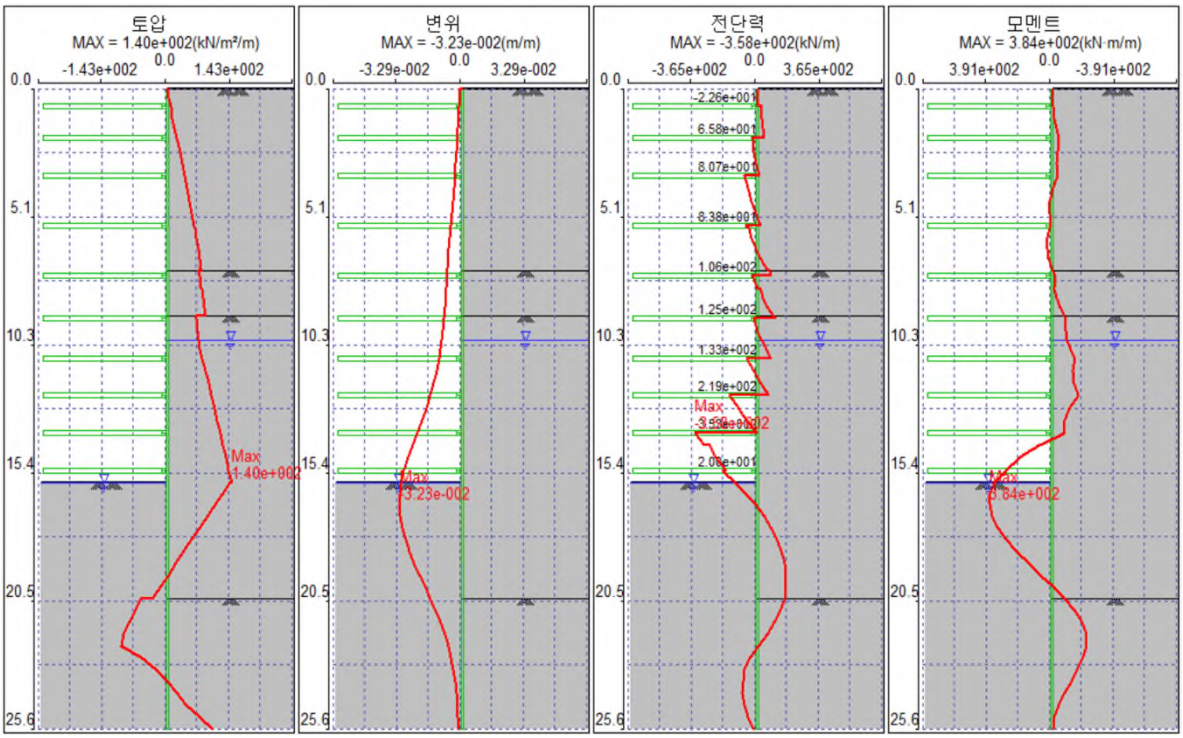
18) 시공 18 단계 [CS18 : 생성 H형강버팀보-8단]



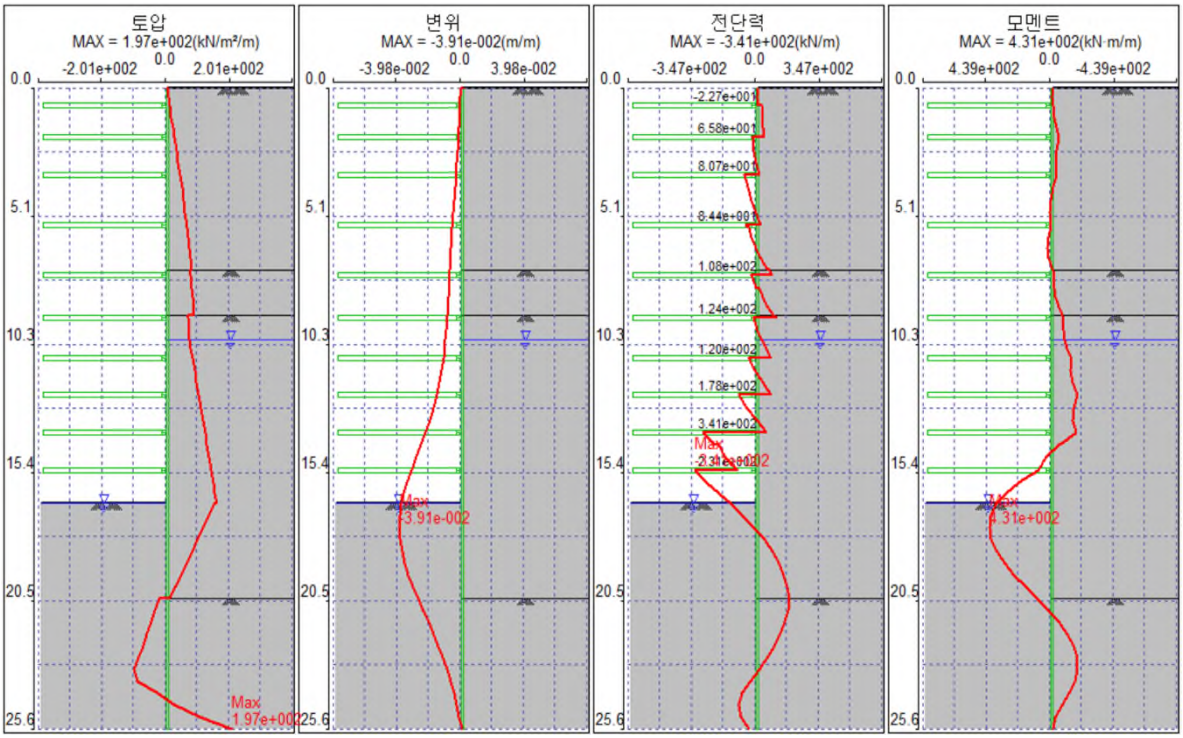
19) 시공 19 단계 [CS19 : 굴착 15.792 m]



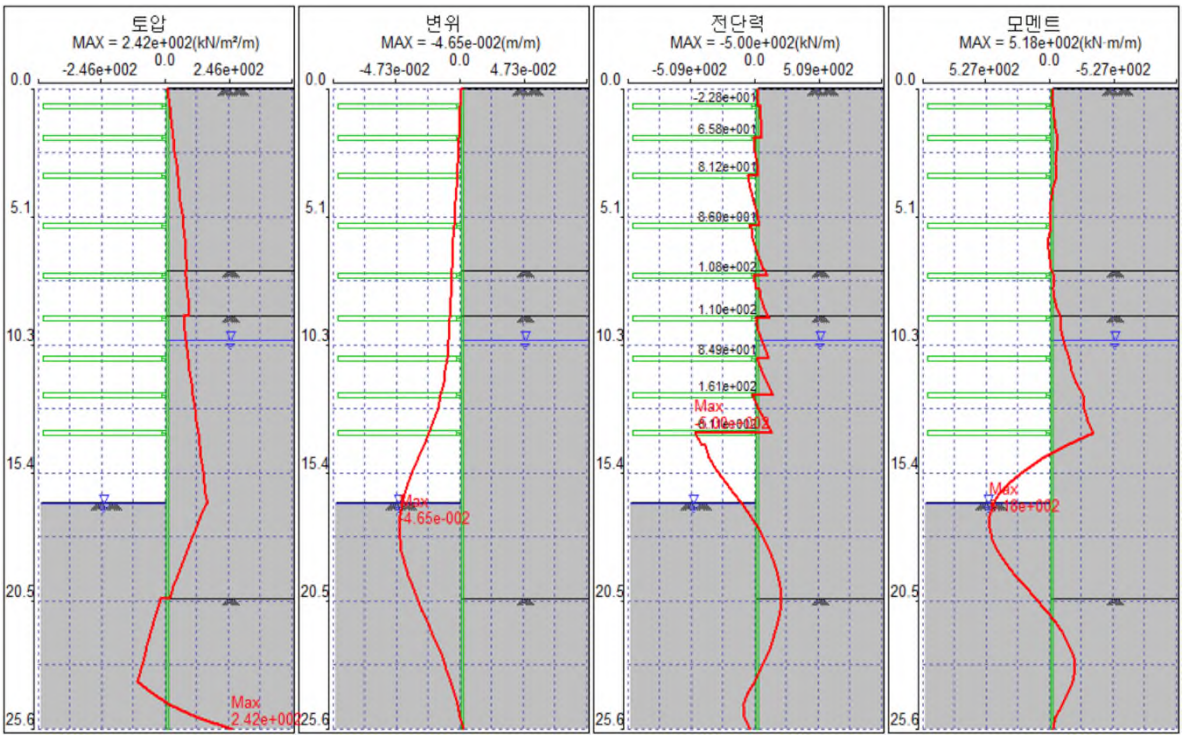
20) 시공 20 단계 [CS20 : 생성 강관버팀보-9단]



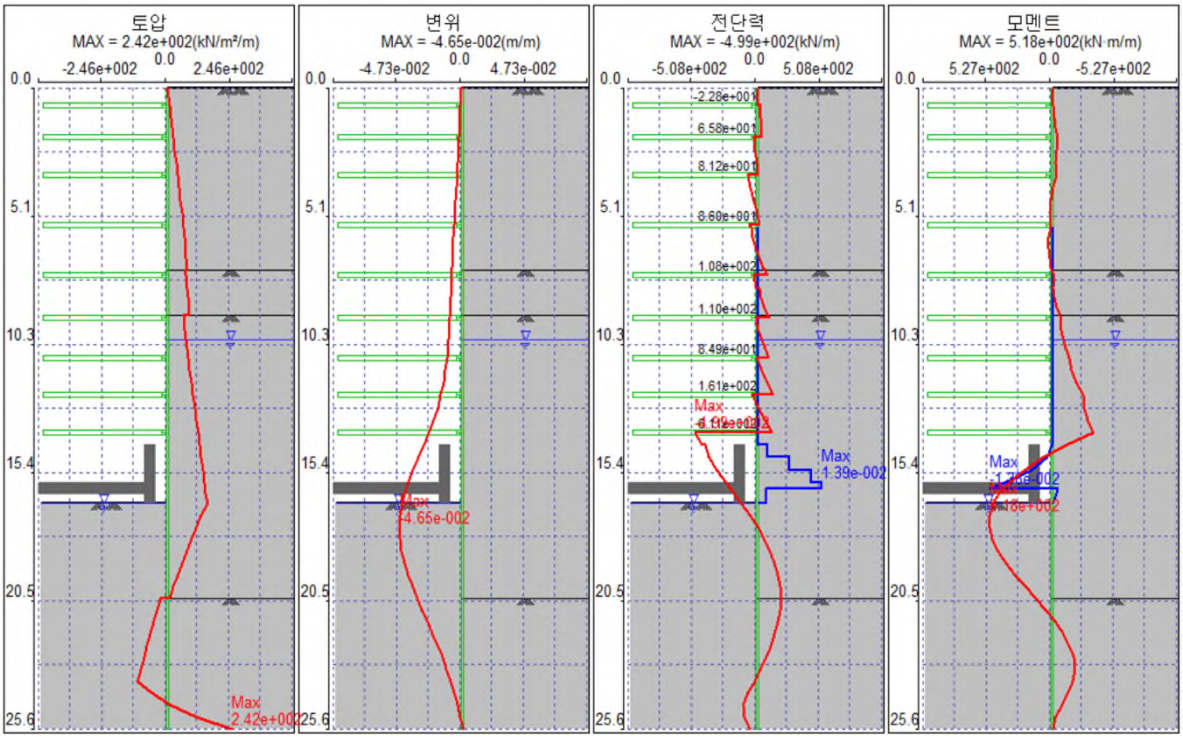
21) 시공 21 단계 [CS21 : 굴착 16.632 m]



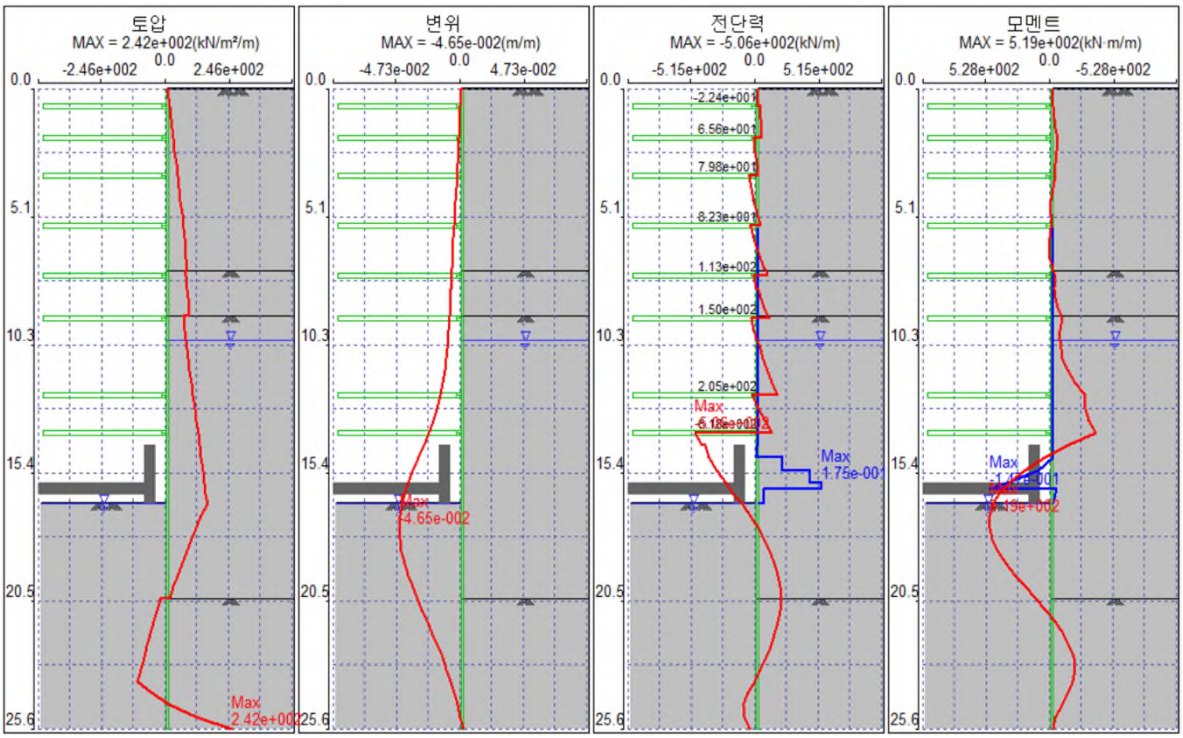
22) 시공 22 단계 [CS22 : 해체1]



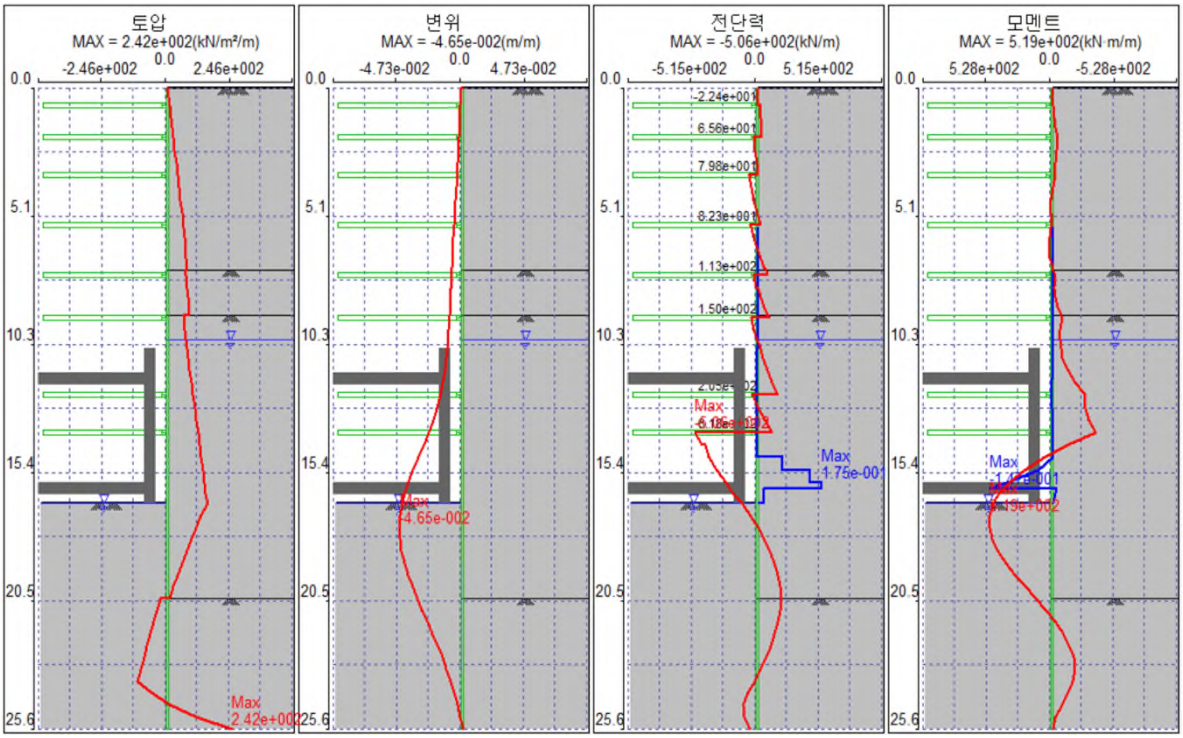
23) 시공 23 단계 [CS23 : 해체2]



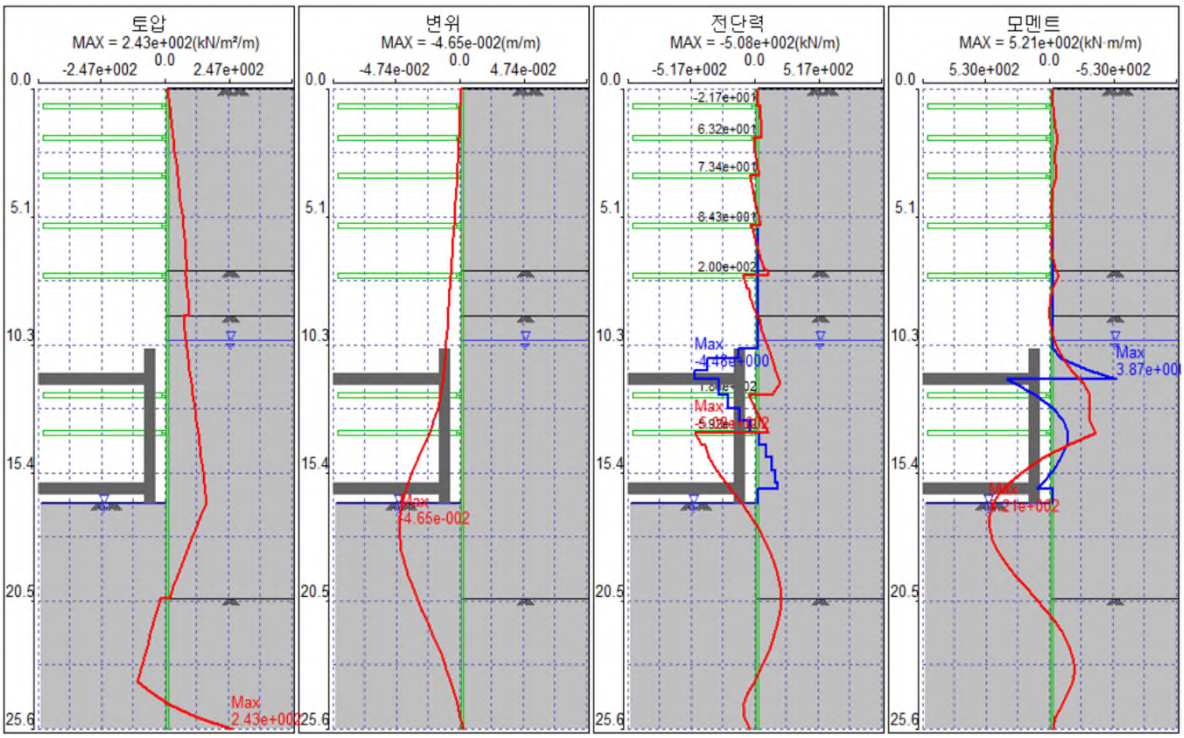
24) 시공 24 단계 [CS24 : 해체3]



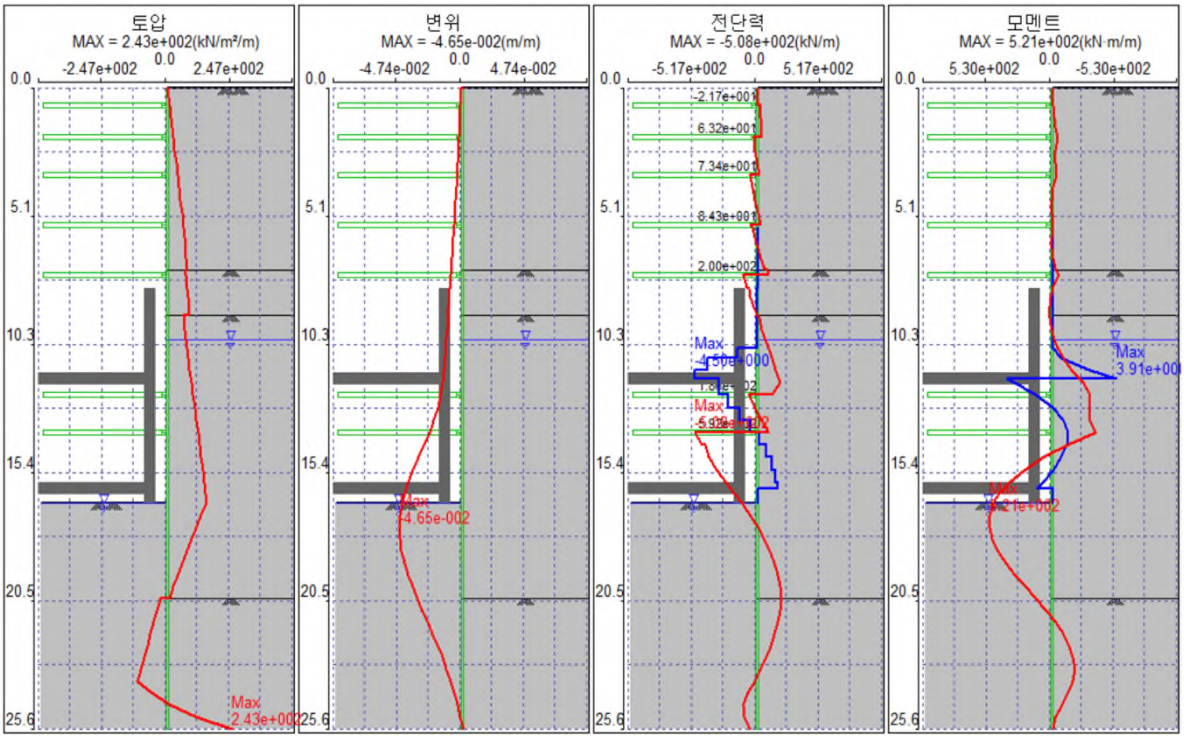
25) 시공 25 단계 [CS25 : 해체4]



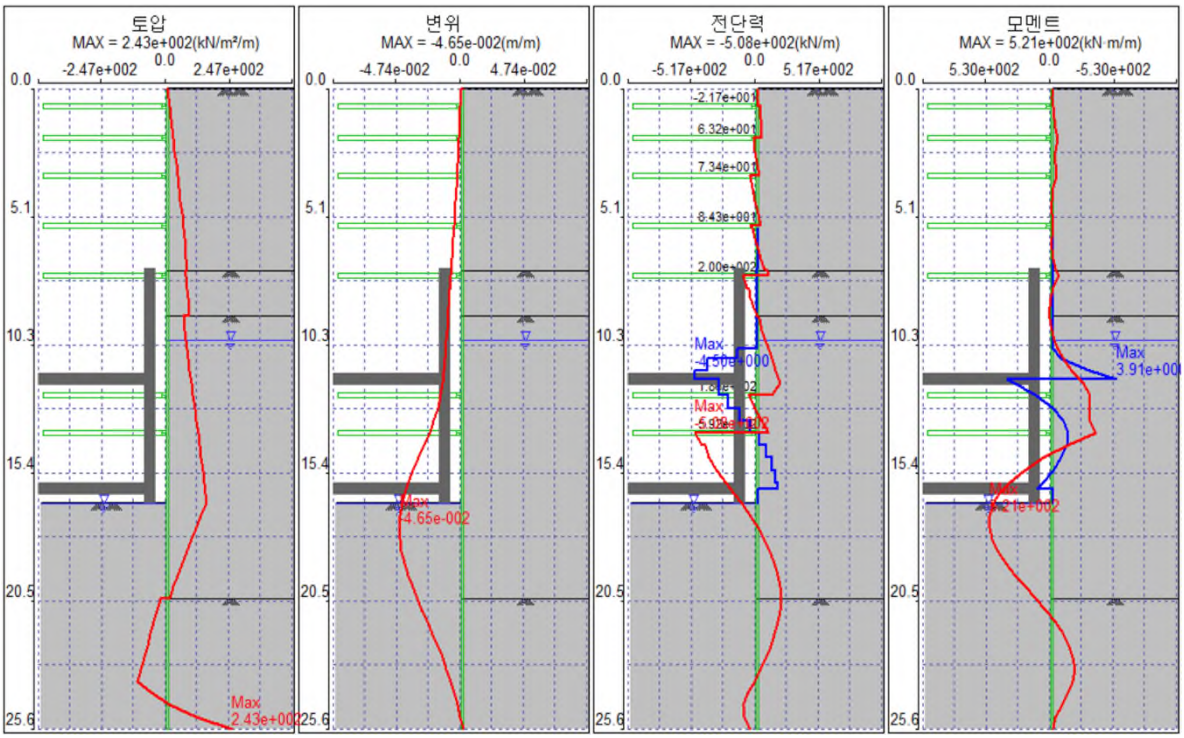
26) 시공 26 단계 [CS26 : 해체5]



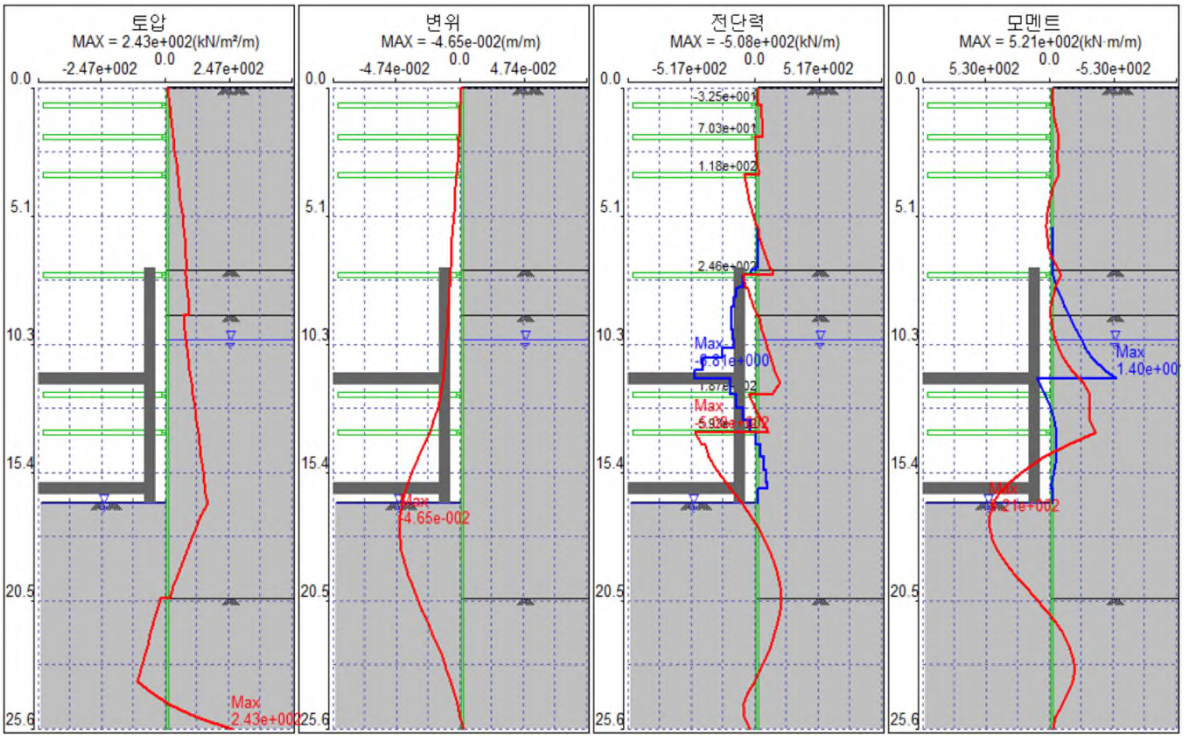
27) 시공 27 단계 [CS27 : 해체6]



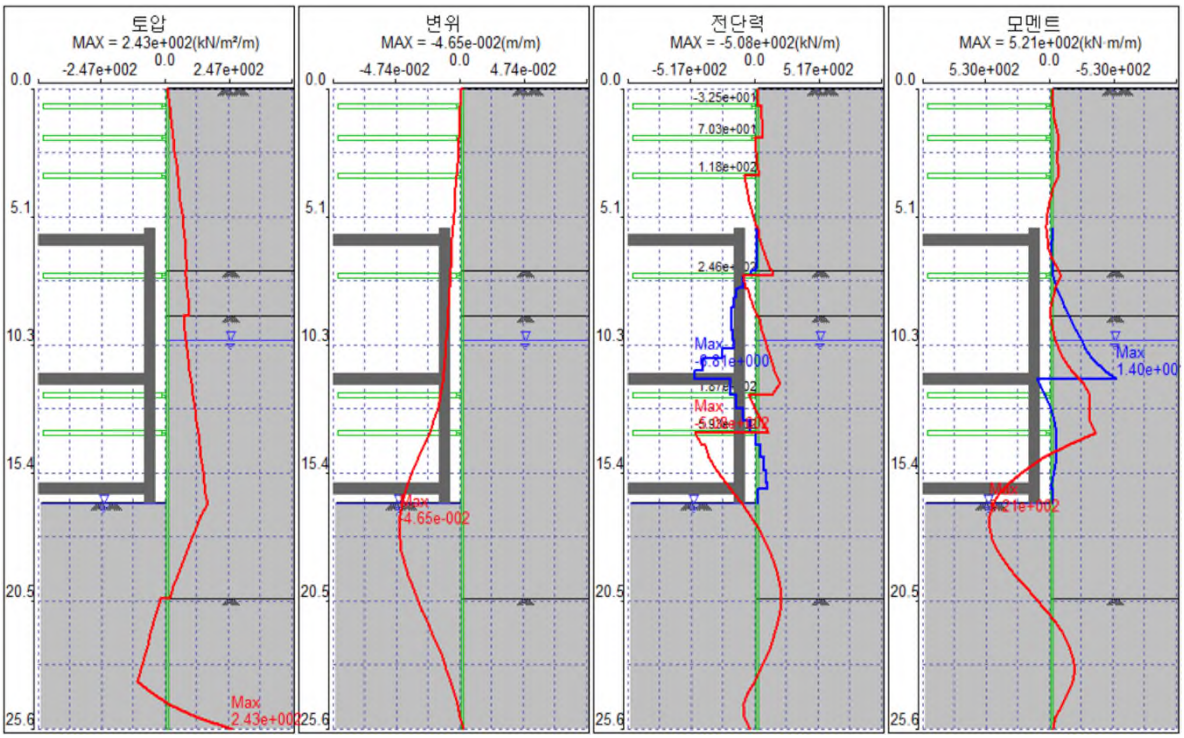
28) 시공 28 단계 [CS28 : 해체7]



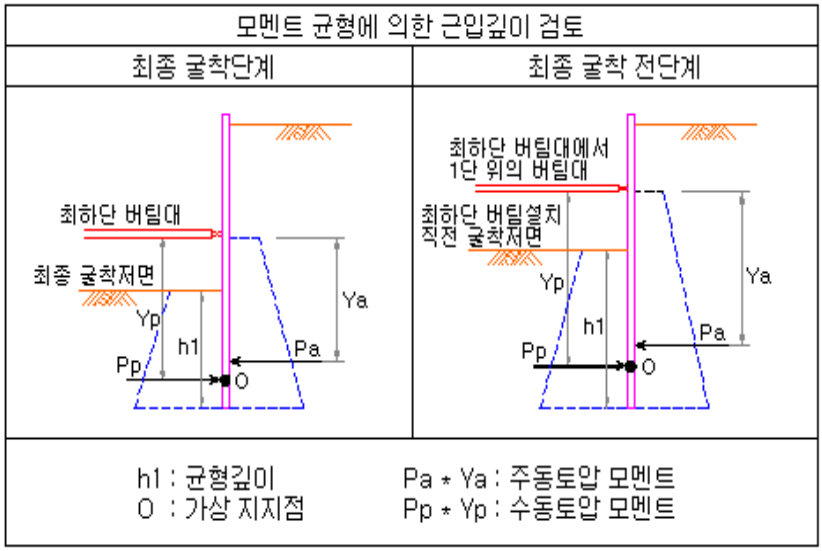
29) 시공 29 단계 [CS29 : 해체8]



30) 시공 30 단계 [CS30 : 해체9]



12.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	6.303	9.000	12285.101	15515.287	1.263	1.200	OK
최종 굴착 전단계	6.352	9.840	15629.311	21195.506	1.356	1.200	OK

12.3.1 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 -15.292 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 195.008 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.684 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1936.688 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 6.275 m

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

Ma = (195.008 x 0.684) + (1936.688 x 6.275) = 12285.101 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2123.608 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 7.306 m

Mp = (Pp x Yp) = (2123.608 x 7.306) = 15515.287 kN · m

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

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 15515.287 / 12285.101 = 1.263

S.F. = 1.263 > 1.2 ... OK

12.3.2. 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 -13.792 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 260.583 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.034 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 2061.66 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 7.45 m

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

Ma = (260.583 x 1.034) + (2061.66 x 7.45) = 15629.311 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 2485.163 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 8.529 m

Mp = (Pp x Yp) = (2485.163 x 8.529) = 21195.506 kN·m

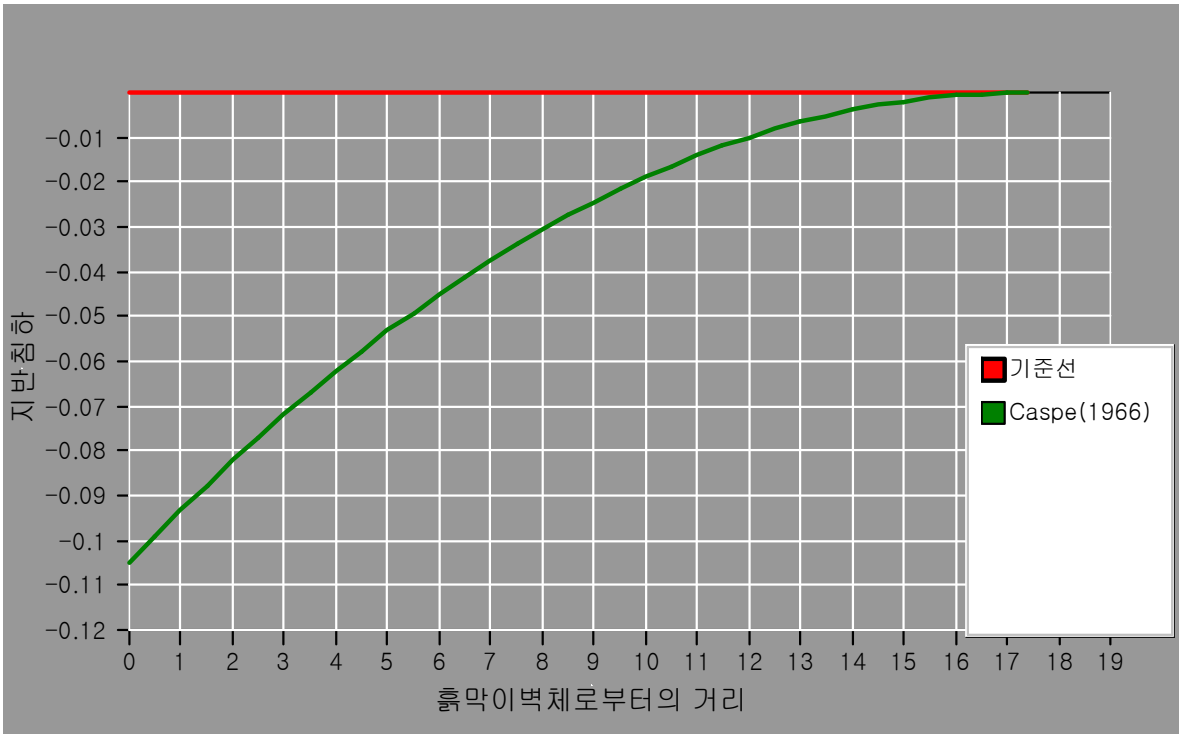
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 21195.506 / 15629.311 = 1.356

S.F. = 1.356 > 1.2 ... OK

12.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



12.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.456 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 15.67 m, Hw = 16.632 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 30.281 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ /2)

Hp = 0.5 x 15.67 x tan(45 + 30.281/2) = 13.648 m

Ht = Hp + Hw = 13.648 + 16.632 = 30.28 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ /2)

D = 30.28 x tan(45-30.281/2) = 17.383 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.456 / 17.383 = -0.105 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.105 x ((17.383 - Xi) / 17.383)^2

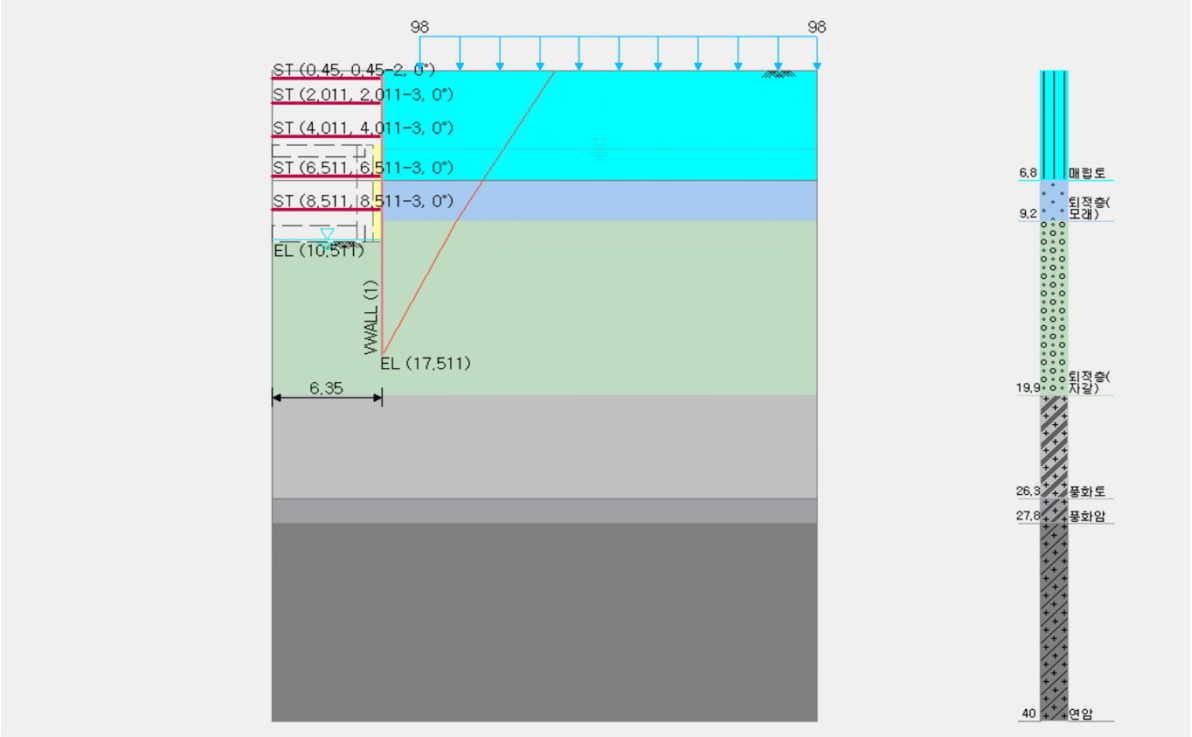
변 경

10. RAMP-C(STA.0+706.000~719.000)

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 (H형강버팀보-3단)
7.5 Strut 설계 (강관버팀보-4단)
8.띠장 설계
8.1 주형보 띠장 설계
8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계
8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계
8.4 H형강버팀보-3단 띠장 설계
8.5 강관버팀보-4단 띠장 설계
9.중간말뚝 설계
10. Sheet 설계
10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 17.51m)
11.전산 입력 정보
12.해석결과

1.표준단면


98
98
ST (0.45, 0.45-2, 0°)
ST (2.011, 2.011-3, 0°)
ST (4.011, 4.011-3, 0°)
ST (6.511, 6.511-3, 0°)
ST (8.511, 8.511-3, 0°)
EL (10.511)
WALL (1)
EL (17.511)
6.35
6.8
매립토
9.2
퇴적층(모래)
19.9
퇴적층(자갈)
26.3
풍화토
27.8
풍화암
40
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-B:750x1990x200	-	휨응력	199.674	210.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	12.878	120.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	66.065	176.580	O.K	처짐	O.K
		전단응력	35.041	108.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	87.889	171.180	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	71.682	108.000	O.K		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	103.487	182.334	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	73.590	108.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.45	휨응력	4.375	135.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	9.144	104.707	O.K		
		전단응력	1.873	108.000	O.K		
H형강버팀보-3단 H 300x305x15/15	6.51	휨응력	17.501	136.124	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	79.011	112.494	O.K		
		전단응력	3.920	108.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x9	2.01	휨응력	23.078	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	48.316	160.428	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.825	106.692	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x9	4.01	휨응력	23.078	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	79.074	160.428	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.825	106.692	O.K		
강관버팀보-4단 P 406.4x9	8.51	휨응력	23.078	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	91.959	160.428	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.825	106.692	O.K		

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
주형보 H 300x305x15/15	0.45	휨응력	15.278	182.334	O.K	
		전단응력	12.675	108.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 300x305x15/15	2.01	휨응력	101.657	171.711	O.K	
		전단응력	56.225	108.000	O.K	
강관버팀보-2단 H 440x300x11/18	4.01	휨응력	104.320	171.180	O.K	
		전단응력	93.115	108.000	O.K	
H형강버팀보-3단 H 440x300x11/18	6.51	휨응력	128.290	171.180	O.K	WEB보강,14.0mm*2
		전단응력	32.298	108.000	O.K	
강관버팀보-4단 H 440x300x11/18	8.51	휨응력	123.973	171.180	O.K	WEB보강,14.0mm*2
		전단응력	31.211	108.000	O.K	

2.6 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	58.792	177.023	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	42.946	172.630	O.K	지지력	O.K

2.7 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
흙막이벽(우) J:SP-IV(SY390(SY40)	0.00 ~ 17.51	휨응력	210.944	317.250	O.K	
		전단응력	20.035	168.750	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관)로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.40m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		H 300x305x15/15	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	3.00	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-B:750x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 440x300x11/18(SS400)	-	
	H 300x305x15/15(SS400)	-	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x9(SS400)	3.00m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(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	315	390
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 20$ 210	$0 < \ell/r \le 15$ 285	$0 < \ell/r \le 14$ 315	$0 < \ell/r \le 18$ 390
		$20 < \ell/r \le 93$ $210 - 1.3(\ell/r - 20)$	$15 < \ell/r \le 80$ $285 - 2.0(\ell/r - 15)$	$14 < \ell/r \le 76$ $315 - 2.3(\ell/r - 14)$	$18 < \ell/r \le 67$ $390 - 3.3(\ell/r - 18)$
		$93 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$76 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,500+(\ell/r)^2}$	$67 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압 축 응 력	인장연 (순단면)	210	285	315	390
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.5$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.5$ 315	$\ell/b \le 5.0$ 390
		$4.5 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.6(\ell/b-4.5)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.7(\ell/b-4.0)$	$3.5 < \ell/b \le 27$ $315 - 6.6(\ell/b-3.5)$	$5.0 < \ell/b \le 25$ $390 - 9.9(\ell/b-4.5)$
전단응력 (총단면)		120	165	180	225
지압응력		315	420	465	585
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 압 축 응 력	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 210x1.5=315 260x1.5=390	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	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.5.0

나. 탄소성법

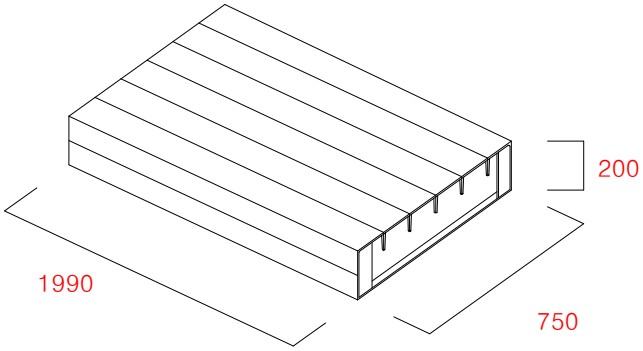
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64130000
A (mm^2)	13806
Z_x (mm^3)	443000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

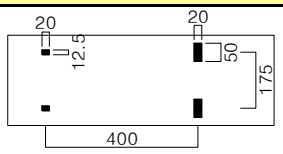
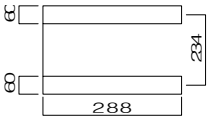
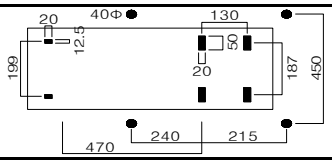
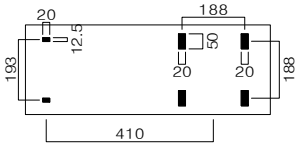
가. 고정하중

w_d = 2.800 × 1 / 1.990

= 1.407 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

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

$$= \frac{1.407 \times \text{###}^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.455 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

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

$$= \frac{1.407 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.800 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.455 × 1000000.000 / 443000 = 199.674 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.800 × 1000.000 / 13806 = 12.878 MPa

4.4 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	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 199.674 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 12.878 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

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

$$= \frac{5.000 \times 1.407 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 64130000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 64130000}$$

= 0.0213336 + 2.150

= 2.172 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

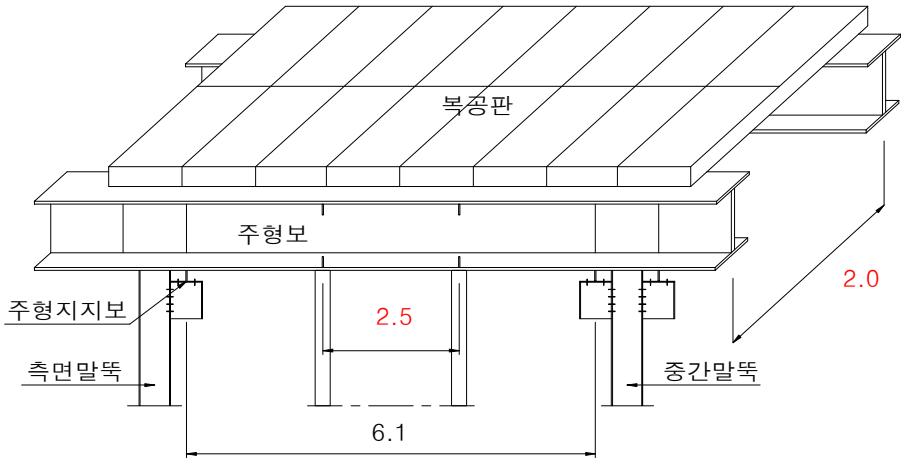
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 2.172 mm ---> O.K

5.주형보 설계

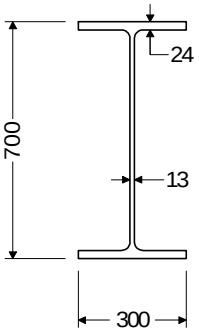
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 6.050 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1814.2
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 = 3.733 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.814 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.698 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.698 \times 6.050 \times 6.050 / 8 = 26.068$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.698 \times 6.050 / 2 = 17.235$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.050)

= 0.326 > 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

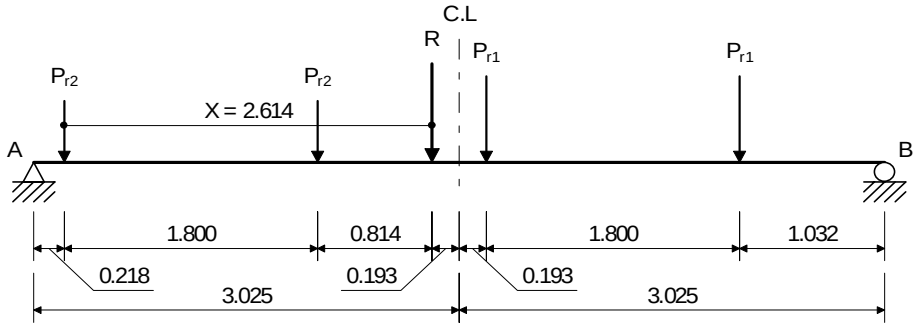
(3) 전륜하중

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 차선 재하시 (후륜하중)

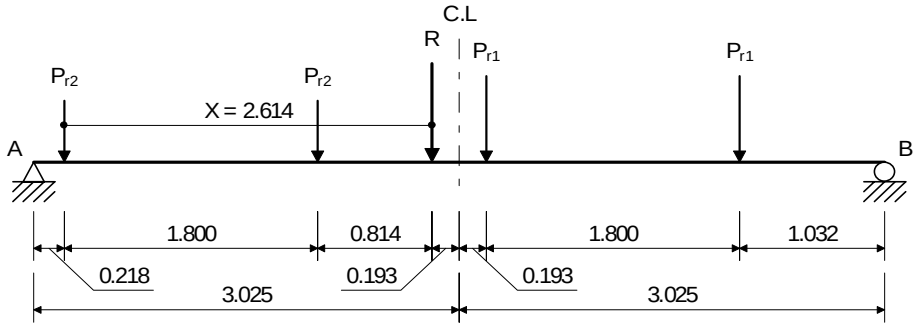


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

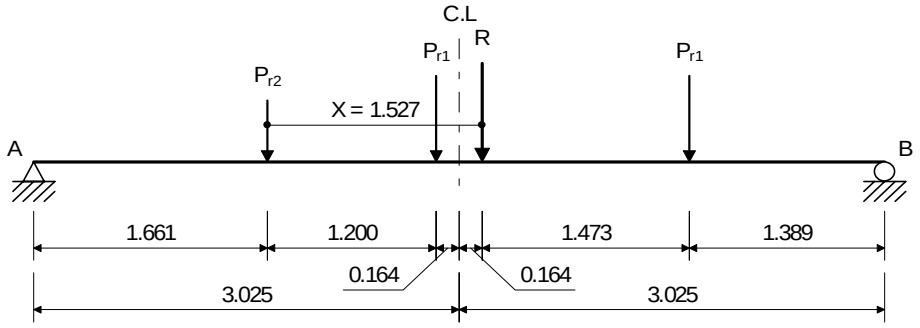
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 5.832 + Pr2 x 4.032 + Pr1 x 2.832 + Pr1 x 1.032) / L
= (93.600 x 5.832 + 93.600 x 4.032 + 124.800 x 2.832 + 124.800 x 1.032) / 6.050
= 232.324 kN

M_l = (Ra x 3.218 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (232.324 x 3.218 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 354.465 kN·m

② 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

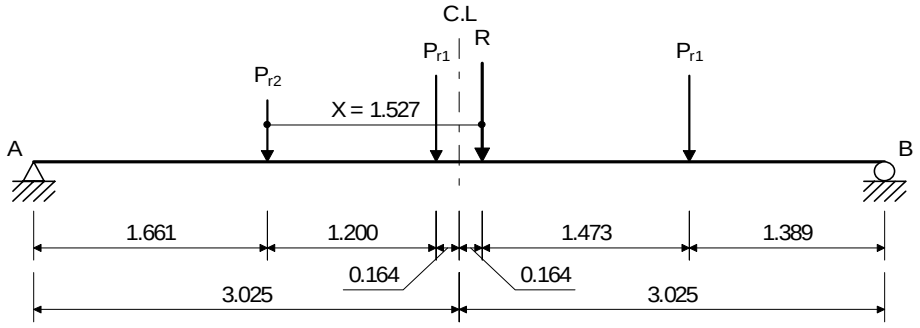


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

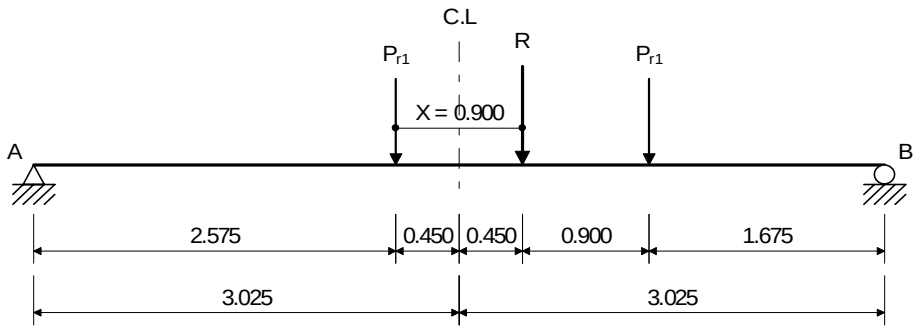
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 4.389 + Pr1 x 3.189 + Pr1 x 1.389) / L
= (93.600 x 4.389 + 124.800 x 3.189 + 124.800 x 1.389) / 6.050
= 162.317 kN

M_l = (Ra x 2.861 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (162.317 x 2.861 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 352.129 kN·m

③ 1 차선 재하시 (후륜하중)

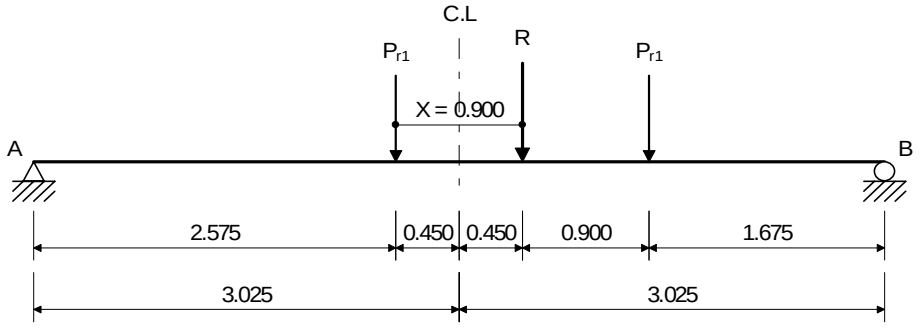


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 = 124.800 x 2
= 249.600 kN

X = (Pr1 x 1.800) / R
= (124.800 x 1.800) / 249.600
= 0.900 m

b. 최대 휨모멘트

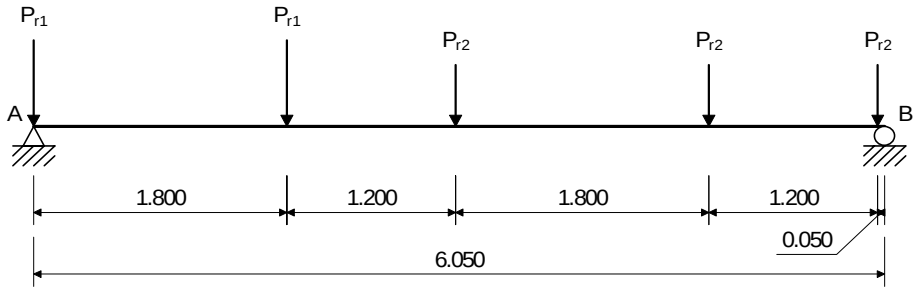


R_a = (Pr1 x 3.475 + Pr1 x 1.675) / L
= (124.800 x 3.475 + 124.800 x 1.675) / 6.050
= 106.235 kN

M_l = (Ra x 2.575) x 1.00
= (106.235 x 2.575) x 1.00
= 273.554 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 6.050 + Pr1 x 4.250 + Pr2 x 3.050 + Pr2 x 1.250 + Pr2 x 0.050) / L

= (124.800 x 6.050 + 124.800 x 4.250 + 93.600 x 3.050 + 93.600 x 1.250 + 93.600 x 0.050) / 6.050

= 279.769 kN

S_l = 279.769 x 1.00 = 279.769 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 26.068 + 354.465 = 380.533 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 17.235 + 279.769 = 297.004 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 380.533 x 1000000 / 5760000.0 = 66.065 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 297.004 x 1000 / 8476 = 35.041 MPa

5.4 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (66.065 + 66.065) / 66.065

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

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

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 66.065 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 35.041 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

$M = M_{l\,max} / (1+i) = 354.465 / 1.300 = 272.666$ kN·m

$w = 8 \times M / L^2 = 8 \times 272.666 / (6.05 \times 6.05) = 59.595$ kN/m

$\delta_l = 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_x)$

$= 5 \times 59.595 \times 6050.0^{\,4} / (384 \times 210000 \times 2010000000)$

$= 2.463$ mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (6050.0 / 400 , 25)

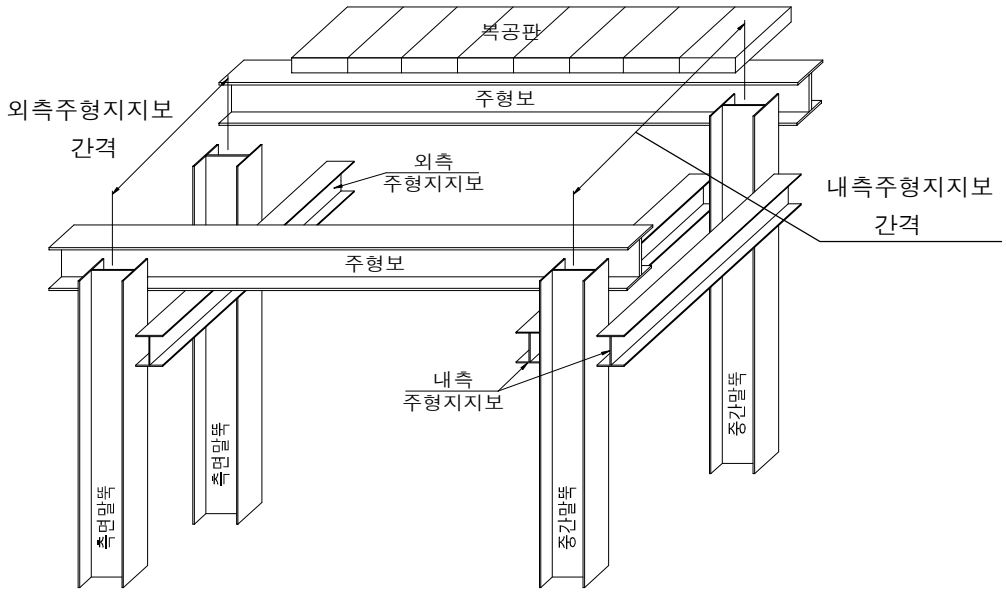
= 15.125 mm > δ_l = 2.463 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(중앙)

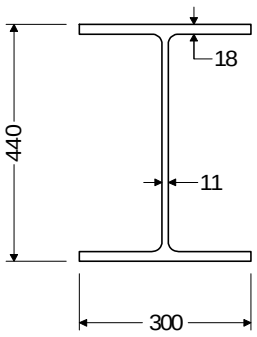
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

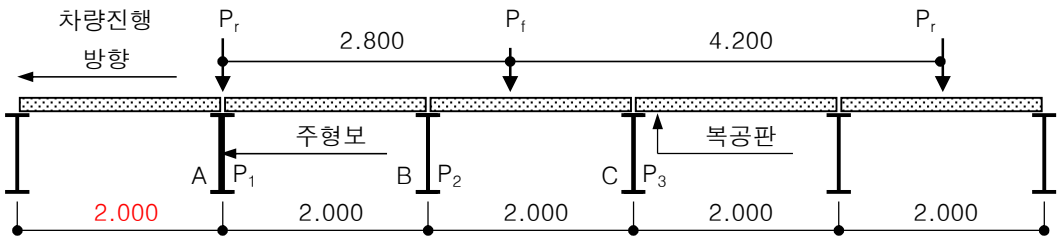


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

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**



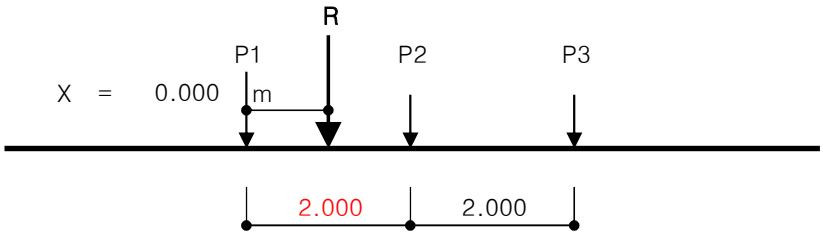
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 17.235 + 279.769 = 297.004 kN

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

= 17.235 + 69.942 x 1.200 / 2.000 = 59.200 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

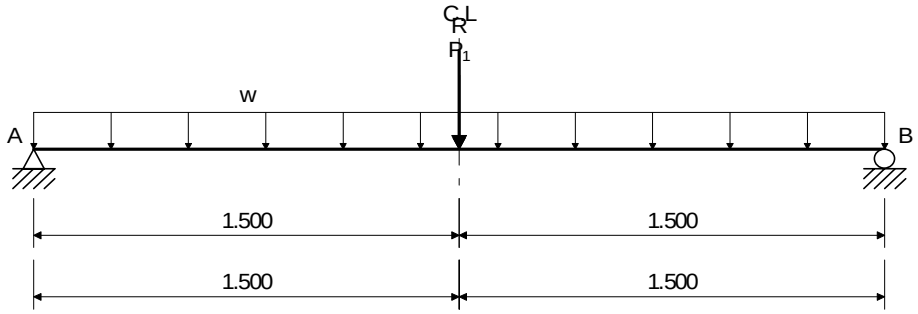


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

$R = P_1$
$= 297.004$
$= 297.004$ kN

$X = (0.000) / R$
$= (0.000) / 297.004$
$= 0.000$ m

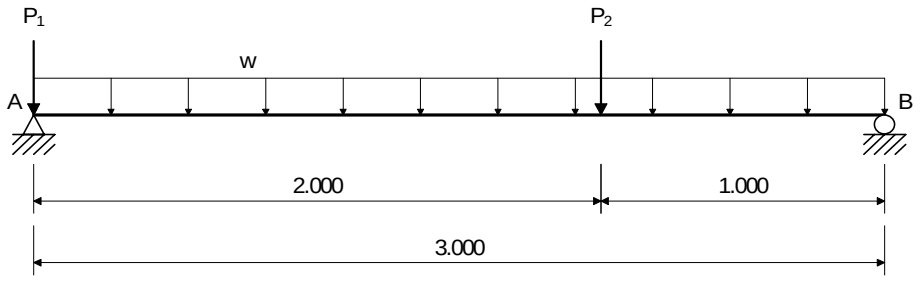
② 최대 휨모멘트



$R_a = (P_1 \times 1.500) / L$
$= (297.004 \times 1.500) / 3.000$
$= 148.502$ kN

$M_{max} = (Ra \times 1.500) + w \times L^2 / 8$
$= (148.502 \times 1.500) + 1.212 \times 3.00^2 / 8$
$= 224.116$ kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (297.004 x 3.000 + 59.200 x 1.000) / 3.000
= 316.737 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 316.737 + 1.212 x 3.00 / 2
= 318.555 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 224.116 x 1000000 / 2550000.0 = 87.889 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 318.555 x 1000 / 4444 = 71.682 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (87.889 + 87.889) / 87.889
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300
= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))
= 171.180 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 87.889 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 71.682 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (318555 + 15875)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

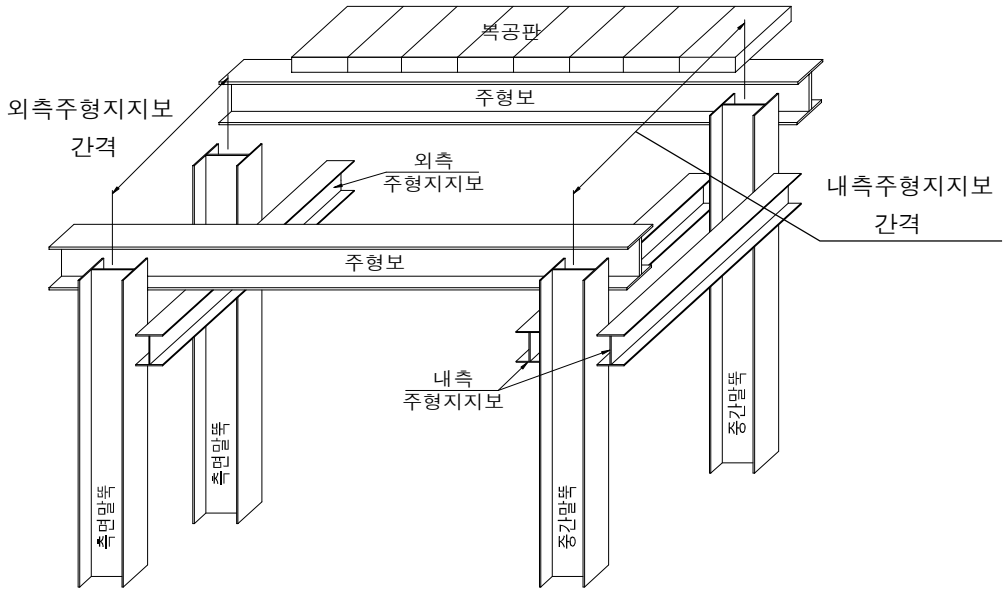
= 4.38 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.38 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(측벽)

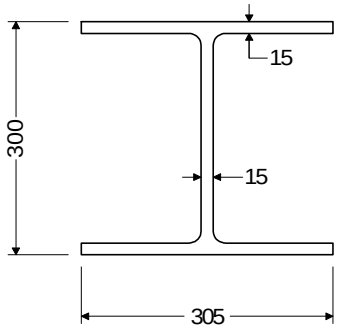
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 2.00 m

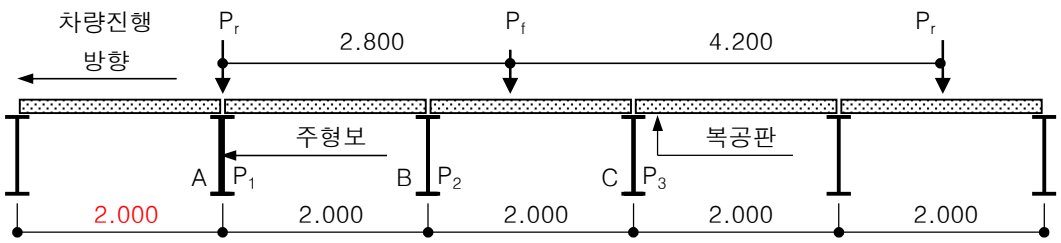


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

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



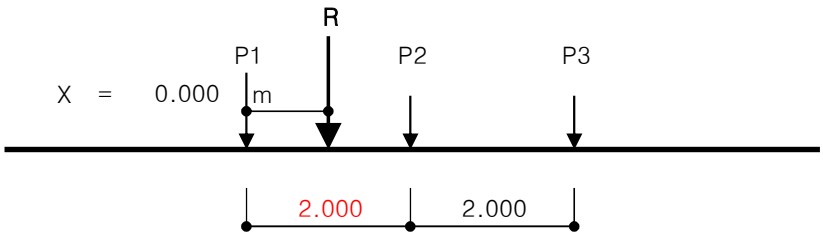
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)
= 17.235 + 279.769 = 297.004 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000
= 17.235 + 69.942 x 1.200 / 2.000 = 59.200 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

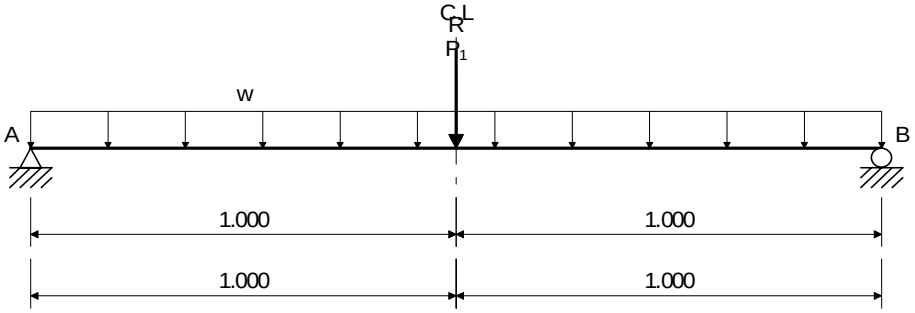


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 297.004
= 297.004 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 297.004
= 0.000 m

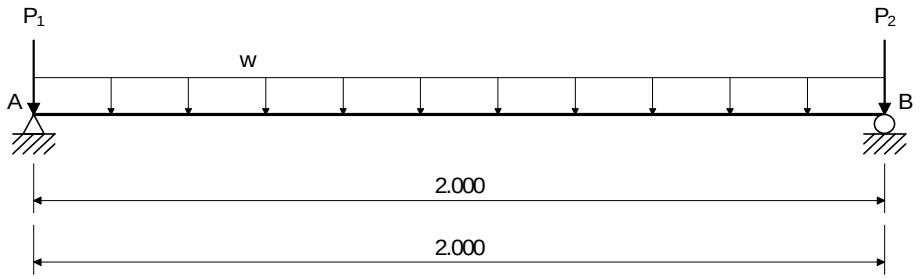
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.000) / L
= (297.004 x 1.000) / 2.000
= 148.502 kN

M_{max} = (Ra x 1.000) + w x L^2 / 8
= (148.502 x 1.000) + 1.038 x 2.00^2 / 8
= 149.021 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 2.000 + P_2 x 0.000) / L
= (297.004 x 2.000 + 59.200 x 0.000) / 2.000
= 297.004 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 297.004 + 1.038 x 2.00 / 2
= 298.041 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 149.021 x 1000000 / 1440000.0 = 103.487 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 298.041 x 1000 / 4050 = 73.590 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (103.487 + 103.487) / 103.487
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

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

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 103.487 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 73.590 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

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

= (298041 + 15875)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

= 4.11 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.11 ea ---> O.K

자. 브라켓 필릿용접검토

▶ 전단응력

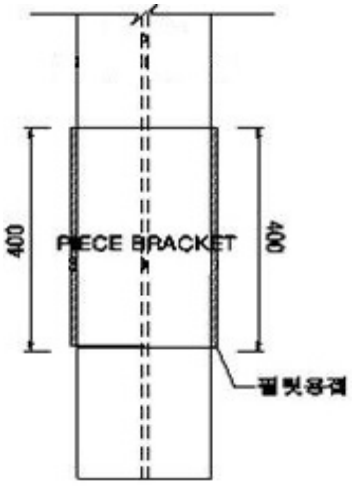
$$\tau = \frac{P}{\sum a \times l} = \frac{313.916 \times 10^3}{10.61 \times 800} = 37.00 \text{ MPa}$$

(1) ∑ a (목두께) = a : 모재 두께 (브라켓 H-pile의 Flange)

→ 0.707 × a = 0.707 × 15 = 10.605

(2) l : 유효길이 (브라켓 길이=400mm)

→ 400 + 400 = 800



▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80 = 108.0 MPa

→ 모재의 전 강도의 75%이상 갖도록 설계 (도로교설계기준 P.176 3.5.1.1)

τ_a = 108.000 x 0.75

= 81.000 MPa

∴ τ < τa = 37.00 < 81.00 ---> O.K

7.지보재 설계

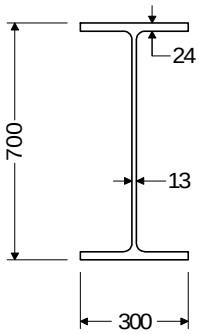
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.350 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} = 47.667 kN/m ---> 주형보 (CS7 : 굴착 7.011 m)
= 47.667 x 2.00 / 1 단
= 95.333 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 95.333 + 120.0 = 215.333 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.350 x 6.350 / 8 / 1 단
= 25.202 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.350 / 2 / 1 단
= 15.875 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.202 x 1000000 / 5760000.0 = 4.375 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 215.333 x 1000 / 23550 = 9.144 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.875 x 1000 / 8476 = 1.873 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.356

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (13.519 − 4.768) / 13.519

= 0.647

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6350 / 293

21.672 ---> 20 < Lx/Rx ≤ 93 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (21.672 − 20))

= 187.104 MPa

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

= 187.104 MPa

L_y / R_y = 6350 / 67.8

93.658 ---> 93 < Ly/Ry 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (6700 + 93.658²)

= 104.707 MPa

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

= 104.707 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 104.707 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6350 / 300

= 21.167 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (21.167 − 4.5))

= 135.000 MPa

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

= 135.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (21.672)²

= 3449.076 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 104.707 MPa > f_c = 9.144 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 135.000 MPa > f_b = 4.375 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 1.873 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{9.144}{104.707} + \frac{4.375}{135.000 \times (1 - (9.144 / 3449.076))}$$

$$= 0.120 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 9.144 + \frac{4.375}{1 - (9.144 / 3449.076)}$$

$$= 13.531 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.120 , 0.072)

= 0.120 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{13.519}{104.707} + \left\{ \frac{1.873}{108.000} \right\}^2$$

$$= 0.129 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

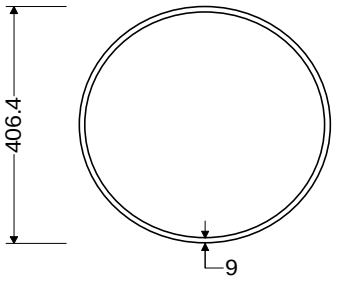
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.350 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 140.964 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 4.511 m)
= 140.964 x 3.00 / 1 단
= 422.893 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 422.893 + 120.0 = 542.893 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.350 x 6.350 / 8 / 1 단
= 25.202 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.350 / 2 / 1 단
= 15.875 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.202 x 1000000 / 1092000.0 = 23.078 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 542.893 x 1000 / 11236.2 = 48.316 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.875 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.825 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.065 x 9)

= 21.207 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.065

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (71.395 − 25.238) / 71.395

= 0.646 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6350 / 140.5

45.196 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (45.196 − 20))

= 160.428 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 160.428 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (45.196)^2

= 793.086 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.428 MPa > f_c = 48.316 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 23.078 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.825 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{48.316}{160.428} + \frac{23.078}{189.000 \times (1 - (48.316 / 793.086))}$$

$$= 0.431 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 48.316 + \frac{23.078}{1 - (48.316 / 793.086)}$$

$$= 72.892 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.431 , 0.386)

= 0.431 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{71.395}{160.428} + \left\{ \frac{2.825}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.446 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

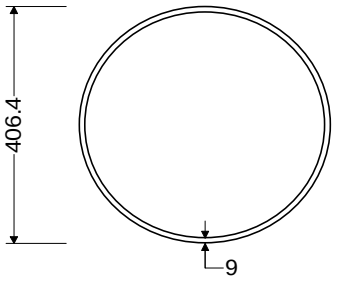
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.350 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 256.164 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 7.011 m)
= 256.164 x 3.00 / 1 단
= 768.493 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 768.493 + 120.0 = 888.493 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.350 x 6.350 / 8 / 1 단
= 25.202 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.350 / 2 / 1 단
= 15.875 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.202 x 1000000 / 1092000.0 = 23.078 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 888.493 x 1000 / 11236.2 = 79.074 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.875 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.825 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.045 x 9)

= 21.602 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.045

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (102.153 − 55.996) / 102.153

= 0.452 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6350 / 140.5

45.196 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (45.196 − 20))

= 160.428 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 160.428 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (45.196)^2

= 793.086 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.428 MPa > f_c = 79.074 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 23.078 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.825 MPa ---> O.K

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

$= \frac{79.074}{160.428} + \frac{23.078}{189.000 \times (1 - (79.074 / 793.086))}$

= 0.629 < 1.0 ---> O.K

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

$$= 79.074 + \frac{23.078}{1 - (79.074 / 793.086)}$$

$$= 104.708 < f_{cal} = 189.000 \quad ---> \quad O.K$$

∴ 안전율 = Max.(0.629 , 0.554)
= 0.629 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{102.153}{160.428} + \left\{ \frac{2.825}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.637 < 1.0 \quad ---> \quad O.K$$

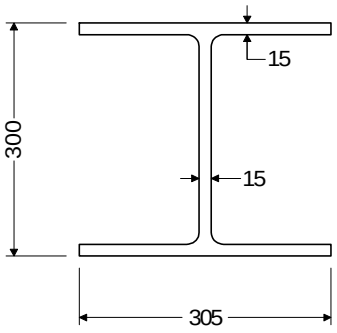
7.4 Strut 설계 (H형강버팀보-3단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.350 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 315.022 kN/m ---> H형강버팀보-3단 (CS16 : 해체5)
= 315.022 x 3.00 / 1 단
= 945.067 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 945.067 + 120.0 = 1065.067 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.350 x 6.350 / 8 / 1 단
= 25.202 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 6.350 / 2 / 1 단

= 15.875 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.202 x 1000000 / 1440000.0 = 17.501 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1065.067 x 1000 / 13480 = 79.011 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.875 x 1000 / 4050 = 3.920 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.133

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (96.512 − 61.510) / 96.512

= 0.363

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6350 / 126

50.397 ---> 20 < Lx/Rx ≤ 93 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (50.397 − 20))

= 154.530 MPa

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

= 154.530 MPa

L_y / R_y = 6350 / 72.6

87.466 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (87.466 − 20))

= 112.494 MPa

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

= 112.494 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 112.494 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6350 / 305

= 20.820 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (20.820 − 4.5))

= 136.124 MPa

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

= 136.124 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (50.397)^2

= 637.835 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 112.494 MPa > f_c = 79.011 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 136.124 MPa > f_b = 17.501 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 3.920 MPa ---> O.K

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

$= \dfrac{79.011}{112.494} + \dfrac{17.501}{136.124 \times (1 - (79.011 / 637.835))}$

= 0.849 < 1.0 ---> O.K

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

$= 79.011 + \dfrac{17.501}{1 - (79.011 / 637.835)}$

= 98.986 < f_{cal} = 189.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.849 , 0.524)

= 0.849 < 1.0 ---> O.K

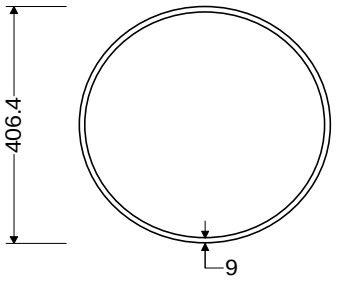
7.5 Strut 설계 (강관버팀보-4단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.350 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 304.424 kN/m ---> 강관버팀보-4단 (CS11 : 굴착 10.411 m)
= 304.424 x 3.00 / 1 단
= 913.271 kN

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

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 913.271 + 120.0 = 1033.271 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.350 x 6.350 / 8 / 1 단
= 25.202 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.350 / 2 / 1 단
= 15.875 kN

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

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.202 x 1000000 / 1092000.0 = 23.078 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1033.271 x 1000 / 11236.2 = 91.959 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.875 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.825 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.040 x 9)

= 21.707 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.040

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (115.037 − 68.881) / 115.037

= 0.401 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6350 / 140.5

45.196 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (45.196 − 20))

= 160.428 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 160.428 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (45.196)^2

= 793.086 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.428 MPa > f_c = 91.959 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 23.078 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.825 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{91.959}{160.428} + \frac{23.078}{189.000 \times (1 - (91.959 / 793.086))}$$

$$= 0.711 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

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

$$= 91.959 + \frac{23.078}{1 - (91.959 / 793.086)}$$

$$= 118.064 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.711 , 0.625)

= 0.711 < 1.0 ---> O.K

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

$$= \frac{115.037}{160.428} + \left\{ \frac{2.825}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.718 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

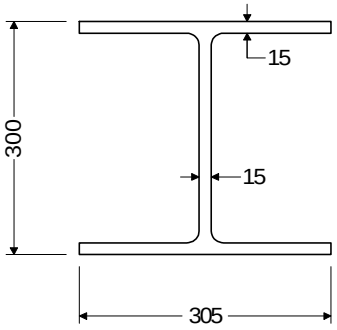
8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

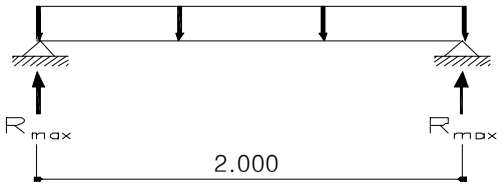
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 47.667 kN/m ---> 주형보 (CS7 : 굴착 7.011 m)

P = 47.667 × 2.00 m / 1 ea = 95.333 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 95.333 / (13 × 2.000)
= 44.000 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 44.000 × 2.000^2 / 8
= 22.000 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 44.000 × 2.000 / 12
= 51.333 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 22.000 x 1000000 / 1440000.0 = 15.278 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 51.333 x 1000 / 4050 = 12.675 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (15.278 + 15.278) / 15.278$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

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

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 15.278 MPa ---> O.K

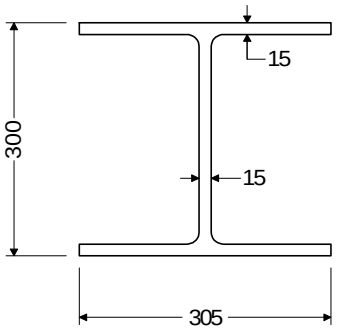
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 12.675 MPa ---> O.K

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

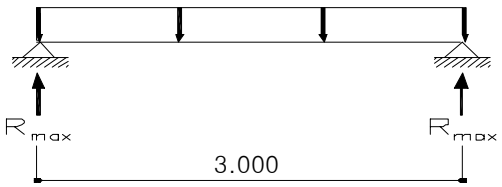
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 140.964 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS5 : 굴착 4.511 m)

$P = 140.964 \times 3.00\ m / 1\ ea = 422.893\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 422.893 / (13 \times 3.000)$
$= 130.121\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 130.121 \times 3.000^{2} / 8$
$= 146.386\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 130.121 \times 3.000 / 12$
$= 227.712\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 146.386 \times 1000000 / 1440000.0 = 101.657$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 227.712 \times 1000 / 4050 = 56.225$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$t = 15.000$ ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 0.9 \times 140$
$= 189.000$ MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (101.657 + 101.657) / 101.657$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 3000 / 305$
$= 9.836$ ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

$f_{bag} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (9.836 - 4.5))$
$= 171.711$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
$= 171.711$ MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
$= 108.000$ MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 171.711$ MPa > $f_b = 101.657$ MPa ---> O.K

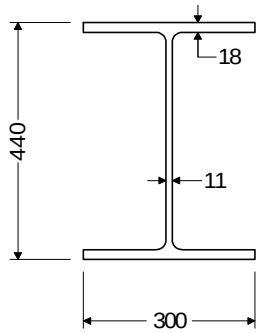
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 56.225$ MPa ---> O.K

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

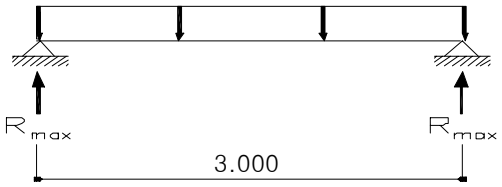
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 256.164 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 7.011 m)

P = 256.164 × 3.00 m / 1 ea = 768.493 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 768.493 / (13 × 3.000)
= 236.459 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 236.459 × 3.000 ^{2} / 8
= 266.017 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 236.459 × 3.000 / 12
= 413.804 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 266.017 x 1000000 / 2550000.0 = 104.320 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 413.804 x 1000 / 4444 = 93.115 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (104.320 + 104.320) / 104.320$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))

= 171.180 MPa

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

= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 104.320 MPa ---> O.K

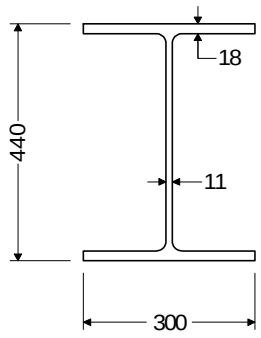
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 93.115 MPa ---> O.K

8.4 H형강버팀보-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

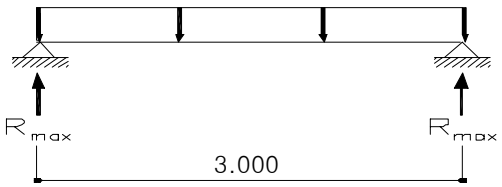
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 315.022 kN/m ---> H형강버팀보-3단 (CS16 : 해체5)

$P = 315.022 \times 3.00\ m / 1\ ea = 945.067\ kN$

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

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 945.067 / (13 \times 3.000)$
$= 290.790\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 290.790 \times 3.000^{2} / 8$
$= 327.139\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 290.790 \times 3.000 / 12$
$= 508.882\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 327.139 \times 1000000 / 2550000.0 = 128.290$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 508.882 \times 1000 / 4444 = 114.510$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (128.290 + 128.290) / 128.290$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300
= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))
= 171.180 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 171.180$ MPa > $f_b = 128.290$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa < $\tau = 114.510$ MPa ---> N.G

바. 스티프너 단면보강 전단응력 검토

A' = (440.000 − 18.000 x 2) x 14 x 2 = ####### mm^2

A_w' = A_w + A'

= ####### mm + 11312.000 mm^2 = ####### mm^2

τ' = S_{max} / A_w' = 508882.290 / 15756.000 = 32.298 MPa

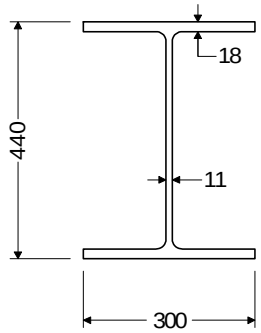
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ' = 32.298 MPa ---> O.K

8.5 강관버팀보-4단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

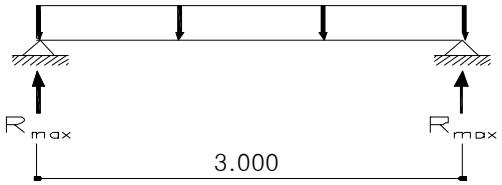
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 304.424 kN/m ---> 강관버팀보-4단 (CS11 : 굴착 10.411 m)

P = 304.424 × 3.00 m / 1 ea = 913.271 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)

= 12 × 913.271 / (13 × 3.000)

= 281.006 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8

= 281.006 × 3.000 ^{2} / 8

= 316.132 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12

= 7 × 281.006 × 3.000 / 12

= 491.761 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 316.132 x 1000000 / 2550000.0 = 123.973 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 491.761 x 1000 / 4444 = 110.657 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (123.973 + 123.973) / 123.973

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))

= 171.180 MPa

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

= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 123.973 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa < τ = 110.657 MPa ---> N.G

바. 스티프너 단면보강 전단응력 검토

A' = (440.000 − 18.000 x 2) x 14 x 2 = ####### mm^2

A_w' = A_w + A'

= ####### mm + 11312.000 mm^2 = ####### mm^2

τ' = S_{max} / A_w' = 491761.370 / 15756.000 = 31.211 MPa

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ' = 31.211 MPa ---> O.K

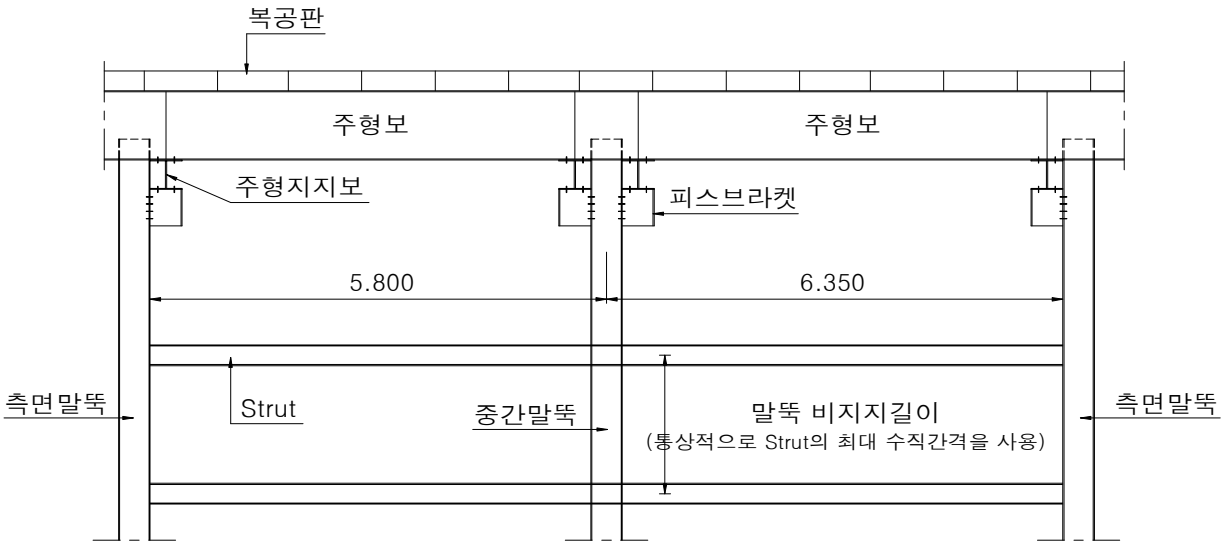
9.중간말뚝 설계

9.1 설계제원

가. 계산지간 : 5.800 + 6.350 = 12.150 m

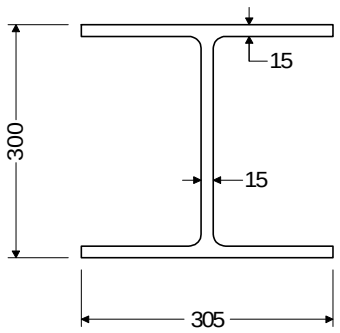
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 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
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



9.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 23.605 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 4.722 kN

(3) 버팀보 자중 = 76.086 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 6.540 kN

ΣP_s = 112.013 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.698 x 5.800) / 2 = 16.523 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.698 x 6.350) / 2 = 18.090 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 5.800)

= 0.328 > 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

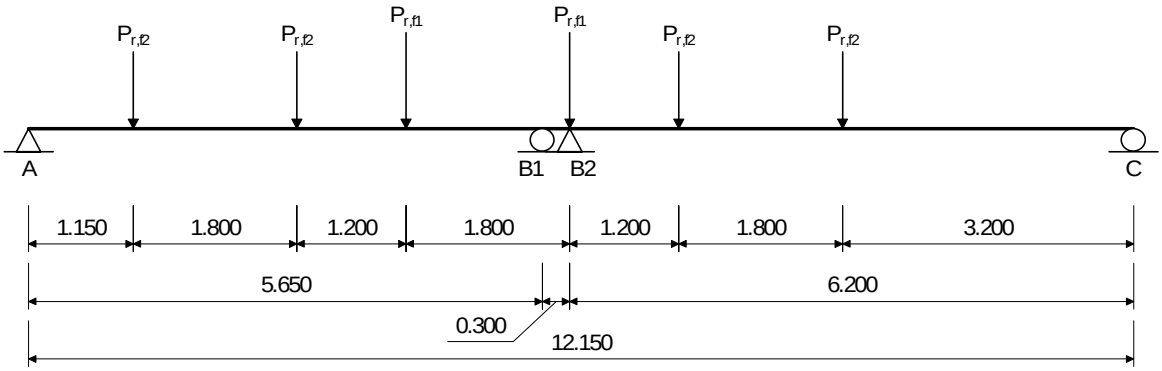
(2) 전륜하중

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 1.5 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.150 + 93.600 x 2.950 + 93.600 x 1.150) / 5.650

= 159.589 kN

R_{B2} = (124.800 x 6.200 + 93.600 x 5.000 + 93.600 x 3.200) / 6.200

= 248.594 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 159.589 x 1.00 = 159.589 kN

P_{r2} = 248.594 x 1.00 = 248.594 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.150 + 23.400 x 2.950 + 23.400 x 1.150) / 5.650

= 39.897 kN

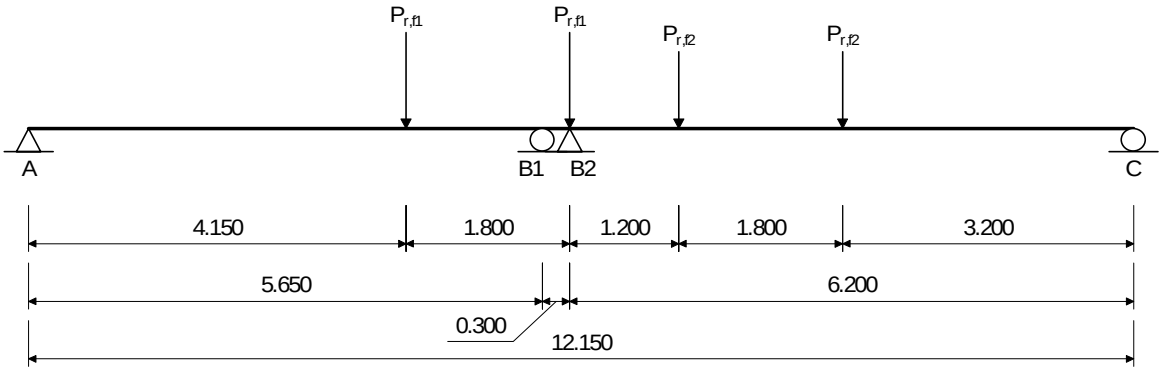
R_{B2} = (31.200 x 6.200 + 23.400 x 5.000 + 23.400 x 3.200) / 6.200

= 62.148 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 39.897 x 1.00 = 39.897 kN

P_{f2} = 62.148 x 1.00 = 62.148 kN

② 1.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.150) / 5.650

= 91.667 kN

R_{B2} = (124.800 x 6.200 + 93.600 x 5.000 + 93.600 x 3.200) / 6.200

= 248.594 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 91.667 x 1.00 = 91.667 kN

P_{r2} = 248.594 x 1.00 = 248.594 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.150) / 5.650

= 22.917 kN

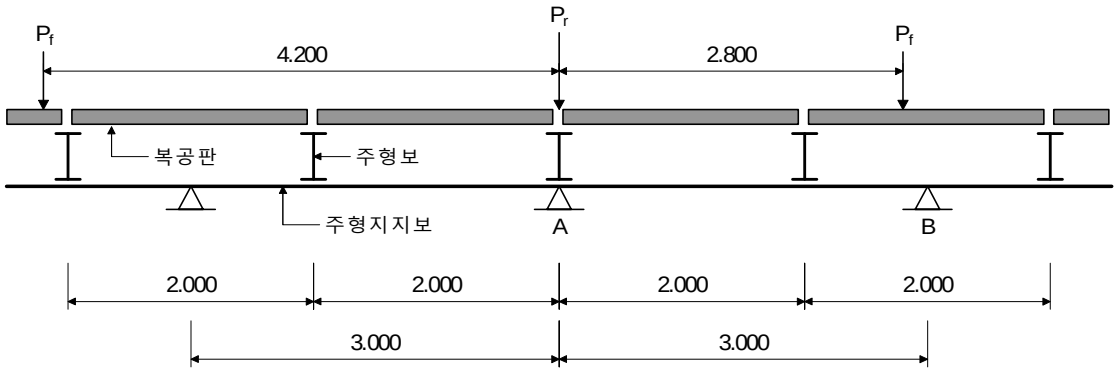
R_{B2} = (31.200 x 6.200 + 23.400 x 5.000 + 23.400 x 3.200) / 6.200

= 62.148 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 22.917 x 1.00 = 22.917 kN

P_{f2} = 62.148 x 1.00 = 62.148 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (159.589 x 3.000 + 39.897 x 0.200) / 3.000

= 162.249 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

$P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} \times 3.00 / 2.00$

$= 162.249 + 16.523 \times 3.00 / 2.00 = 187.033$ kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

$R_2 = (248.594 \times 3.000 + 62.148 \times 0.200) / 3.000$

$= 252.737$ kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

$P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} \times 3.00 / 2.00$

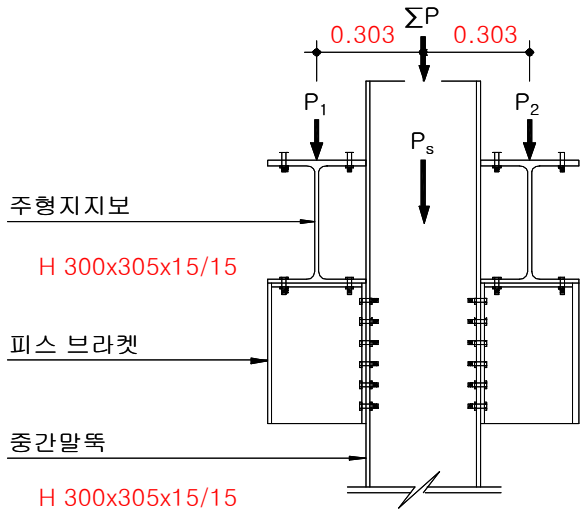
$= 252.737 + 18.090 \times 3.00 / 2.00 = 279.871$ kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P = P_1 + P_2 + P_s$

$= 187.033 + 279.871 + 112.013 = 578.917$ kN

9.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , $f_c = \sum P / A = 578.917 \times 1000 / 13480 = 42.946$ MPa

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 84.661 \times 1000000 / 1440000 = 58.792$ MPa

여기서, $M_{max} = P_2 \times e = 279.871 \times 0.303 = 84.661$ kN·m

나. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 2.018

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (101.739 − −15.846) / 101.739

= 1.156

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 2500 / 126

19.841 ---> Lx/Rx ≤ 20 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

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

= 189.000 MPa

L_y / R_y = 2500 / 72.6

34.435 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (34.435 − 20))

= 172.630 MPa

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

= 172.630 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 172.630 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.197 − 4.5))

= 177.023 MPa

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

= 177.023 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (19.841)^2

= 4115.059 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 172.630 MPa > f_c = 42.946 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 177.023 MPa > f_b = 58.792 MPa ---> O.K

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

$$= \frac{42.946}{172.630} + \frac{58.792}{177.023 \times (1 - (42.946 / 4115.059))}$$

$$= 0.584 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

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

$$= 42.946 + \frac{58.792}{1 - (42.946 / 4115.059)}$$

$$= 102.359 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.584 , 0.542)

= 0.584 < 1.0 ---> O.K

9.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 578.92 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , Q_u = $25 \cdot N \cdot A_p + 0.2 \cdot N_s \cdot U \cdot L_s + 0.5 \cdot N_c \cdot U \cdot L_c$(선굴착 최종경타 공법)

여기서,

N(선단의 N치)	=	50	
N_s(선단까지의 모래층 N치 평균값)	=	20	
N_c(선단까지의 점토층 N치 평균값)	=	0	
L_s(모래층 중의 길이)	=	17.511	m
L_c(점토층 중의 길이)	=	0.000	m
A_p(H-Pile 단면적)	=	0.0915	m^2
U(파일의 둘레길이)	=	1.210	m

= 25 x 50 x 0.0915 + 0.2 x 20 x 1.210 x ###

+ 0.5 x 0 x 1.210 x 0.000

= 199.128 tonf

= 1952.78 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 1952.78 / 2.0

= 976.390 kN

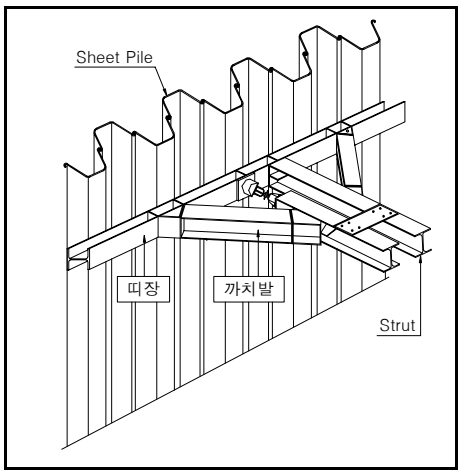
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

10. Sheet 설계

10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 17.51m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY390(SY40)
Sheet Pile Size	U:SP-IV
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	235.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	125.0
총단면적(A, mm^2)	24250.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	13180.0
$I_x(mm^4)$	386000000.0
$Z_x(mm^3)$	2270000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 277.166 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS12 : 해체1)

= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭

= 277.166 (kN·m/m) × 1.00 m = 277.166 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 264.056 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS11 : 굴착 10.411 m)

= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭

= 264.056 (kN/m) × 1.00 m = 264.056 kN

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

P_{max} = 주형보 반력 + 자중 및 작업하중 + 지보재 수직분력

= 148.502 kN/m + 32.034 kN/m + 0.000 kN/m

= 180.536 kN/m

= 단위폭당 최대 연직하중 × 단위폭

= 180.536 (kN/m) × 1.00 m = 180.536 kN

다. 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

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 235.0) × 0.9 = 317.25 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 125.0) × 0.9 = 168.75 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{max}}{A}$$

$$= \frac{277.166 \times 10^{6}}{0.6 \times 2270000.00} + \frac{180.536 \times 10^{3}}{24250.0} = 210.944 \text{ MPa}$$

$f_b < f_{ba}' = 317.25$ MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{264.056 \times 10^{3}}{13180.00} = 20.035 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_a' = 168.75$ MPa ---> O.K

11. 탄소성 입력 데이터

11.1 해석종류 : 탄소성보법

11.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

11.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 25.2 m, 굴착폭 = 6.35 m, 최대굴착깊이 = 10.511 m, 전모델높이 = 40 m

11.4 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	6.76	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(모래)	9.24	18.00	19.00	0.00	28.00	6	-	20000.00
3	퇴적층(자갈)	19.95	20.00	21.00	0.00	35.00	50	-	32000.00
4	풍화토	26.31	20.00	21.00	21.00	29.00	35	-	31000.00
5	풍화암	27.83	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
7	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	5	9000.00	12000.00

11.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-IV	SY390(SY40)	17.511	1

11.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.45	2	6.35	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x9	SS400	2.011	3	6.35	50	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x9	SS400	4.011	3	6.35	50	1
4	H형강버팀보-3단	H 300x305x15/15	SS400	6.511	3	6.35	50	1
5	강관버팀보-4단	P 406.4x9	SS400	8.511	3	6.35	50	1

11.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브	4.914	0	5.35	C27	0.7	-
2	기초	10.011	0	5.35	C27	1	-
3	벽체	5.35	4.564	10.511	C27	0.9	뒤채움

11.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

11.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 4.8 m, 수위차 = 10.511 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	0.95	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	2.51	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	4.51	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	7.01	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	H형강버팀보-3단		-	-	-	-	X	X
9	9.01	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	강관버팀보-4단		-	-	-	-	X	X
11	10.41	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	-	-	9.617	-	-	-	X	X
13	-		강관버팀보-4단	-	-	-	-	X	X
14	-	-	-	7.138	-	-	-	X	X
15	-	-	-	5.782	-	-	-	X	X
16	-	-	-	4.564	-	-	-	X	X

12. 해석 결과
12.1 전산 해석결과 집계

12.1.1 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 0.95 m	0.95	8.20	7.0	-5.53	4.5	9.95	5.8	-6.93	10.0
CS2 : 생성 주형보	0.95	8.20	7.0	-5.53	4.5	9.95	5.8	-6.93	10.0
CS3 : 굴착 2.511 m	2.51	13.41	3.5	-26.86	0.5	33.41	2.5	-12.02	10.0
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.51	8.73	9.2	-19.76	2.0	22.16	2.5	-11.87	10.0
CS5 : 굴착 4.511 m	4.51	45.57	6.8	-98.50	2.0	91.12	4.8	-54.63	2.0
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.51	41.39	6.8	-86.36	2.0	80.46	4.8	-44.43	2.0
CS7 : 굴착 7.011 m	7.01	115.72	9.6	-208.35	4.0	214.19	7.1	-129.70	4.0
CS8 : 생성 H형강버팀보-3단	7.01	111.55	9.6	-196.35	4.0	200.62	7.1	-116.00	4.0
CS9 : 굴착 9.011 m	9.01	117.50	11.5	-240.99	6.5	261.27	9.0	-143.15	14.0
CS10 : 생성 강관버팀보-4단	9.01	114.54	11.5	-227.72	6.5	249.32	9.0	-140.33	14.0
CS11 : 굴착 10.411 m	10.41	109.35	13.5	-264.06	8.5	276.79	11.0	-109.41	4.0
CS12 : 해체1	10.41	109.42	13.5	-263.53	8.5	277.17	11.0	-109.40	4.0
CS13 : 해체2	10.41	96.31	13.5	-248.26	6.5	218.79	11.0	-118.54	4.0
CS14 : 해체3	10.41	96.29	13.5	-248.36	6.5	218.68	11.0	-118.54	4.0
CS15 : 해체4	10.41	96.29	13.5	-248.36	6.5	218.68	11.0	-118.54	4.0
CS16 : 해체5	10.41	96.29	13.5	-248.36	6.5	218.68	11.0	-118.54	4.0
TOTAL		117.50	11.5	-264.06	8.5	277.17	11.0	-143.15	14.0

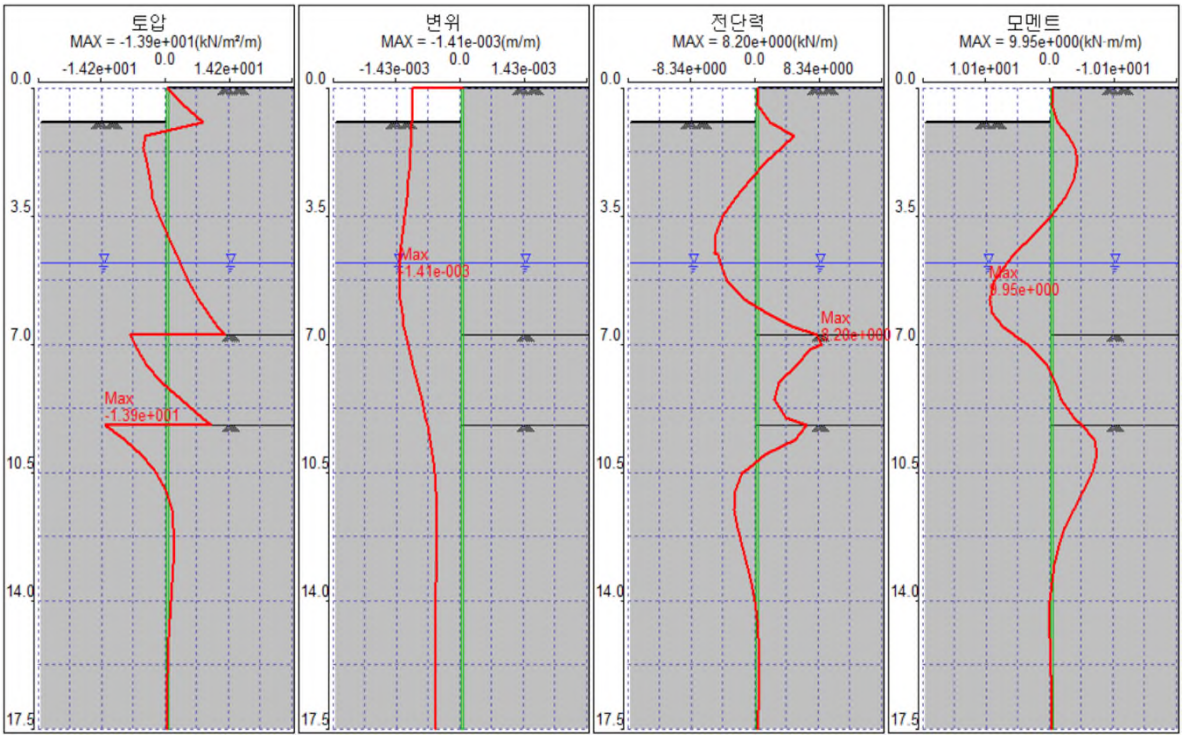
12.1.2 지보재 반력 집계

* 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.

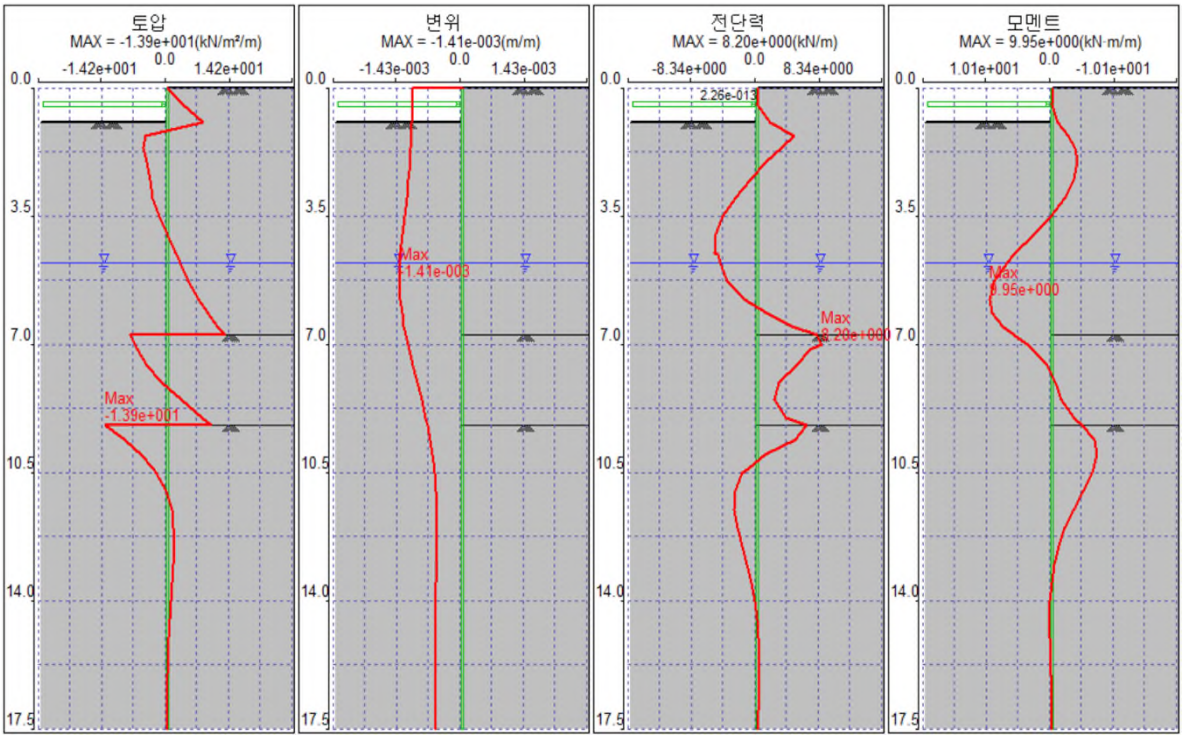
시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단	H형강버팀보-3단	강관버팀보-4단
		0.45 (m)	2.011 (m)	4.011 (m)	6.511 (m)	8.511 (m)
CS1 : 굴착 0.95 m	0.95	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	0.95	0.00	-	-	-	-
CS3 : 굴착 2.511 m	2.51	26.84	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.51	17.35	16.67	-	-	-
CS5 : 굴착 4.511 m	4.51	-28.23	140.96	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.51	-21.69	122.29	16.67	-	-
CS7 : 굴착 7.011 m	7.01	-47.67	70.58	256.16	-	-
CS8 : 생성 H형강버팀보-3단	7.01	-45.79	74.09	238.78	16.68	-
CS9 : 굴착 9.011 m	9.01	-38.25	57.83	161.75	275.41	-
CS10 : 생성 강관버팀보-4단	9.01	-38.67	58.89	166.04	257.20	16.67
CS11 : 굴착 10.411 m	10.41	-36.26	60.45	143.08	175.26	304.42
CS12 : 해체1	10.41	-36.26	60.46	143.10	175.15	303.98
CS13 : 해체2	10.41	-35.12	53.87	130.45	314.90	-
CS14 : 해체3	10.41	-35.12	53.86	130.43	315.02	-
CS15 : 해체4	10.41	-35.12	53.86	130.43	315.02	-
CS16 : 해체5	10.41	-35.12	53.86	130.43	315.02	-
TOTAL		47.67	140.96	256.16	315.02	304.42

12.2 시공단계별 단면력도

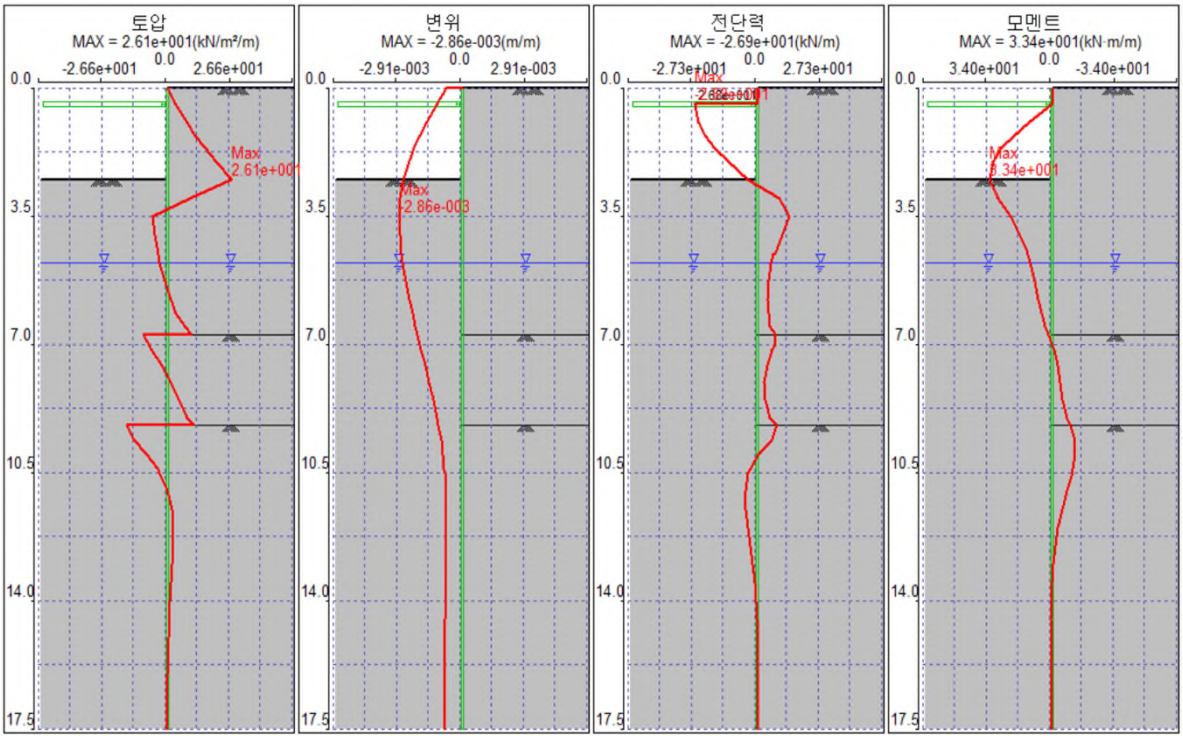
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 0.95 m]



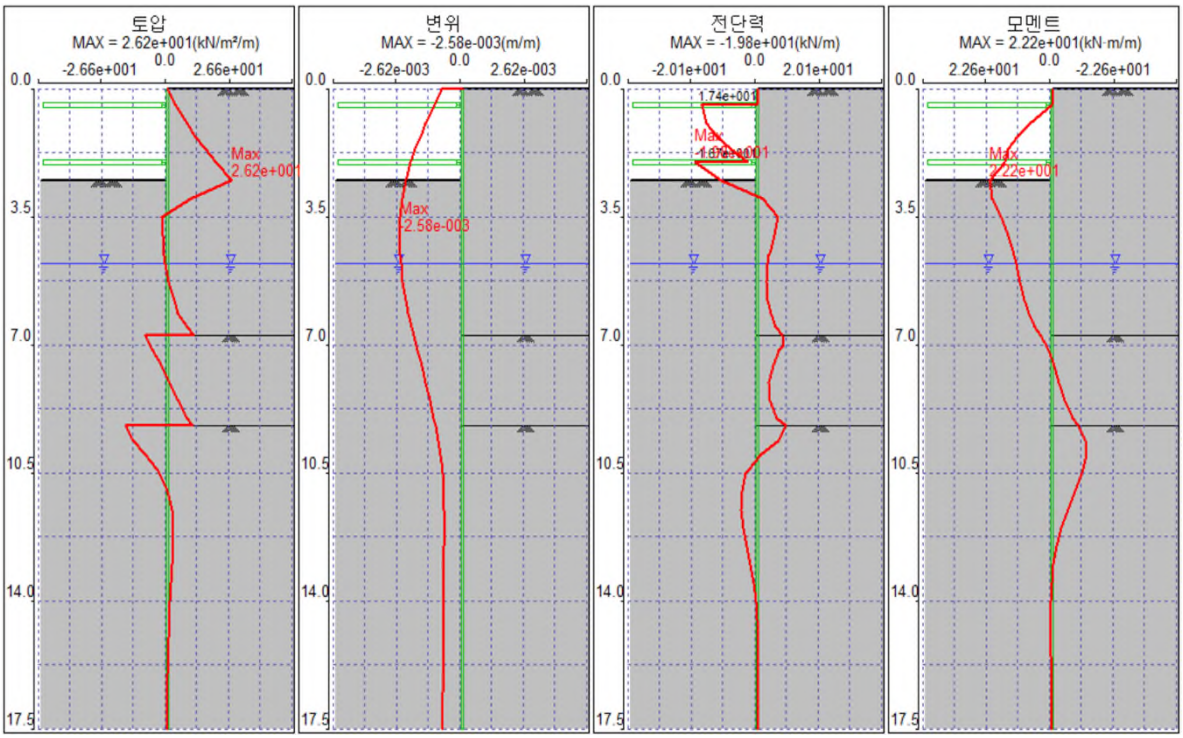
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



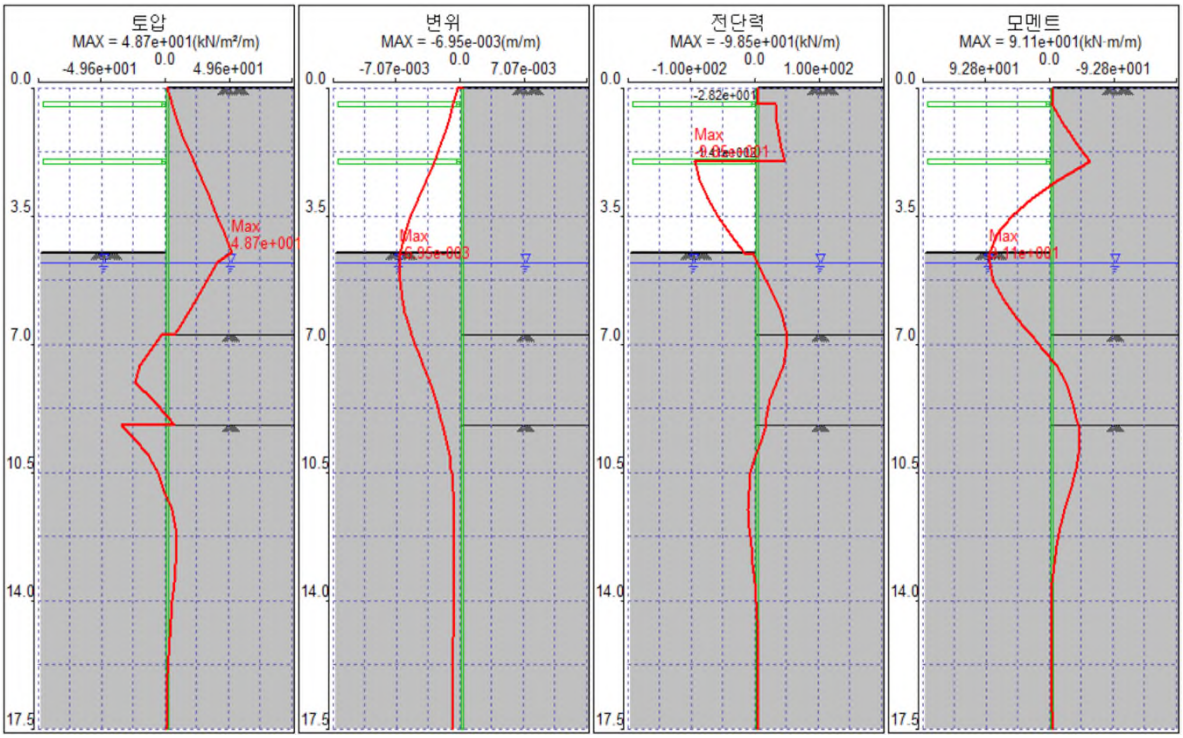
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 2.511 m]



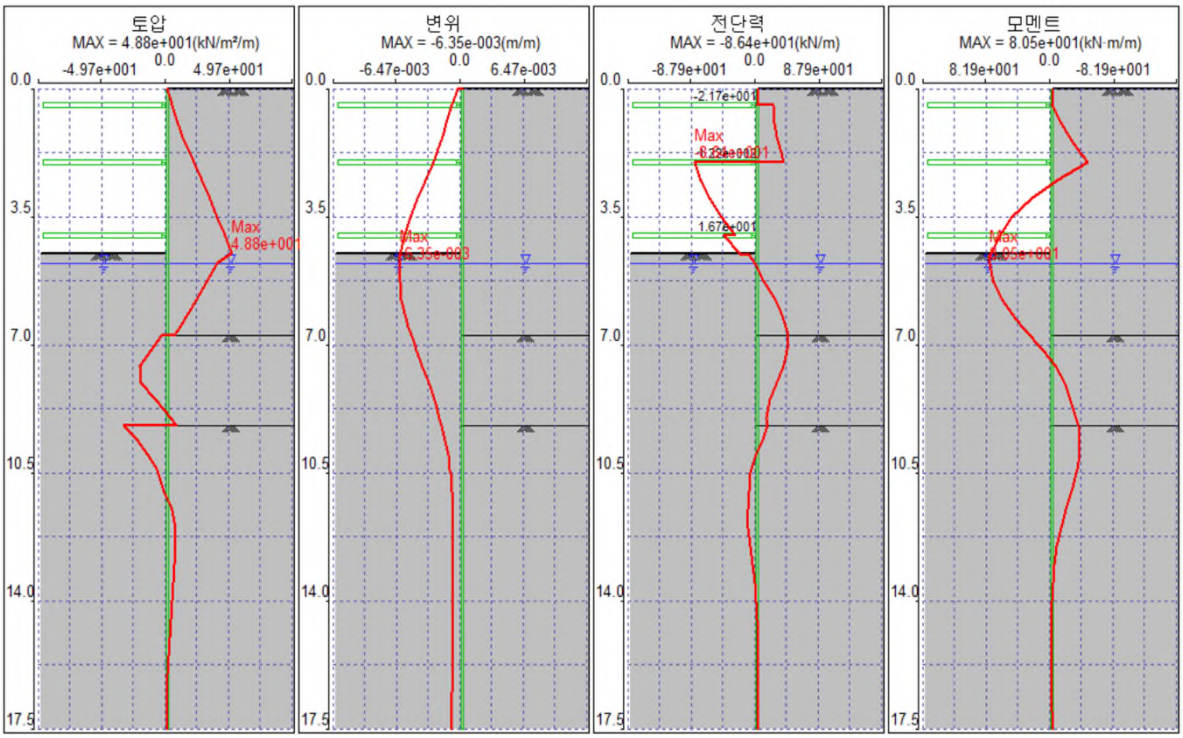
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



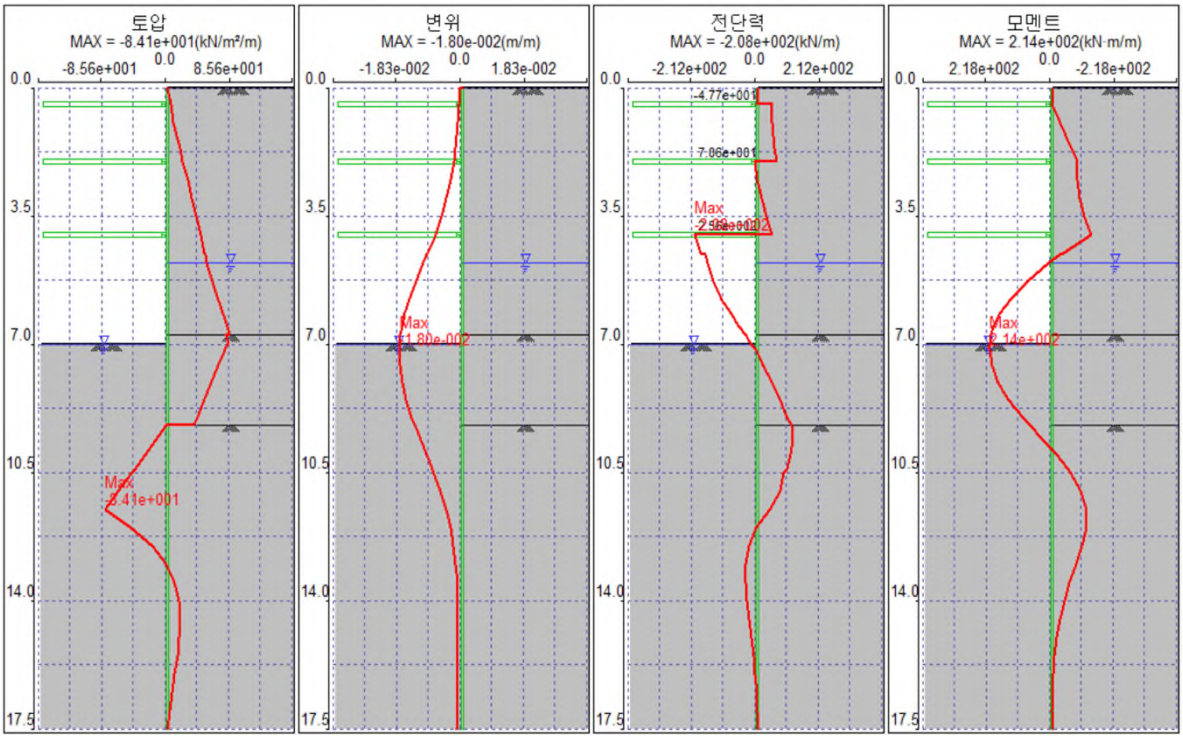
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 4.511 m]



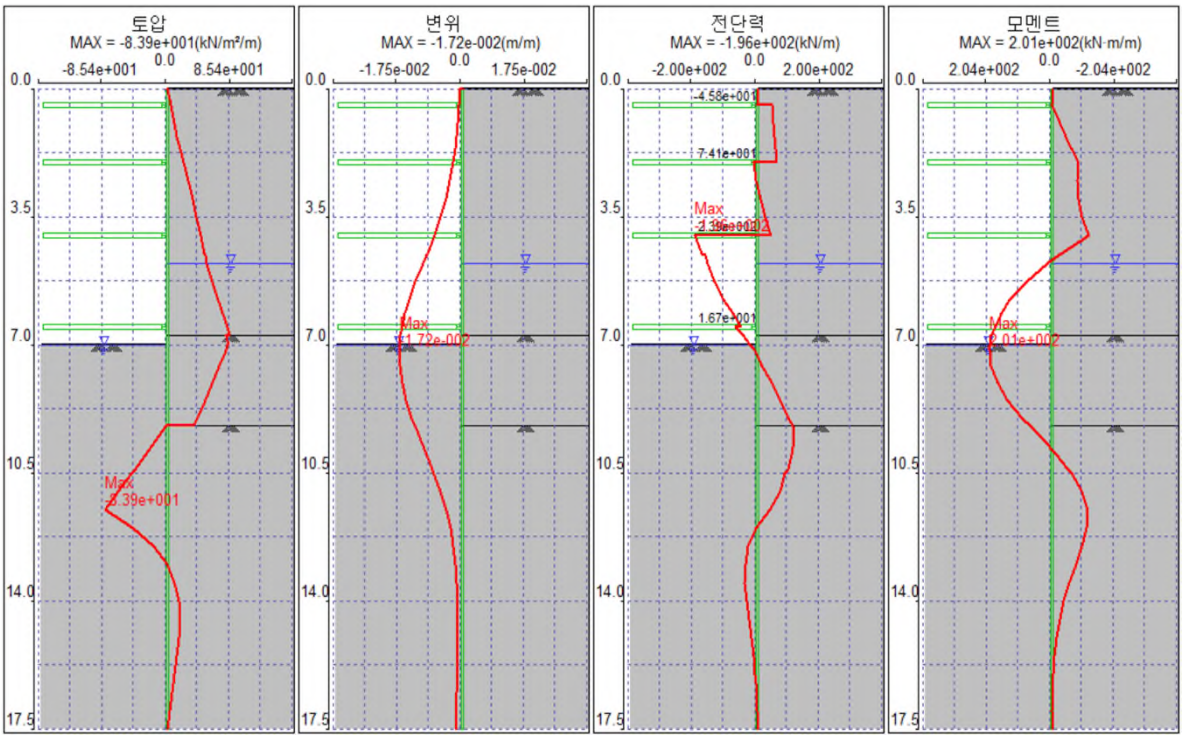
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



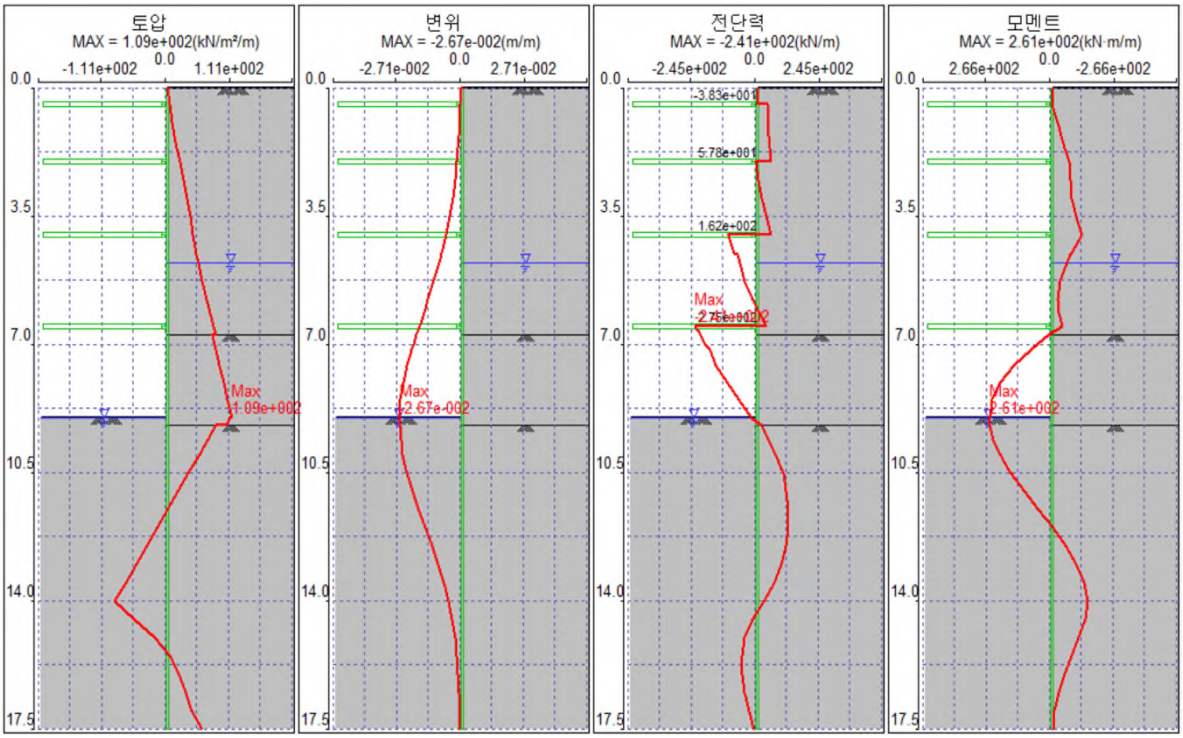
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 7.011 m]



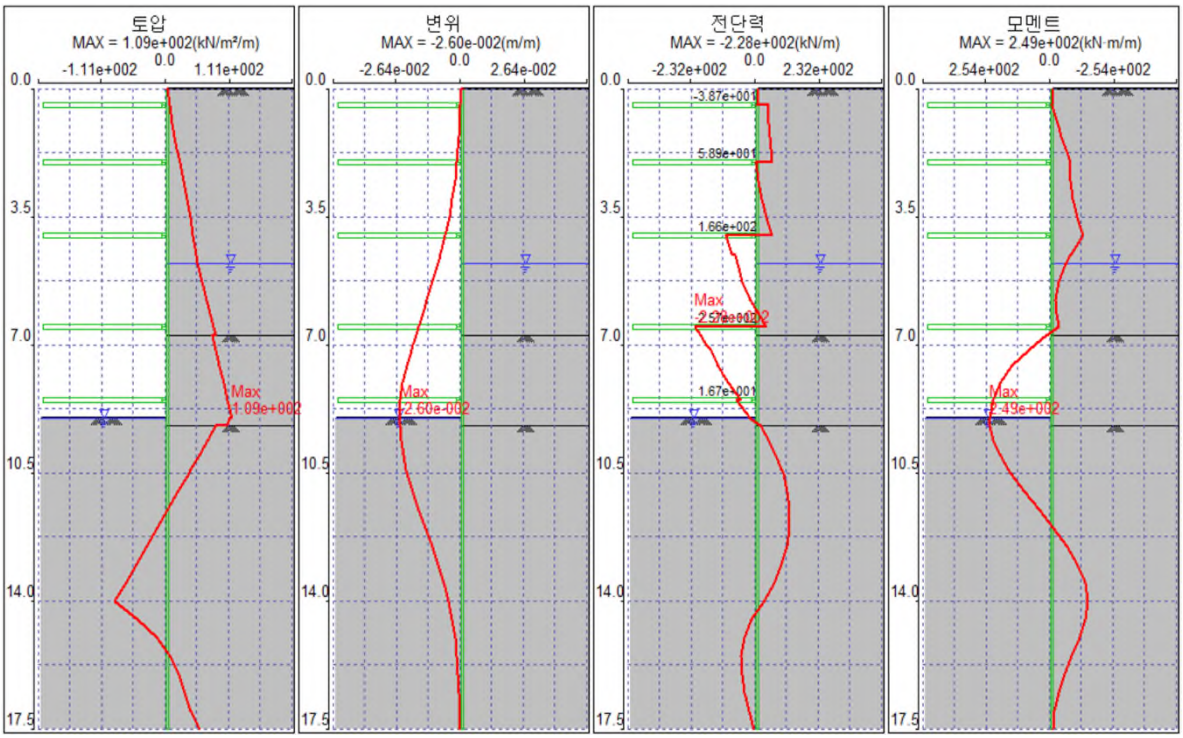
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 H형강버팀보-3단]



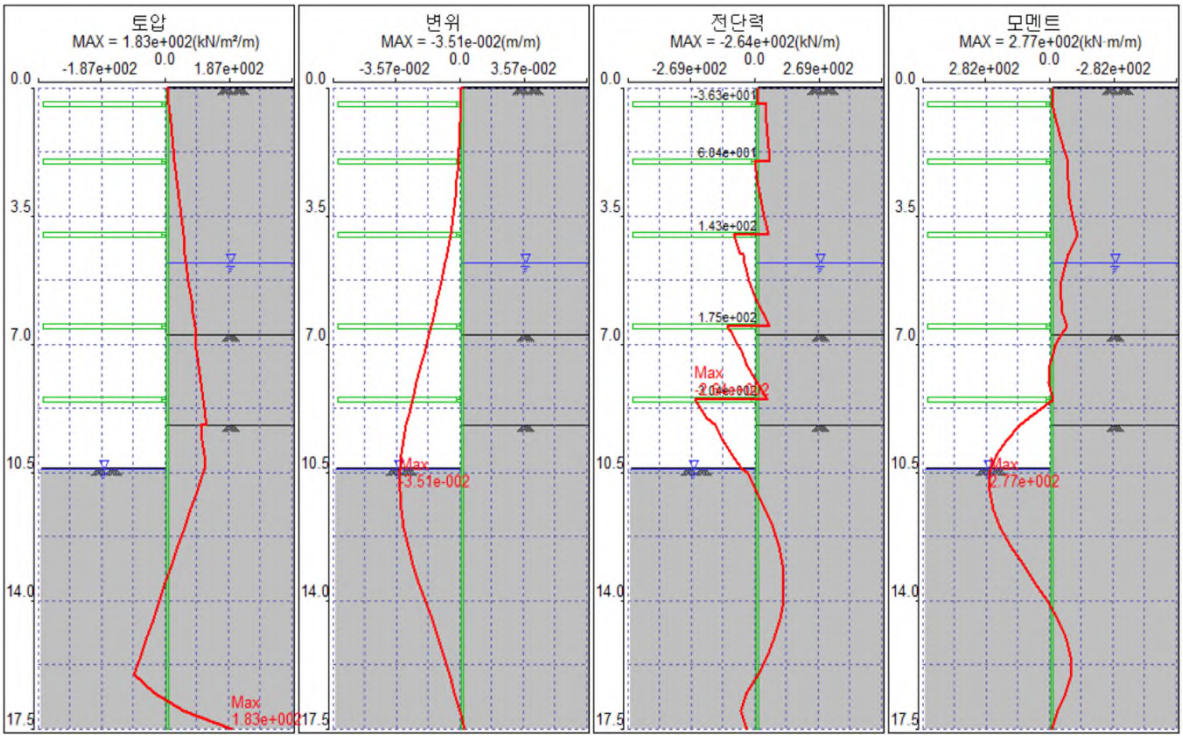
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 9.011 m]



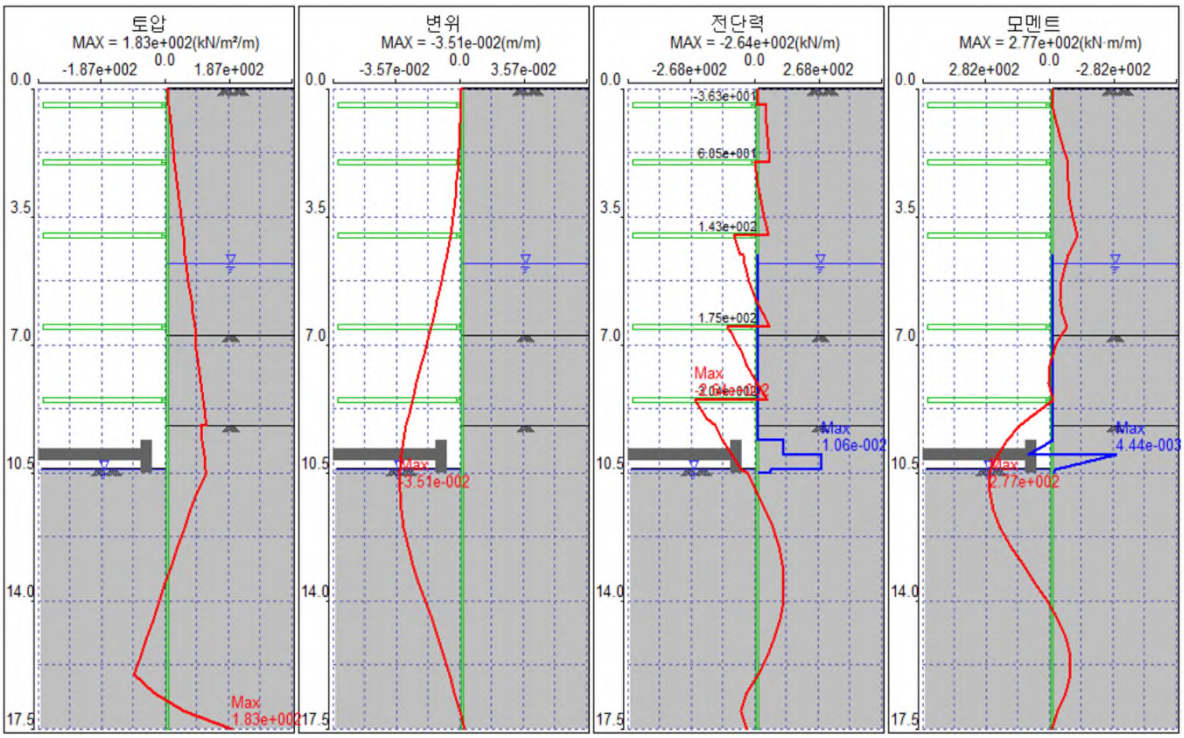
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 강관버팀보-4단]



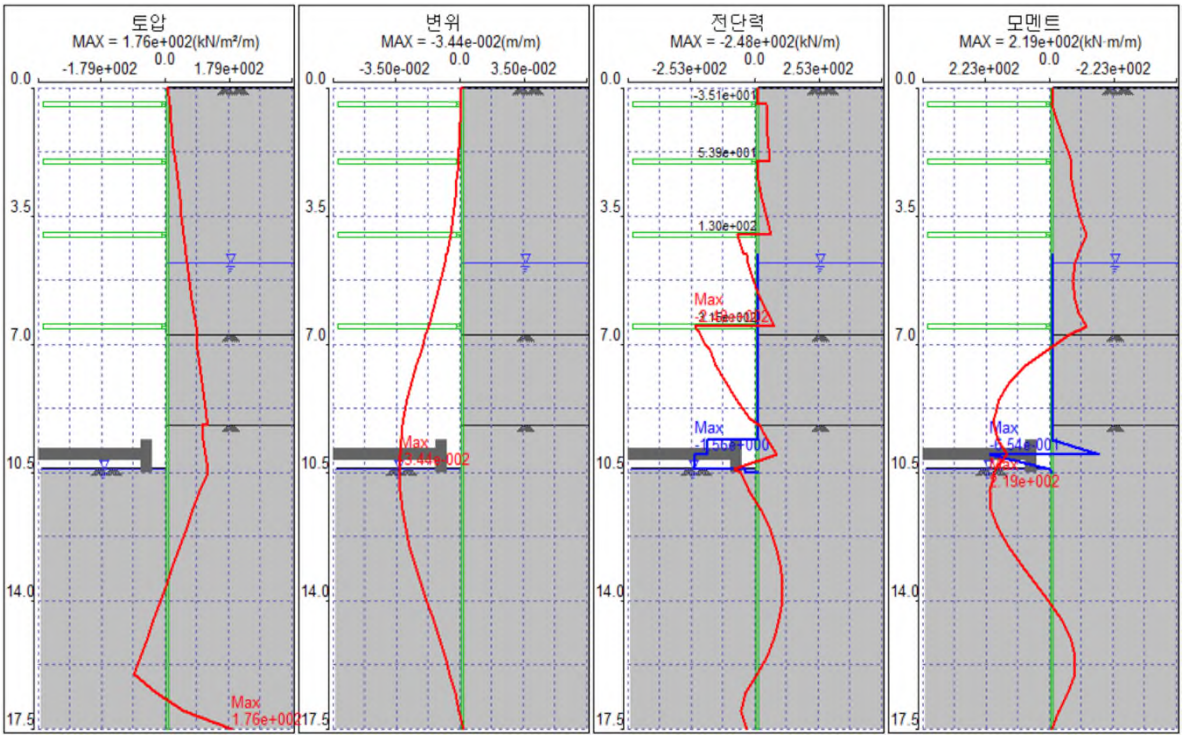
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 10.411 m]



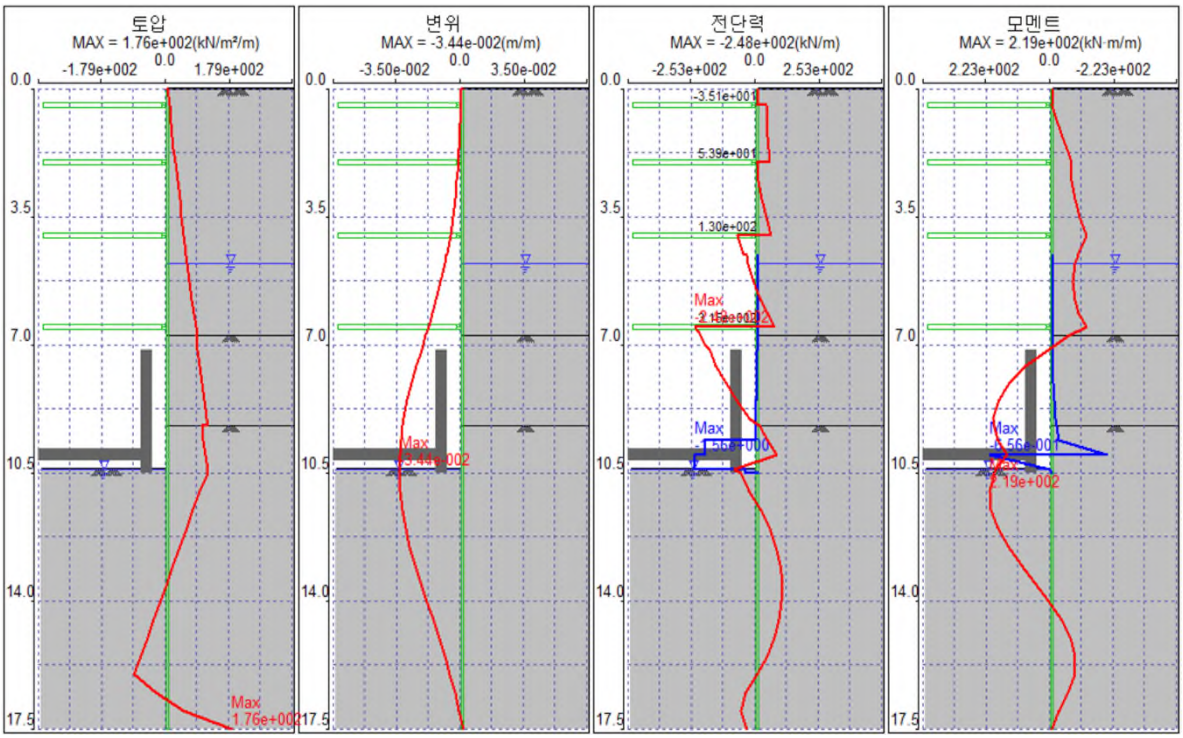
12) 시공 12 단계 [CS12 : 해체1]



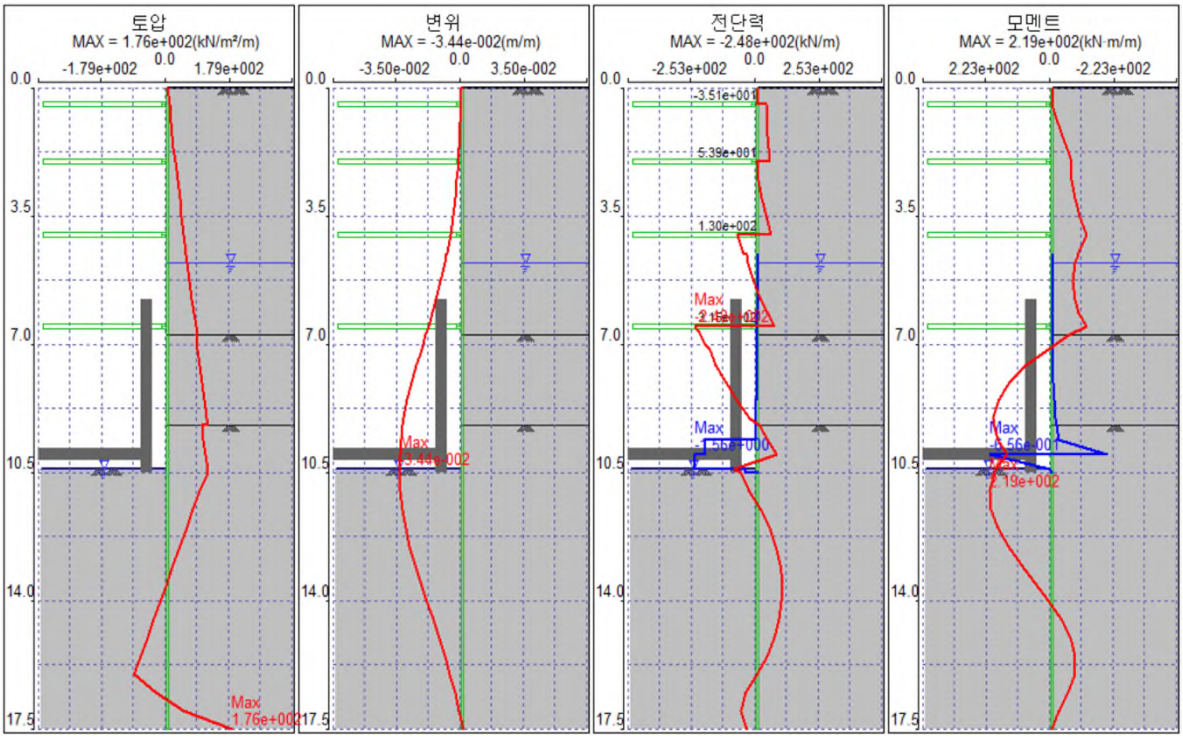
13) 시공 13 단계 [CS13 : 해체2]



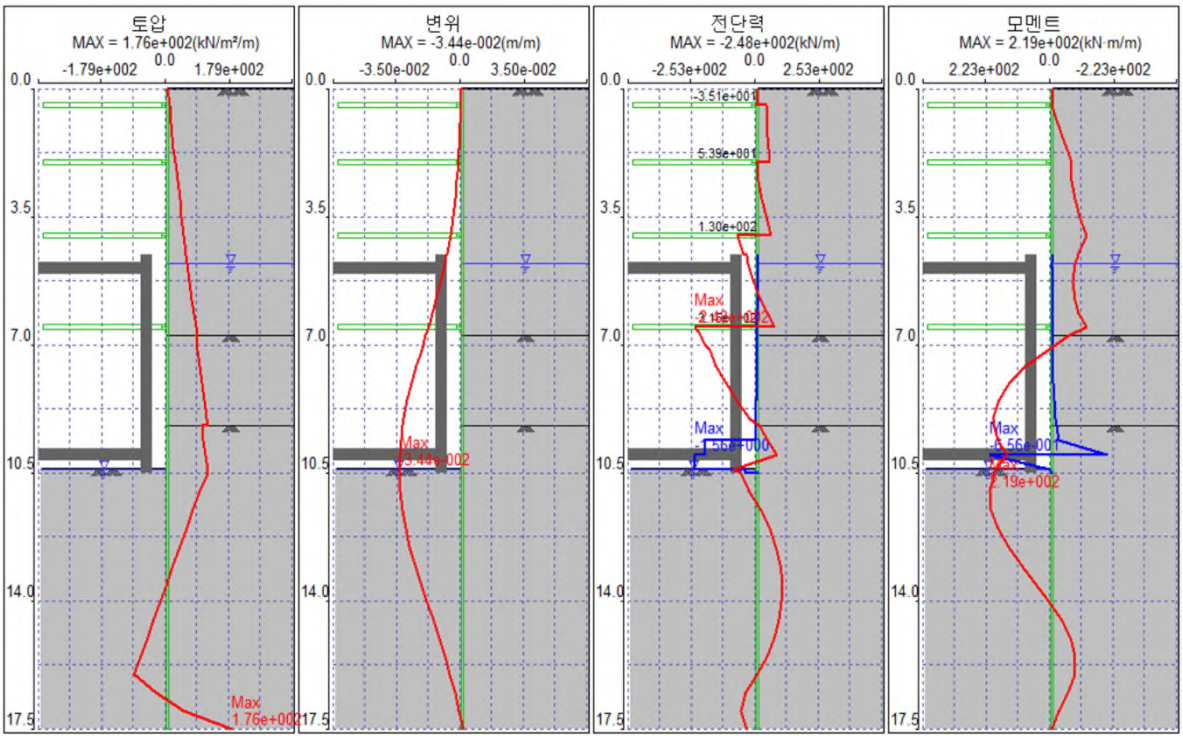
14) 시공 14 단계 [CS14 : 해체3]



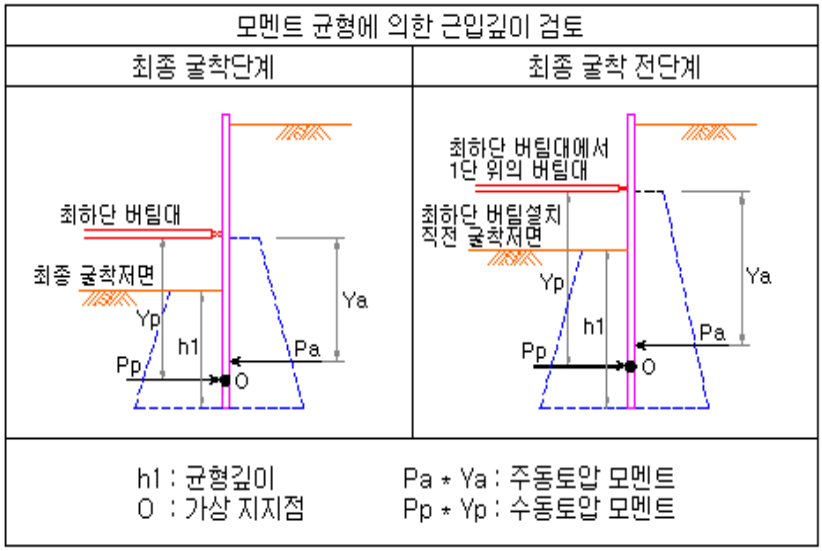
15) 시공 15 단계 [CS15 : 해체4]



16) 시공 16 단계 [CS16 : 해체5]



12.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	5.381	7.100	6764.357	8460.096	1.251	1.200	OK
최종 굴착 전단계	4.994	8.500	9626.166	14831.948	1.541	1.200	OK

12.3.1 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 -8.511 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 202.417 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.952 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1133.928 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 5.795 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (202.417 x 0.952) + (1133.928 x 5.795) = 6764.357 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1275.169 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 6.634 m

Mp = (Pp x Yp) = (1275.169 x 6.634) = 8460.096 kN · m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 8460.096 / 6764.357 = 1.251

S.F. = 1.251 > 1.2 ... OK

12.3.2. 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 -6.511 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 234.151 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.326 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1282.528 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 7.264 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (234.151 x 1.326) + (1282.528 x 7.264) = 9626.166 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1813.494 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 8.179 m

Mp = (Pp x Yp) = (1813.494 x 8.179) = 14831.948 kN·m

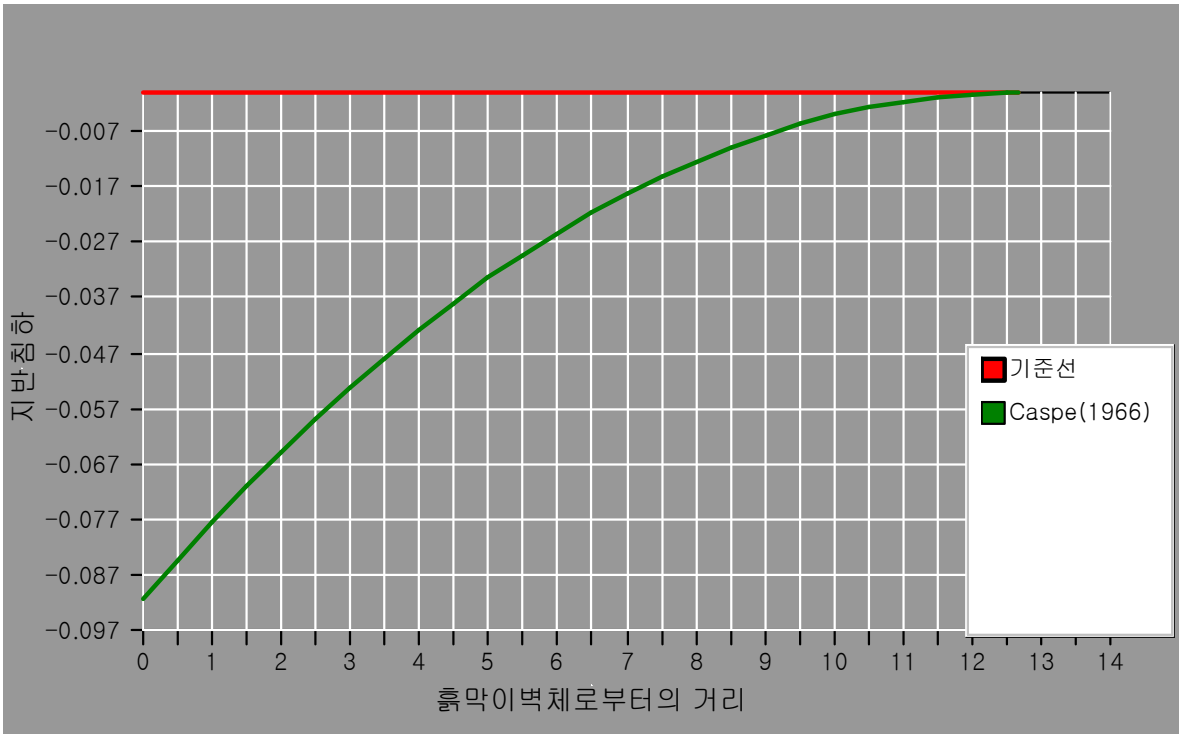
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 14831.948 / 9626.166 = 1.541

S.F. = 1.541 > 1.2 ... OK

12.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



12.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.290 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 12.7 m, Hw = 10.511 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 27.491 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ /2)

Hp = 0.5 x 12.7 x tan(45 + 27.491/2) = 10.463 m

Ht = Hp + Hw = 10.463 + 10.511 = 20.974 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ /2)

D = 20.974 x tan(45-27.491/2) = 12.729 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.290 / 12.729 = -0.091 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.091 x ((12.729 - Xi) / 12.729)^2

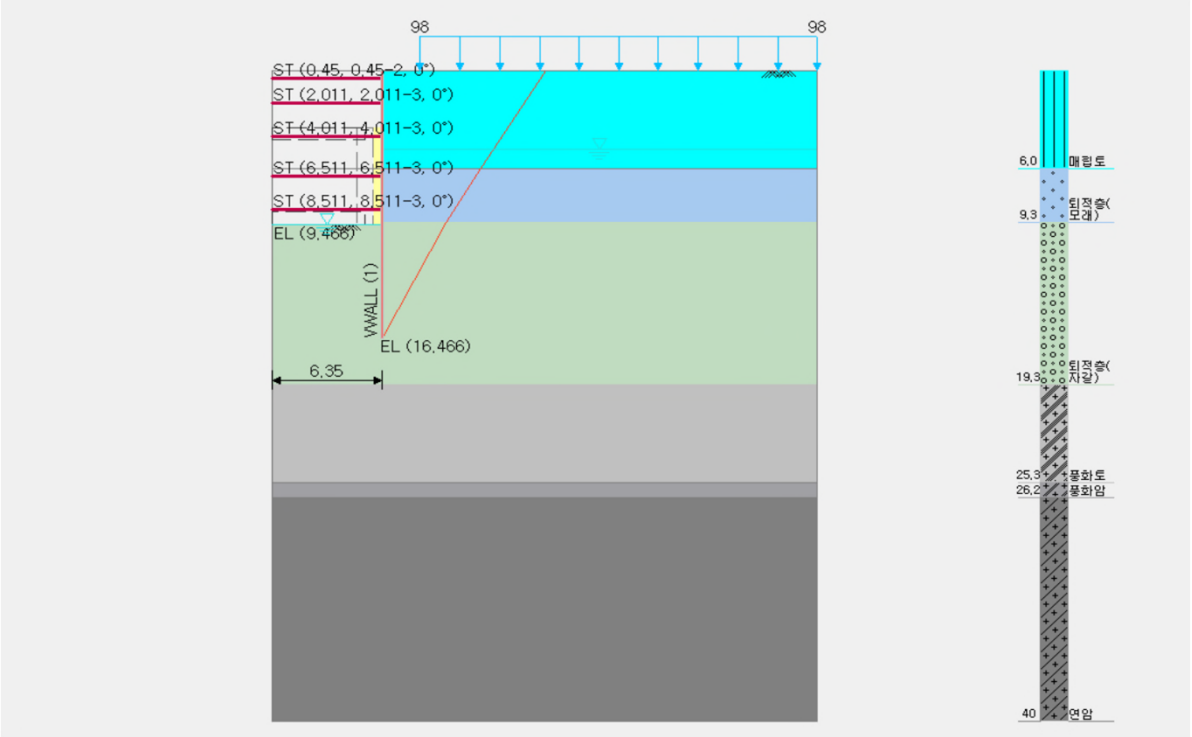
변 경

11. RAMP-C(STA.0+719.000~728.000)

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 (H형강버팀보-3단)
7.5 Strut 설계 (H형강버팀보-4단)
8.띠장 설계
8.1 주형보 띠장 설계
8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계
8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계
8.4 H형강버팀보-3단 띠장 설계
8.5 H형강버팀보-4단 띠장 설계
9.중간말뚝 설계
10. Sheet 설계
10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 16.47m)
11.전산 입력 정보
12.해석결과

1.표준단면


98
98
ST (0.45, 0.45-2, 0°)
ST (2.011, 2.011-3, 0°)
ST (4.011, 4.011-3, 0°)
ST (6.511, 6.511-3, 0°)
ST (8.511, 8.511-3, 0°)
EL (9.466)
VWALL (1)
EL (16.466)
6.35
6.0
매립토
9.3
퇴적층(모래)
19.3
퇴적층(자갈)
25.3
풍화토
26.2
풍화암
40
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-B:750x1990x200	-	휨응력	199.674	210.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	12.878	120.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	66.065	176.580	O.K	처짐	O.K
		전단응력	35.041	108.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	87.889	171.180	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	71.682	108.000	O.K		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	103.487	182.334	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	73.590	108.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.45	휨응력	4.375	135.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	10.753	104.707	O.K		
		전단응력	1.873	108.000	O.K		
H형강버팀보-3단 H 300x305x15/15	6.51	휨응력	17.501	136.124	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	79.929	112.494	O.K		
		전단응력	3.920	108.000	O.K		
H형강버팀보-4단 H 300x305x15/15	8.51	휨응력	17.501	136.124	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	32.143	112.494	O.K		
		전단응력	3.920	108.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x9	2.01	휨응력	23.078	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	55.240	160.428	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.825	106.692	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x9	4.01	휨응력	23.078	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	79.572	160.428	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.825	106.692	O.K		

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
주형보 H 300x305x15/15	0.45	휨응력	21.350	182.334	O.K	
		전단응력	17.713	108.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 300x305x15/15	2.01	휨응력	120.357	171.711	O.K	
		전단응력	66.568	108.000	O.K	
강관버팀보-2단 H 440x300x11/18	4.01	휨응력	105.080	171.180	O.K	
		전단응력	93.793	108.000	O.K	
H형강버팀보-3단 H 440x300x11/18	6.51	휨응력	129.969	171.180	O.K	WEB보강,14.0mm*2
		전단응력	32.720	108.000	O.K	
H형강버팀보-4단 H 440x300x11/18	8.51	휨응력	42.528	171.180	O.K	
		전단응력	37.960	108.000	O.K	

2.6 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	58.792	177.023	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	43.500	172.630	O.K	지지력	O.K

2.7 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
흙막이벽(우) J:SP-IV(SY390(SY40)	0.00 ~ 16.47	휨응력	201.529	317.250	O.K	
		전단응력	18.728	168.750	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관)로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.40m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 : 2.00	m
		H 300x305x15/15	수평간격 : 3.00	m
		H 300x305x15/15	수평간격 : 3.00	m
		P 406.4x9	수평간격 : 3.00	m
		P 406.4x9	수평간격 : 3.00	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-B:750x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 440x300x11/18(SS400)	-	
	H 300x305x15/15(SS400)	-	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x9(SS400)	3.00m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(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	315	390
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \leq 20$ 210	$0 < \ell/r \leq 15$ 285	$0 < \ell/r \leq 14$ 315	$0 < \ell/r \leq 18$ 390
		$20 < \ell/r \leq 93$ $210 - 1.3(\ell/r - 20)$	$15 < \ell/r \leq 80$ $285 - 2.0(\ell/r - 15)$	$14 < \ell/r \leq 76$ $315 - 2.3(\ell/r - 14)$	$18 < \ell/r \leq 67$ $390 - 3.3(\ell/r - 18)$
		$93 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$76 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,500+(\ell/r)^2}$	$67 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압 축 응 력	인장연 (순단면)	210	285	315	390
	압축연 (총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 210	$\ell/b \leq 4.0$ 285	$\ell/b \leq 3.5$ 315	$\ell/b \leq 5.0$ 390
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ $210 - 3.6(\ell/b-4.5)$	$4.0 < \ell/b \leq 30$ $285 - 5.7(\ell/b-4.0)$	$3.5 < \ell/b \leq 27$ $315 - 6.6(\ell/b-3.5)$	$5.0 < \ell/b \leq 25$ $390 - 9.9(\ell/b-4.5)$
전단응력 (총단면)		120	165	180	225
지압응력		315	420	465	585
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)		$0 < \ell/r \leq 14.6$ 345	$0 < \ell/r \leq 13.4$ 405	$0 < \ell/r \leq 18.0$ 570	
		$14.6 < \ell/r \leq 73.0$ $345-2.58(\ell/r-14.6)$	$13.4 < \ell/r \leq 67.1$ $405-3.29(\ell/r-13.4)$	$18.0 < \ell/r \leq 54.2$ $570-6.27(\ell/r-18)$	
		$73 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,100+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$	$54.2 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{2,300+(\ell/r)^2}$	
휨 압 축 응 력	인장연 (순단면)	345	405	570	
	압축연 (총단면)	$\ell/b \leq 3.6$ 345	$\ell/b \leq 3.4$ 405	$\ell/b \leq 5.4$ 570	
		$3.6 < \ell/b \leq 27$ $345-7.79(\ell/b-3.6)$	$3.4 < \ell/b \leq 25$ $405 - 9.96(\ell/b-3.4)$	$5.4 < \ell/b \leq 19$ $570 - 18.9(\ell/b-5.4)$	
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 210x1.5=315 260x1.5=390	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	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

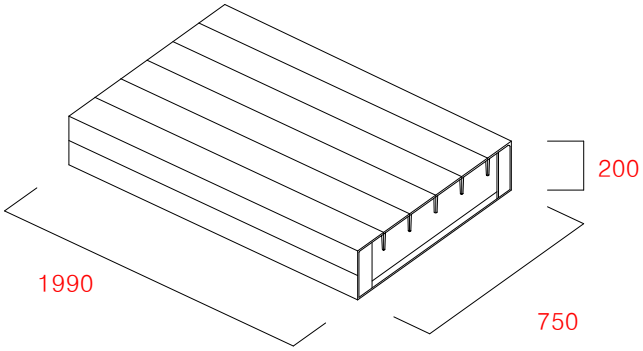
가. midas GeoX V 4.5.0
나. 탄소성법
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64130000
A (mm^2)	13806
Z_x (mm^3)	443000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

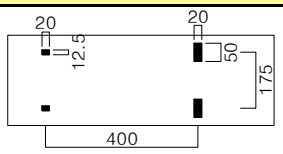
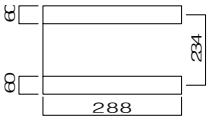
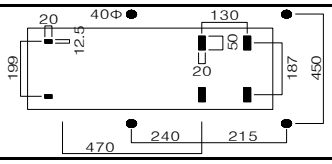
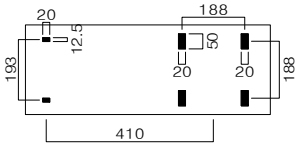
가. 고정하중

w_d = 2.800 × 1 / 1.990

= 1.407 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

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.407 \times \text{###}^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.455 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.407 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.800 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.455 × 1000000.000 / 443000 = 199.674 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.800 × 1000.000 / 13806 = 12.878 MPa

4.4 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	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 199.674 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 12.878 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.407 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 64130000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 64130000}$$

= 0.0213336 + 2.150

= 2.172 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

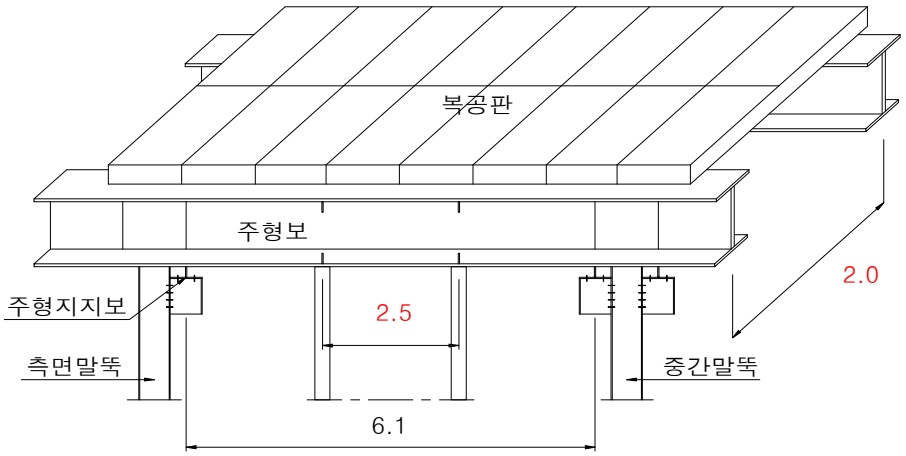
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 2.172 mm ---> O.K

5.주형보 설계

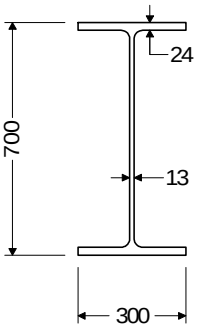
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 6.050 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1814.2
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 = 3.733 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.814 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.698 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.698 \times 6.050 \times 6.050 / 8 = 26.068$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.698 \times 6.050 / 2 = 17.235$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.050)

= 0.326 > 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

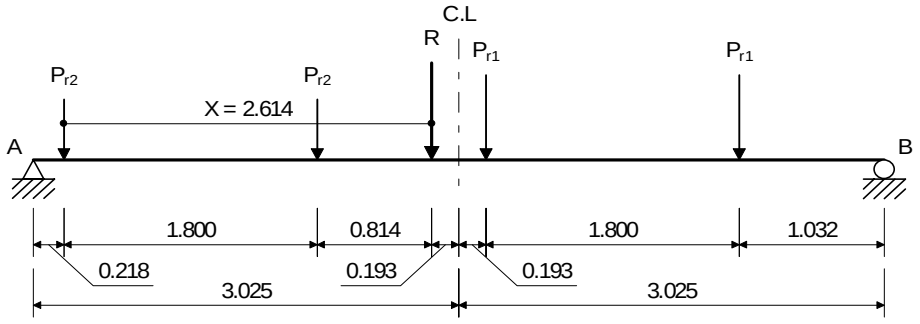
(3) 전륜하중

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 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

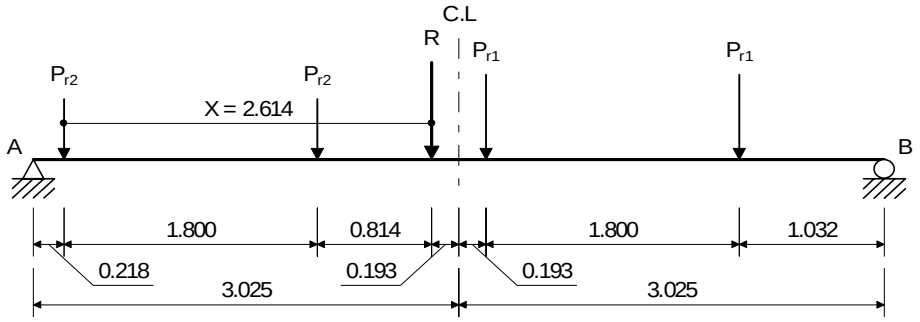
= 436.800 kN

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 5.832 + Pr2 x 4.032 + Pr1 x 2.832 + Pr1 x 1.032) / L

= (93.600 x 5.832 + 93.600 x 4.032 + 124.800 x 2.832 + 124.800 x 1.032) / 6.050

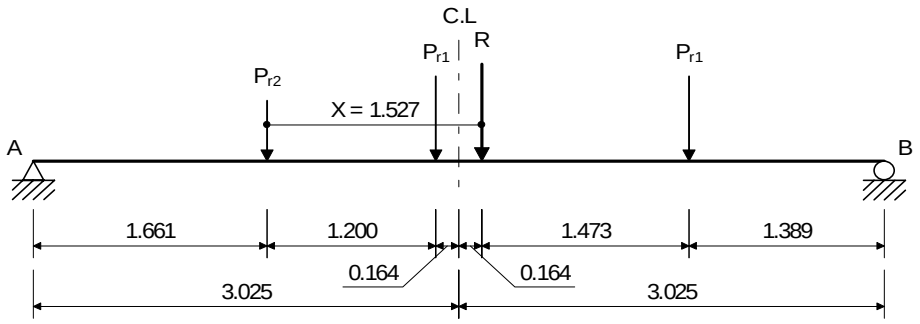
= 232.324 kN

M_l = (Ra x 3.218 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (232.324 x 3.218 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 354.465 kN·m

② 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

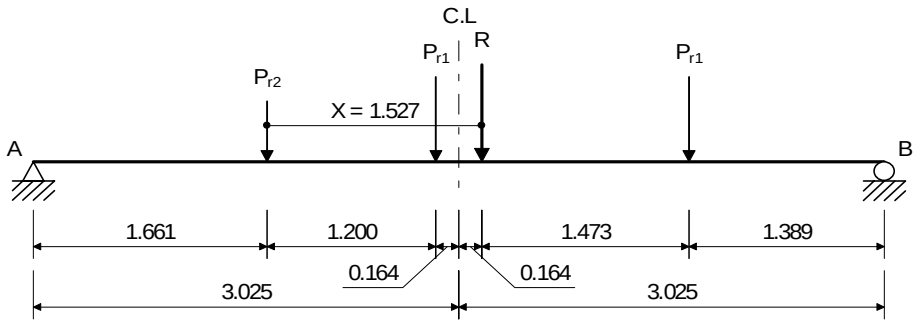


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

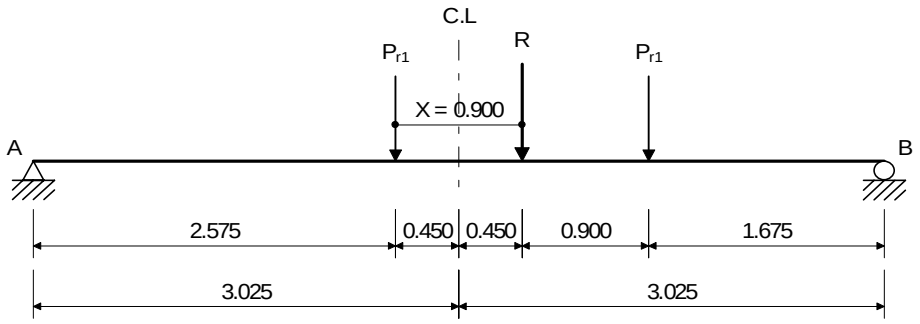
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 4.389 + Pr1 x 3.189 + Pr1 x 1.389) / L
= (93.600 x 4.389 + 124.800 x 3.189 + 124.800 x 1.389) / 6.050
= 162.317 kN

M_l = (Ra x 2.861 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (162.317 x 2.861 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 352.129 kN·m

③ 1 차선 재하시 (후륜하중)

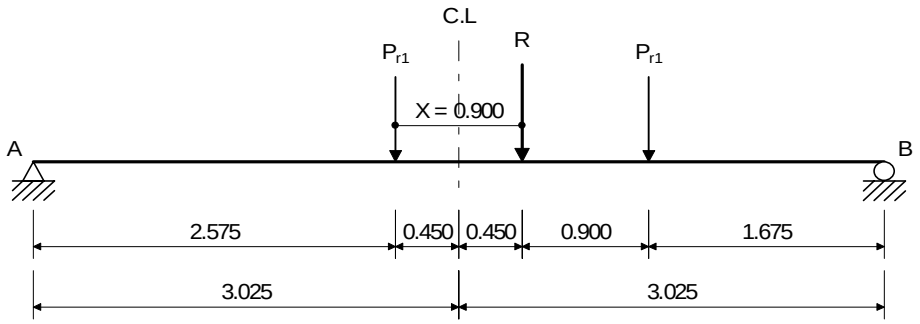


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 = 124.800 x 2
= 249.600 kN

X = (Pr1 x 1.800) / R
= (124.800 x 1.800) / 249.600
= 0.900 m

b. 최대 휨모멘트

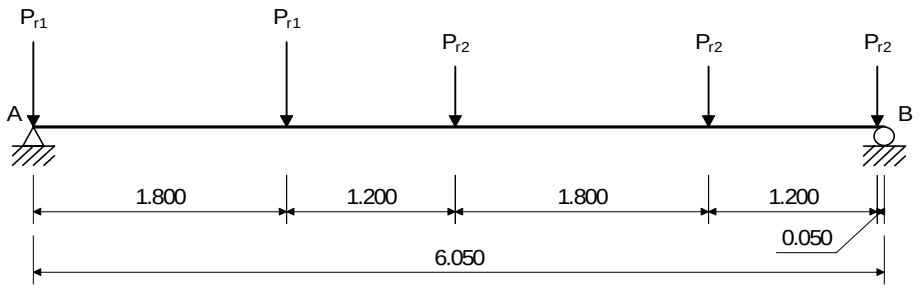


R_a = (Pr1 x 3.475 + Pr1 x 1.675) / L
= (124.800 x 3.475 + 124.800 x 1.675) / 6.050
= 106.235 kN

M_l = (Ra x 2.575) x 1.00
= (106.235 x 2.575) x 1.00
= 273.554 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 6.050 + Pr1 x 4.250 + Pr2 x 3.050 + Pr2 x 1.250 + Pr2 x 0.050) / L

= (124.800 x 6.050 + 124.800 x 4.250 + 93.600 x 3.050 + 93.600 x 1.250 + 93.600 x 0.050) / 6

= 279.769 kN

S_l = 279.769 x 1.00 = 279.769 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 26.068 + 354.465 = 380.533 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 17.235 + 279.769 = 297.004 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 380.533 x 1000000 / 5760000.0 = 66.065 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 297.004 x 1000 / 8476 = 35.041 MPa

5.4 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (66.065 + 66.065) / 66.065

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 66.065 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 35.041 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

$M = M_{l\,max} / (1+i) = 354.465 / 1.300 = 272.666$ kN·m

$w = 8 \times M / L^2 = 8 \times 272.666 / (6.05 \times 6.05) = 59.595$ kN/m

$\delta_l = 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_x)$

$= 5 \times 59.595 \times 6050.0^4 / (384 \times 210000 \times 2010000000)$

$= 2.463$ mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (6050.0 / 400 , 25)

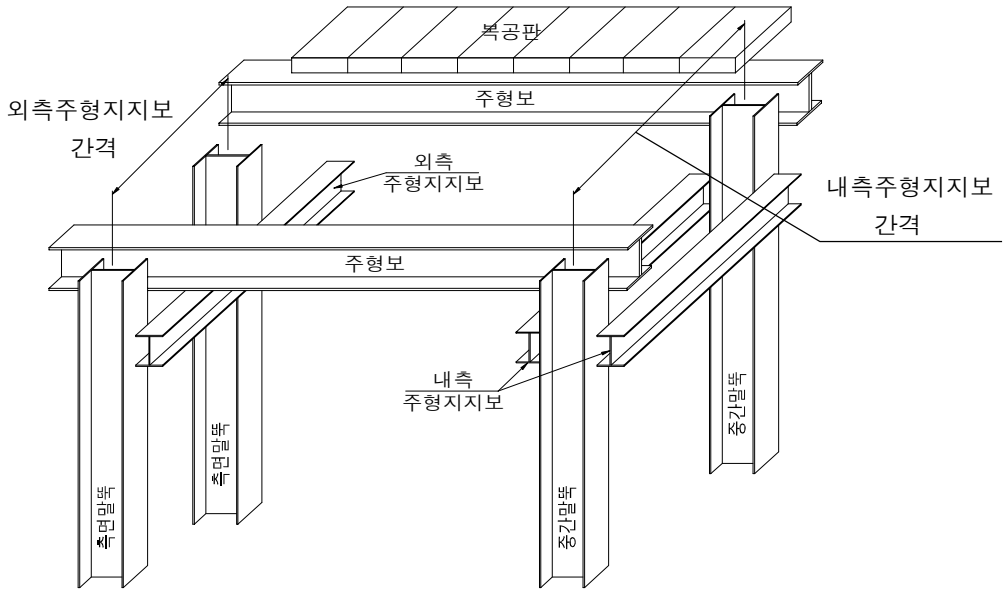
= 15.125 mm > δ_l = 2.463 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(중앙)

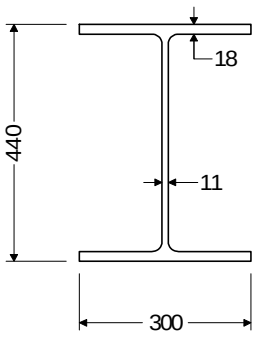
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

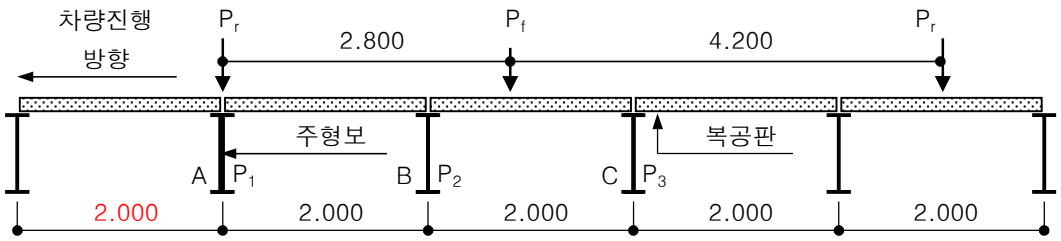


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

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**



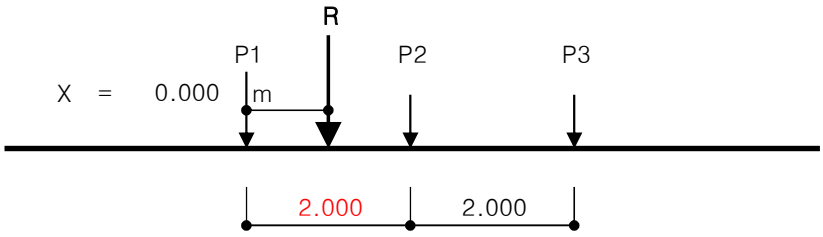
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 17.235 + 279.769 = 297.004 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000

= 17.235 + 69.942 x 1.200 / 2.000 = 59.200 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

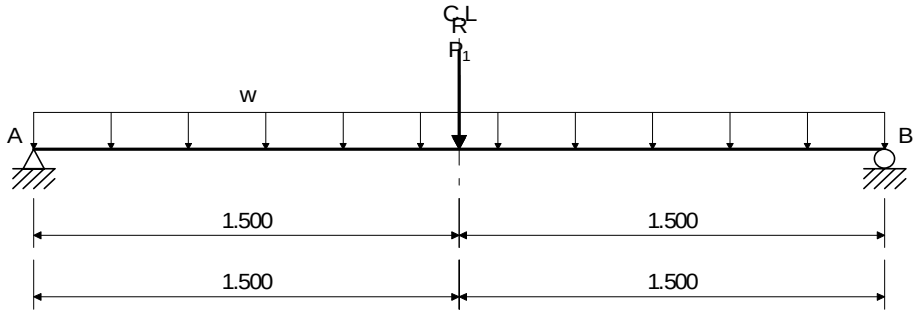


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

$R = P_1$
$= 297.004$
$= 297.004$ kN

$X = (0.000) / R$
$= (0.000) / 297.004$
$= 0.000$ m

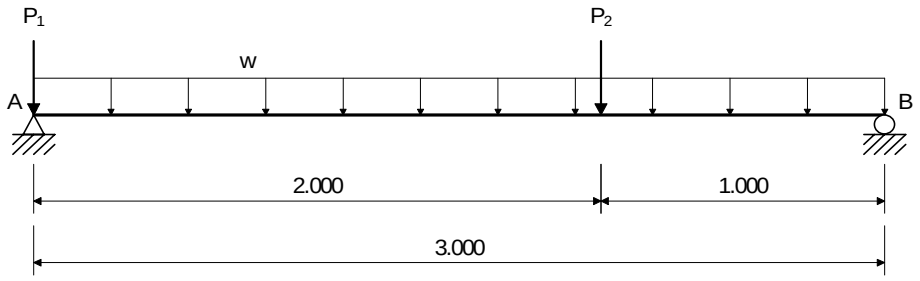
② 최대 휨모멘트



$R_a = (P_1 \times 1.500) / L$
$= (297.004 \times 1.500) / 3.000$
$= 148.502$ kN

$M_{max} = (Ra \times 1.500) + w \times L^2 / 8$
$= (148.502 \times 1.500) + 1.212 \times 3.00^2 / 8$
$= 224.116$ kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (297.004 x 3.000 + 59.200 x 1.000) / 3.000
= 316.737 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 316.737 + 1.212 x 3.00 / 2
= 318.555 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 224.116 x 1000000 / 2550000.0 = 87.889 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 318.555 x 1000 / 4444 = 71.682 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (87.889 + 87.889) / 87.889
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300
= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))
= 171.180 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 87.889 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 71.682 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = (S_{max} + 주형보 전단력) / (τ_a x π x d^2 / 4)

= (318555 + 15875)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

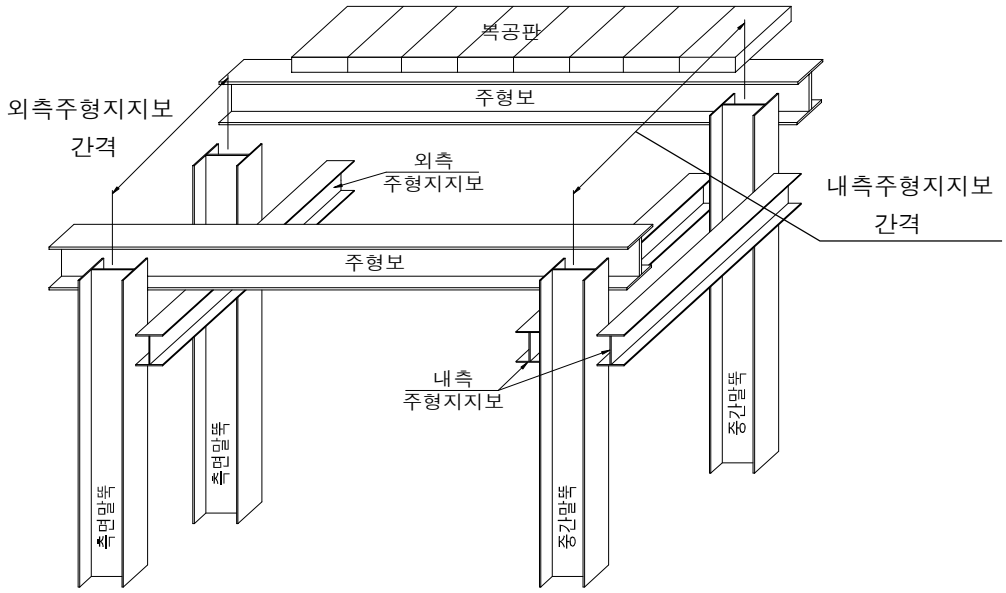
= 4.38 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.38 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(측벽)

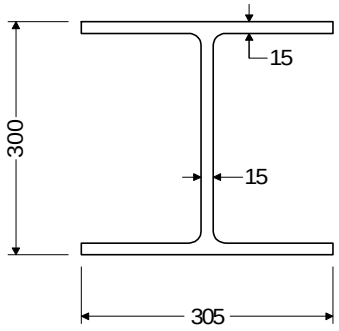
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 2.00 m

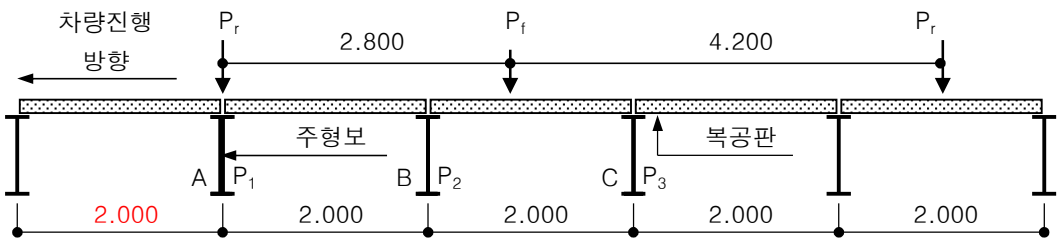


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

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



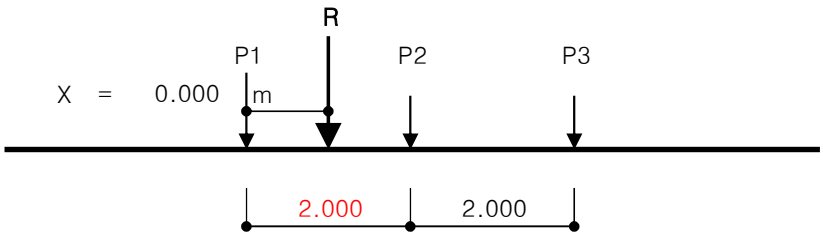
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)
= 17.235 + 279.769 = 297.004 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000
= 17.235 + 69.942 x 1.200 / 2.000 = 59.200 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

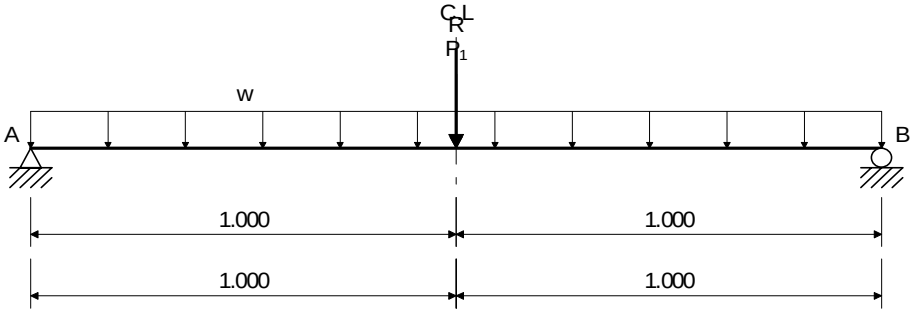


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 297.004
= 297.004 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 297.004
= 0.000 m

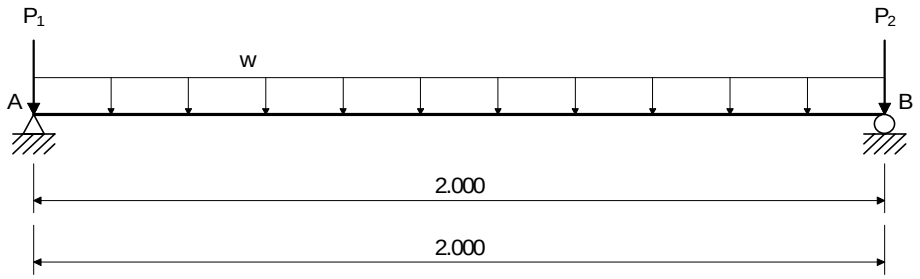
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.000) / L
= (297.004 x 1.000) / 2.000
= 148.502 kN

M_{max} = (Ra x 1.000) + w x L^2 / 8
= (148.502 x 1.000) + 1.038 x 2.00^2 / 8
= 149.021 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 2.000 + P_2 x 0.000) / L
= (297.004 x 2.000 + 59.200 x 0.000) / 2.000
= 297.004 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 297.004 + 1.038 x 2.00 / 2
= 298.041 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 149.021 x 1000000 / 1440000.0 = 103.487 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 298.041 x 1000 / 4050 = 73.590 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (103.487 + 103.487) / 103.487
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 103.487 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 73.590 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = (S_{max} + 주형보 전단력) / (τ_a x π x d^2 / 4)

= (298041 + 15875)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

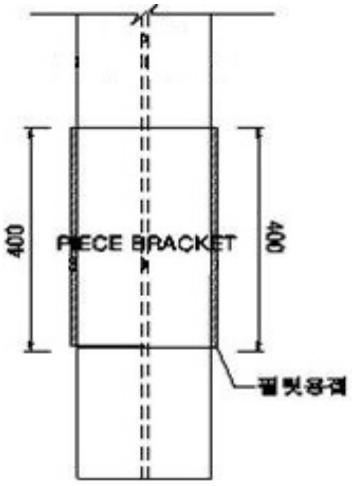
= 4.11 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.11 ea ---> O.K

자. 브라켓 필릿용접검토

▶ 전단응력

$$\tau = \frac{P}{\sum a \times l} = \frac{313.916 \times 10^3}{10.61 \times 800} = 37.00 \text{ MPa}$$



(1) ∑ a (목두께) = a : 모재 두께 (브라켓 H-pile의 Flange)

→ 0.707 × a = 0.707 × 15 = 10.605

(2) l : 유효길이 (브라켓 길이=400mm)

→ 400 + 400 = 800

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80 = 108.0 MPa

→ 모재의 전 강도의 75%이상 갖도록 설계 (도로교설계기준 P.176 3.5.1.1)

τ_a = 108.000 x 0.75

= 81.000 MPa

∴ τ < τa = 37.00 < 81.00 ---> O.K

7.지보재 설계

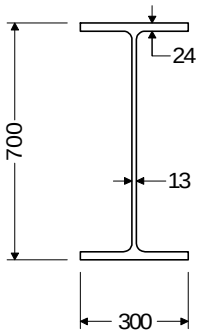
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.350 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} = 66.613 kN/m ---> 주형보 (CS15 : 해체4)
= 66.613 x 2.00 / 1 단
= 133.226 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 133.226 + 120.0 = 253.226 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.350 x 6.350 / 8 / 1 단
= 25.202 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.350 / 2 / 1 단
= 15.875 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.202 x 1000000 / 5760000.0 = 4.375 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 253.226 x 1000 / 23550 = 10.753 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.875 x 1000 / 8476 = 1.873 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.293

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (15.128 − 6.377) / 15.128

= 0.578

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6350 / 293

21.672 ---> 20 < Lx/Rx ≤ 93 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (21.672 − 20))

= 187.104 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 187.104 MPa

L_y / R_y = 6350 / 67.8

93.658 ---> 93 < Ly/Ry 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (6700 + 93.658²)

= 104.707 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 104.707 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 104.707 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6350 / 300

= 21.167 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (21.167 − 4.5))

= 135.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 135.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (21.672)²

= 3449.076 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 104.707 MPa > f_c = 10.753 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 135.000 MPa > f_b = 4.375 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 1.873 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{10.753}{104.707} + \frac{4.375}{135.000 \times (1 - (10.753 / 3449.076))}$$

$$= 0.135 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 10.753 + \frac{4.375}{1 - (10.753 / 3449.076)}$$

$$= 15.142 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.135 , 0.080)

= 0.135 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{15.128}{104.707} + \left\{ \frac{1.873}{108.000} \right\}^2$$

$$= 0.145 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

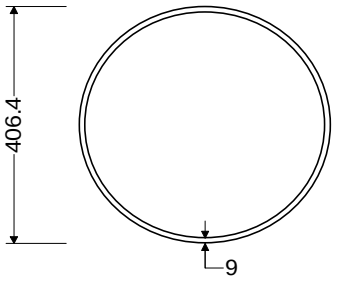
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.350 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 166.895 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS16 : 해체5)
= 166.895 x 3.00 / 1 단
= 500.684 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 500.684 + 120.0 = 620.684 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.350 x 6.350 / 8 / 1 단
= 25.202 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.350 / 2 / 1 단
= 15.875 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.202 x 1000000 / 1092000.0 = 23.078 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 620.684 x 1000 / 11236.2 = 55.240 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.875 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.825 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.059 x 9)

= 21.321 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.059

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (78.318 − 32.161) / 78.318

= 0.589 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6350 / 140.5

45.196 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (45.196 − 20))

= 160.428 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 160.428 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (45.196)^2

= 793.086 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.428 MPa > f_c = 55.240 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 23.078 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.825 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{55.240}{160.428} + \frac{23.078}{189.000 \times (1 - (55.240 / 793.086))}$$

$$= 0.476 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 55.240 + \frac{23.078}{1 - (55.240 / 793.086)}$$

$$= 80.046 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.476 , 0.424)

= 0.476 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{78.318}{160.428} + \left\{ \frac{2.825}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.489 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

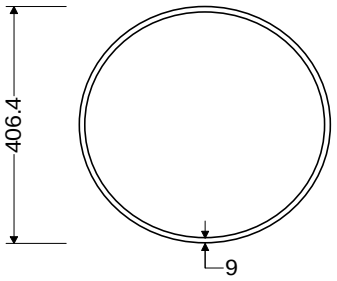
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.350 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 258.030 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 7.011 m)
= 258.030 x 3.00 / 1 단
= 774.090 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 774.090 + 120.0 = 894.090 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.350 x 6.350 / 8 / 1 단
= 25.202 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.350 / 2 / 1 단
= 15.875 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 25.202 \times 1000000 / 1092000.0 = 23.078$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 894.090 \times 1000 / 11236.2 = 79.572$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.875 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.825$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.045 x 9)

= 21.606 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.045

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (102.651 − 56.494) / 102.651

= 0.450 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6350 / 140.5

45.196 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (45.196 − 20))

= 160.428 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 160.428 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (45.196)^2

= 793.086 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.428 MPa > f_c = 79.572 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 23.078 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.825 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{79.572}{160.428} + \frac{23.078}{189.000 \times (1 - (79.572 / 793.086))}$

= 0.632 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 79.572 + \frac{23.078}{1 - (79.572 / 793.086)}$$

$$= 105.224 < f_{cal} = 189.000 \quad ---> \quad O.K$$

∴ 안전율 = Max.(0.632 , 0.557)
= 0.632 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{102.651}{160.428} + \left\{ \frac{2.825}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.641 < 1.0 \quad ---> \quad O.K$$

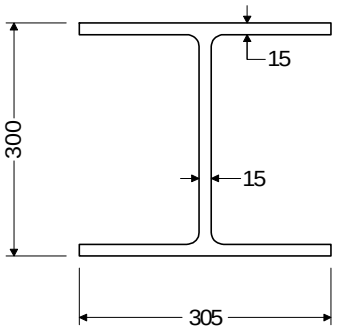
7.4 Strut 설계 (H형강버팀보-3단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.350 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 319.146 kN/m ---> H형강버팀보-3단 (CS15 : 해체4)
= 319.146 x 3.00 / 1 단
= 957.437 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 957.437 + 120.0 = 1077.437 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.350 x 6.350 / 8 / 1 단
= 25.202 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.350 / 2 / 1 단
= 15.875 kN
(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.202 x 1000000 / 1440000.0 = 17.501 MPa
▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1077.437 x 1000 / 13480 = 79.929 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.875 x 1000 / 4050 = 3.920 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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
= 1.131
Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (97.430 − 62.428) / 97.430
= 0.359

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000
= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6350 / 126
50.397 ---> 20 < Lx/Rx ≤ 93 이므로
f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (50.397 − 20))
= 154.530 MPa
f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}
= 154.530 MPa

L_y / R_y = 6350 / 72.6
87.466 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로
f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (87.466 − 20))
= 112.494 MPa
f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}
= 112.494 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 112.494 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6350 / 305

= 20.820 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (20.820 − 4.5))

= 136.124 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 136.124 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (50.397)^2

= 637.835 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 112.494 MPa > f_c = 79.929 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 136.124 MPa > f_b = 17.501 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 3.920 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{79.929}{112.494} + \frac{17.501}{136.124 \times (1 - (79.929 / 637.835))}$

= 0.858 < 1.0 ---> O.K

$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$= 79.929 + \frac{17.501}{1 - (79.929 / 637.835)}$

= 99.937 < f_{cal} = 189.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.858 , 0.529)

= 0.858 < 1.0 ---> O.K

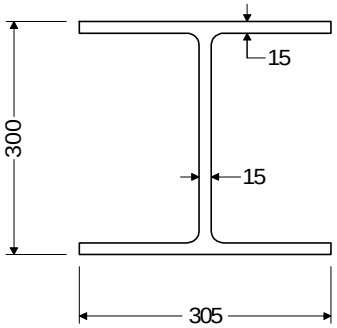
7.5 Strut 설계 (H형강버팀보-4단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.350 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 104.431 kN/m ---> H형강버팀보-4단 (CS11 : 굴착 9.466 m)
= 104.431 x 3.00 / 1 단
= 313.293 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 313.293 + 120.0 = 433.293 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.350 x 6.350 / 8 / 1 단
= 25.202 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.350 / 2 / 1 단
= 15.875 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.202 x 1000000 / 1440000.0 = 17.501 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 433.293 x 1000 / 13480 = 32.143 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.875 x 1000 / 4050 = 3.920 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 1.415

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (49.645 - 14.642) / 49.645$

= 0.705

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6350 / 126

50.397 ---> 20 < Lx/Rx ≤ 93 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 - 0.84 x (50.397 - 20))

= 154.530 MPa

$f_{cax} = f_{cagx} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 154.530 MPa

L_y / R_y = 6350 / 72.6

87.466 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 - 0.84 x (87.466 - 20))

= 112.494 MPa

$f_{cay} = f_{cagy} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 112.494 MPa

$\therefore f_{ca} = \text{Min.}(f_{cax}, f_{cay})$ = 112.494 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6350 / 305

= 20.820 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 - 2.4 x (20.820 - 4.5))

= 136.124 MPa

$f_{ba} = \text{Min.}(f_{bag}, f_{cal})$

= 136.124 MPa

$f_{eax} = 1.50 \times 0.9 \times 1200000 / (50.397)^2$

= 637.835 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 112.494 MPa > f_c = 32.143 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 136.124 MPa > f_b = 17.501 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 3.920 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{32.143}{112.494} + \frac{17.501}{136.124 \times (1 - (32.143 / 637.835))}$$

$$= 0.421 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 32.143 + \frac{17.501}{1 - (32.143 / 637.835)}$$

$$= 50.573 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.421 , 0.268)

= 0.421 < 1.0 ---> O.K

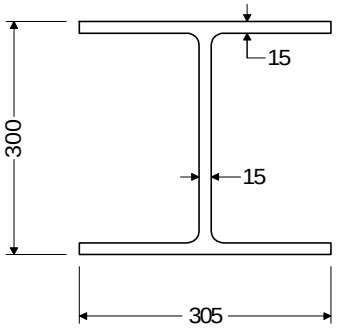
8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

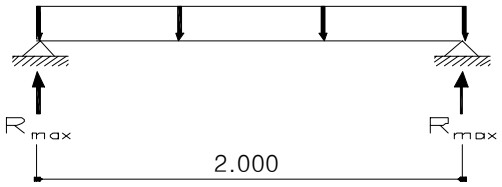
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 66.613 kN/m ---> 주형보 (CS15 : 해체4)

P = 66.613 × 2.00 m / 1 ea = 133.226 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 133.226 / (13 × 2.000)
= 61.489 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 61.489 × 2.000^2 / 8
= 30.745 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 61.489 × 2.000 / 12
= 71.737 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 30.745 x 1000000 / 1440000.0 = 21.350 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 71.737 x 1000 / 4050 = 17.713 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (21.350 + 21.350) / 21.350$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 21.350 MPa ---> O.K

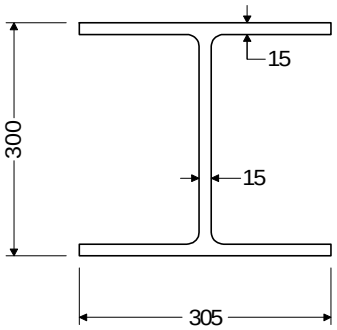
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 17.713 MPa ---> O.K

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

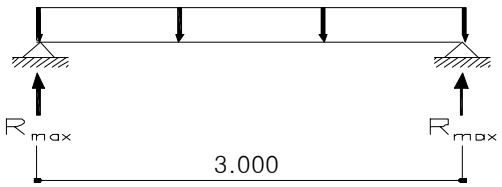
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 166.895 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS16 : 해체5)

$P = 166.895 \times 3.00\ m / 1\ ea = 500.684\ kN$

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 500.684 / (13 \times 3.000)$
$= 154.056\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 154.056 \times 3.000^{2} / 8$
$= 173.314\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 154.056 \times 3.000 / 12$
$= 269.599\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 173.314 \times 1000000 / 1440000.0 = 120.357$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 269.599 \times 1000 / 4050 = 66.568$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (120.357 + 120.357) / 120.357$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 305
= 9.836 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (9.836 − 4.5))
= 171.711 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
= 171.711 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 171.711$ MPa > $f_b = 120.357$ MPa ---> O.K

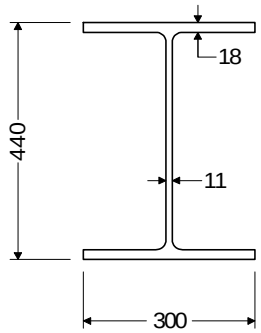
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 66.568$ MPa ---> O.K

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

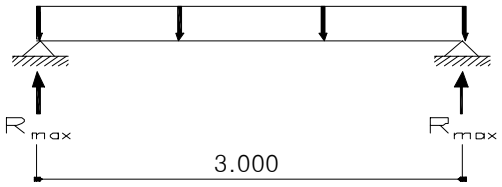
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 258.030 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 7.011 m)

P = 258.030 × 3.00 m / 1 ea = 774.090 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 774.090 / (13 × 3.000)
= 238.182 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 238.182 × 3.000 ^{2} / 8
= 267.954 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 238.182 × 3.000 / 12
= 416.818 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 267.954 x 1000000 / 2550000.0 = 105.080 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 416.818 x 1000 / 4444 = 93.793 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (105.080 + 105.080) / 105.080

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))

= 171.180 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 105.080 MPa ---> O.K

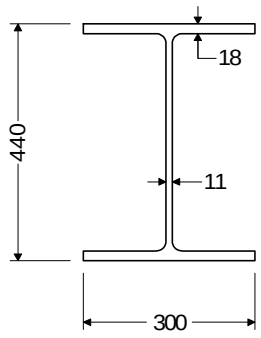
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 93.793 MPa ---> O.K

8.4 H형강버팀보-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

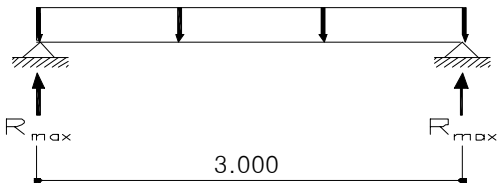
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 319.146 kN/m ---> H형강버팀보-3단 (CS15 : 해체4)

$P = 319.146 \times 3.00\ m / 1\ ea = 957.437\ kN$

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 957.437 / (13 \times 3.000)$
$= 294.596\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 294.596 \times 3.000^{2} / 8$
$= 331.421\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 294.596 \times 3.000 / 12$
$= 515.543\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 331.421 \times 1000000 / 2550000.0 = 129.969$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 515.543 \times 1000 / 4444 = 116.009$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (129.969 + 129.969) / 129.969$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300
= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))
= 171.180 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 171.180$ MPa > $f_b = 129.969$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa < $\tau = 116.009$ MPa ---> N.G

바. 스티프너 단면보강 전단응력 검토

A' = (440.000 − 18.000 x 2) x 14 x 2 = ####### mm^2

A_w' = A_w + A'

= ####### mm + 11312.000 mm^2 = ####### mm^2

τ' = S_{max} / A_w' = 515543.190 / 15756.000 = 32.720 MPa

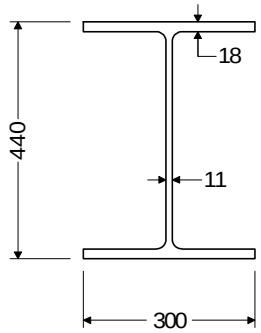
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ' = 32.720 MPa ---> O.K

8.5 H형강버팀보-4단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

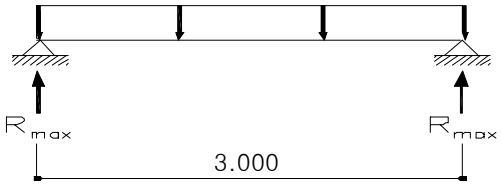
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 104.431 kN/m ---> H형강버팀보-4단 (CS11 : 굴착 9.466 m)

P = 104.431 × 3.00 m / 1 ea = 313.293 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)

= 12 × 313.293 / (13 × 3.000)

= 96.398 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8

= 96.398 × 3.000 ^{2} / 8

= 108.448 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12

= 7 × 96.398 × 3.000 / 12

= 168.696 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 108.448 x 1000000 / 2550000.0 = 42.528 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 168.696 x 1000 / 4444 = 37.960 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (42.528 + 42.528) / 42.528

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))

= 171.180 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 42.528 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 37.960 MPa ---> O.K

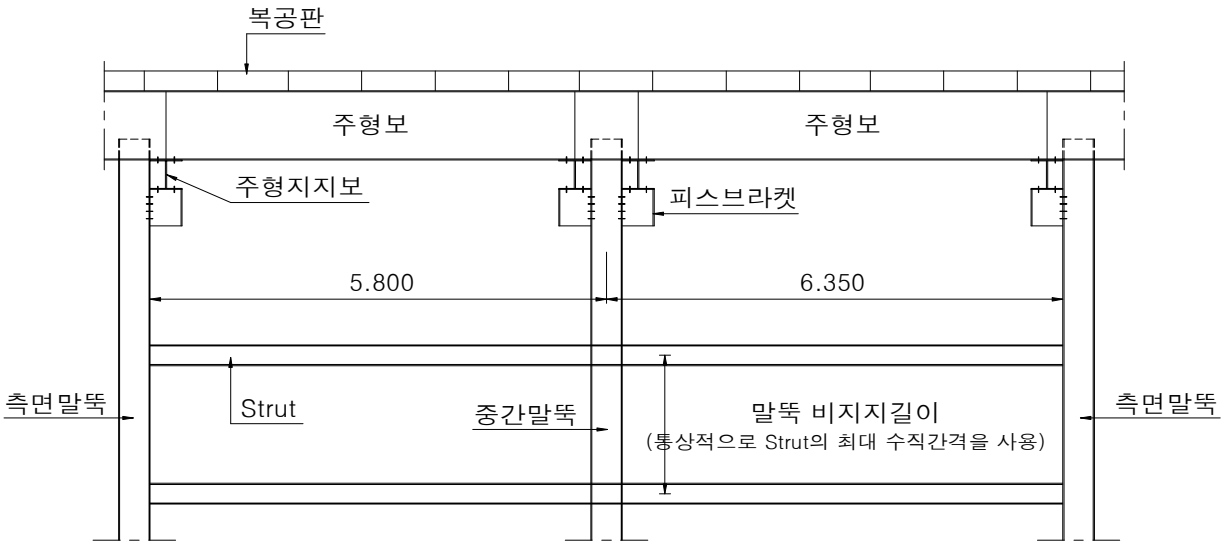
9.중간말뚝 설계

9.1 설계제원

가. 계산지간 : 5.800 + 6.350 = 12.150 m

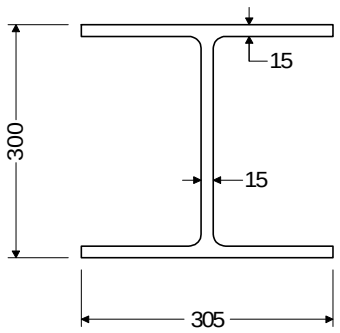
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 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
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



9.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 22.196 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 4.722 kN

(3) 버팀보 자중 = 84.963 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 6.540 kN

ΣP_s = 119.481 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.698 x 5.800) / 2 = 16.523 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.698 x 6.350) / 2 = 18.090 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 5.800)

= 0.328 > 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

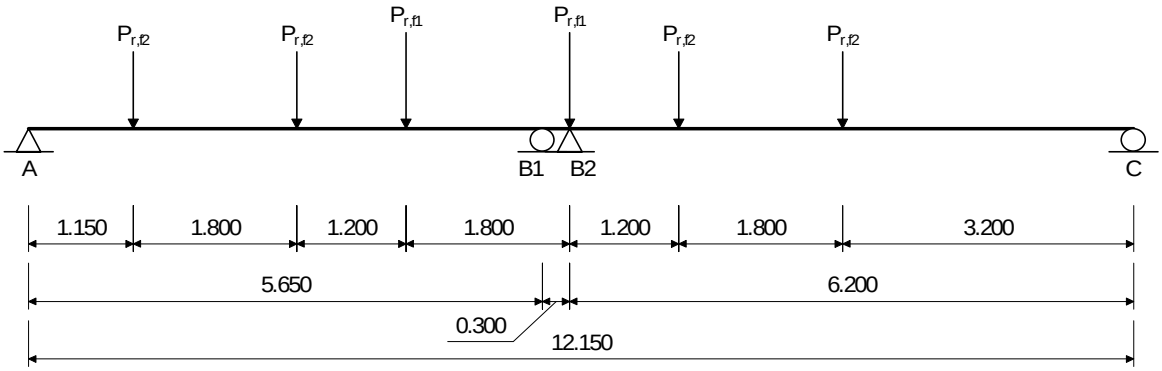
(2) 전륜하중

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 1.5 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.150 + 93.600 x 2.950 + 93.600 x 1.150) / 5.650

= 159.589 kN

R_{B2} = (124.800 x 6.200 + 93.600 x 5.000 + 93.600 x 3.200) / 6.200

= 248.594 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 159.589 x 1.00 = 159.589 kN

P_{r2} = 248.594 x 1.00 = 248.594 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.150 + 23.400 x 2.950 + 23.400 x 1.150) / 5.650

= 39.897 kN

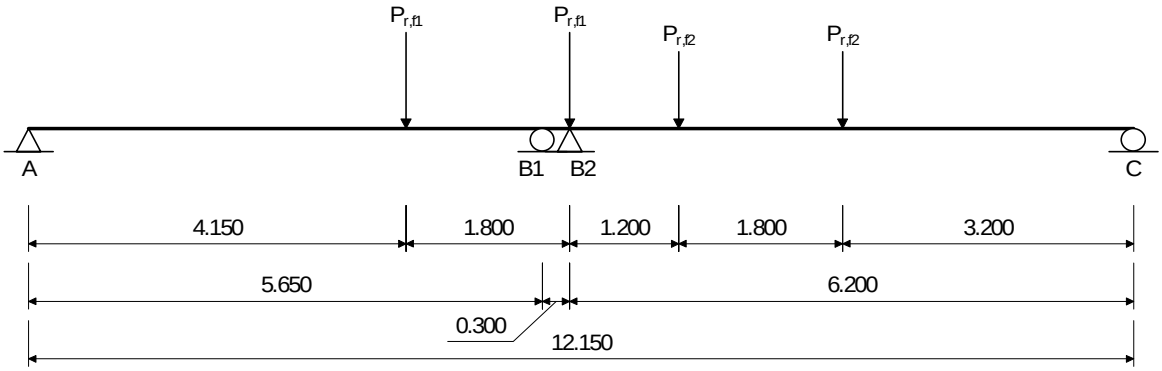
R_{B2} = (31.200 x 6.200 + 23.400 x 5.000 + 23.400 x 3.200) / 6.200

= 62.148 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 39.897 x 1.00 = 39.897 kN

P_{f2} = 62.148 x 1.00 = 62.148 kN

② 1.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.150) / 5.650

= 91.667 kN

R_{B2} = (124.800 x 6.200 + 93.600 x 5.000 + 93.600 x 3.200) / 6.200

= 248.594 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 91.667 x 1.00 = 91.667 kN

P_{r2} = 248.594 x 1.00 = 248.594 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.150) / 5.650

= 22.917 kN

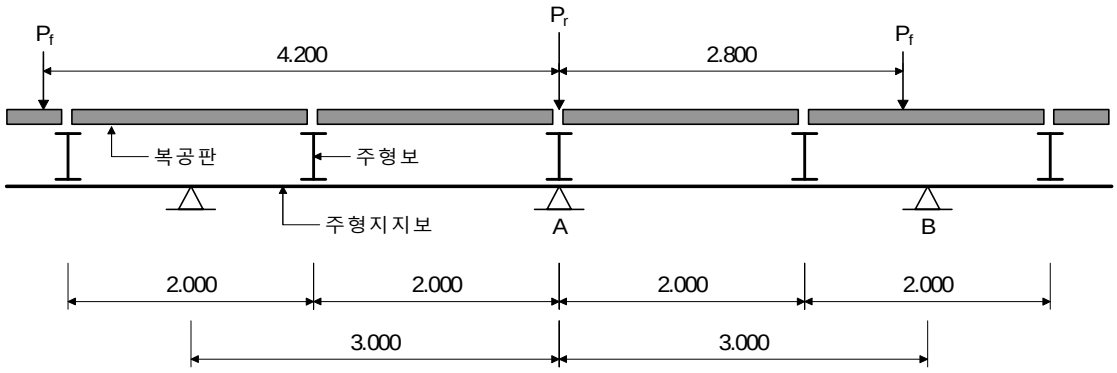
R_{B2} = (31.200 x 6.200 + 23.400 x 5.000 + 23.400 x 3.200) / 6.200

= 62.148 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 22.917 x 1.00 = 22.917 kN

P_{f2} = 62.148 x 1.00 = 62.148 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (159.589 x 3.000 + 39.897 x 0.200) / 3.000

= 162.249 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

$P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} \times 3.00 / 2.00$

$= 162.249 + 16.523 \times 3.00 / 2.00 = 187.033$ kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

$R_2 = (248.594 \times 3.000 + 62.148 \times 0.200) / 3.000$

$= 252.737$ kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

$P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} \times 3.00 / 2.00$

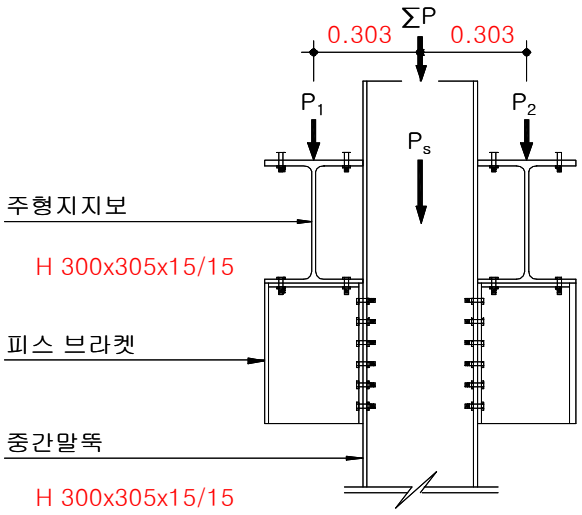
$= 252.737 + 18.090 \times 3.00 / 2.00 = 279.871$ kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P = P_1 + P_2 + P_s$

$= 187.033 + 279.871 + 119.481 = 586.386$ kN

9.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , $f_c = \sum P / A = 586.386 \times 1000 / 13480 = 43.500$ MPa

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 84.661 \times 1000000 / 1440000 = 58.792$ MPa

여기서, $M_{max} = P_2 \times e = 279.871 \times 0.303 = 84.661$ kN·m

나. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65\,\Phi^2 + 0.13\,\Phi + 1.0$

= 2.008

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (102.293 - -15.292) / 102.293$

= 1.149

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 2500 / 126

19.841 ---> Lx/Rx ≤ 20 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

$f_{cax} = f_{cagx} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 189.000 MPa

L_y / R_y = 2500 / 72.6

34.435 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 - 0.84 x (34.435 - 20))

= 172.630 MPa

$f_{cay} = f_{cagy} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

= 172.630 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 172.630 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 - 2.4 x (8.197 - 4.5))

= 177.023 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 177.023 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (19.841)^2

= 4115.059 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 172.630 MPa > f_c = 43.500 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 177.023 MPa > f_b = 58.792 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{43.500}{172.630} + \frac{58.792}{177.023 \times (1 - (43.500 / 4115.059))}$$

$$= 0.588 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 43.500 + \frac{58.792}{1 - (43.500 / 4115.059)}$$

$$= 102.921 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.588 , 0.545)

= 0.588 < 1.0 ---> O.K

9.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 586.39 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , Q_u = $25 \cdot N \cdot A_p + 0.2 \cdot N_s \cdot U \cdot L_s + 0.5 \cdot N_c \cdot U \cdot L_c$(선굴착 최종경타 공법)

여기서,
- N(선단의 N치) = 50
- N_s(선단까지의 모래층 N치 평균값) = 20
- N_c(선단까지의 점토층 N치 평균값) = 0
- L_s(모래층 중의 길이) = 16.466 m
- L_c(점토층 중의 길이) = 0.000 m
- A_p(H-Pile 단면적) = 0.0915 m^2
- U(파일의 둘레길이) = 1.210 m

= 25 x 50 x 0.0915 + 0.2 x 20 x 1.210 x ###

+ 0.5 x 0 x 1.210 x 0.000

= 194.070 tonf

= 1903.18 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 1903.18 / 2.0

= 951.590 kN

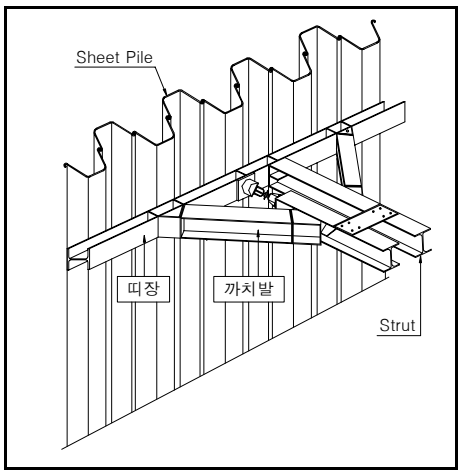
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

10. Sheet 설계

10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 16.47m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY390(SY40)
Sheet Pile Size	U:SP-IV
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	235.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	125.0
총단면적(A, mm^2)	24250.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	13180.0
$I_x(mm^4)$	386000000.0
$Z_x(mm^3)$	2270000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 264.342 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS9 : 굴착 9.011 m)
= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭
= 264.342 (kN·m/m) × 1.00 m = 264.342 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 246.839 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS9 : 굴착 9.011 m)
= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭
= 246.839 (kN/m) × 1.00 m = 246.839 kN

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

P_{max} = 주형보 반력 + 자중 및 작업하중 + 지보재 수직분력
= 148.502 kN/m + 32.034 kN/m + 0.000 kN/m
= 180.536 kN/m
= 단위폭당 최대 연직하중 × 단위폭
= 180.536 (kN/m) × 1.00 m = 180.536 kN

다. 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

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수
= (1.5 × 235.0) × 0.9 = 317.25 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수
= (1.5 × 125.0) × 0.9 = 168.75 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{max}}{A}$$

$$= \frac{264.342 \times 10^{6}}{0.6 \times 2270000.00} + \frac{180.536 \times 10^{3}}{24250.0} = 201.529 \text{ MPa}$$

$f_b < f_{ba}' = 317.25$ MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{246.839 \times 10^{3}}{13180.00} = 18.728 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_a' = 168.75$ MPa ---> O.K

11. 탄소성 입력 데이터

11.1 해석종류 : 탄소성보법

11.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

11.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 25.2 m, 굴착폭 = 6.35 m, 최대굴착깊이 = 9.466 m, 전모델높이 = 40 m

11.4 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	6.04	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(모래)	9.31	18.00	19.00	0.00	28.00	6	-	20000.00
3	퇴적층(자갈)	19.31	20.00	21.00	0.00	35.00	50	-	32000.00
4	풍화토	25.33	20.00	21.00	21.00	29.00	35	-	31000.00
5	풍화암	26.24	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
7	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	5	9000.00	12000.00

11.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-IV	SY390(SY40)	16.466	1

11.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.45	2	6.35	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x9	SS400	2.011	3	6.35	50	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x9	SS400	4.011	3	6.35	50	1
4	H형강버팀보-3단	H 300x305x15/15	SS400	6.511	3	6.35	50	1
5	H형강버팀보-4단	H 300x305x15/15	SS400	8.511	3	6.35	50	1

11.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브	3.873	0	5.35	C27	0.7	-
2	기초	9.066	0	5.35	C27	0.8	-
3	벽체	5.35	3.523	9.466	C27	0.9	뒤채움

11.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

11.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 4.8 m, 수위차 = 9.466 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	0.95	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	2.51	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	4.51	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	7.01	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	H형강버팀보-3단		-	-	-	-	X	X
9	9.01	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	H형강버팀보-4단		-	-	-	-	X	X
11	9.47	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	-	-	8.584	-	-	-	X	X
13	-	-	-	6.105	-	-	-	X	X
14	-	-	-	4.741	-	-	-	X	X
15	-		강관버팀보-2단	-	-	-	-	X	X
16	-	-	-	3.523	-	-	-	X	X

12. 해석 결과
12.1 전산 해석결과 집계

12.1.1 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 0.95 m	0.95	7.40	6.1	-5.42	4.0	7.45	5.2	-5.25	10.0
CS2 : 생성 주형보	0.95	7.40	6.1	-5.42	4.0	7.45	5.2	-5.25	10.0
CS3 : 굴착 2.511 m	2.51	12.95	3.5	-26.66	0.5	33.02	2.5	-9.93	10.0
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.51	8.76	6.1	-19.47	2.0	21.58	2.8	-9.81	10.0
CS5 : 굴착 4.511 m	4.51	42.17	6.5	-96.83	2.0	87.74	4.7	-53.30	2.0
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.51	37.90	6.5	-84.73	2.0	76.85	4.7	-43.18	2.0
CS7 : 굴착 7.011 m	7.01	115.17	9.5	-207.77	4.0	211.05	7.0	-133.38	4.0
CS8 : 생성 H형강버팀보-3단	7.01	111.19	9.5	-195.65	4.0	196.84	7.0	-119.38	4.0
CS9 : 굴착 9.011 m	9.01	113.36	12.0	-246.84	6.5	264.34	9.0	-125.00	4.0
CS10 : 생성 H형강버팀보-4단	9.01	110.65	12.0	-233.40	6.5	252.35	9.0	-124.36	4.0
CS11 : 굴착 9.466 m	9.47	102.95	12.5	-205.56	6.5	237.33	9.5	-121.19	4.0
CS12 : 해체1	9.47	102.96	12.5	-205.55	6.5	237.37	9.5	-121.19	4.0
CS13 : 해체2	9.47	102.96	12.5	-205.55	6.5	237.37	9.5	-121.19	4.0
CS14 : 해체3	9.47	102.96	12.5	-205.55	6.5	237.37	9.5	-121.19	4.0
CS15 : 해체4	9.47	103.40	12.5	-225.42	6.5	239.74	9.5	-114.55	2.0
CS16 : 해체5	9.47	103.40	12.5	-225.42	6.5	239.74	9.5	-114.55	2.0
TOTAL		115.17	9.5	-246.84	6.5	264.34	9.0	-133.38	4.0

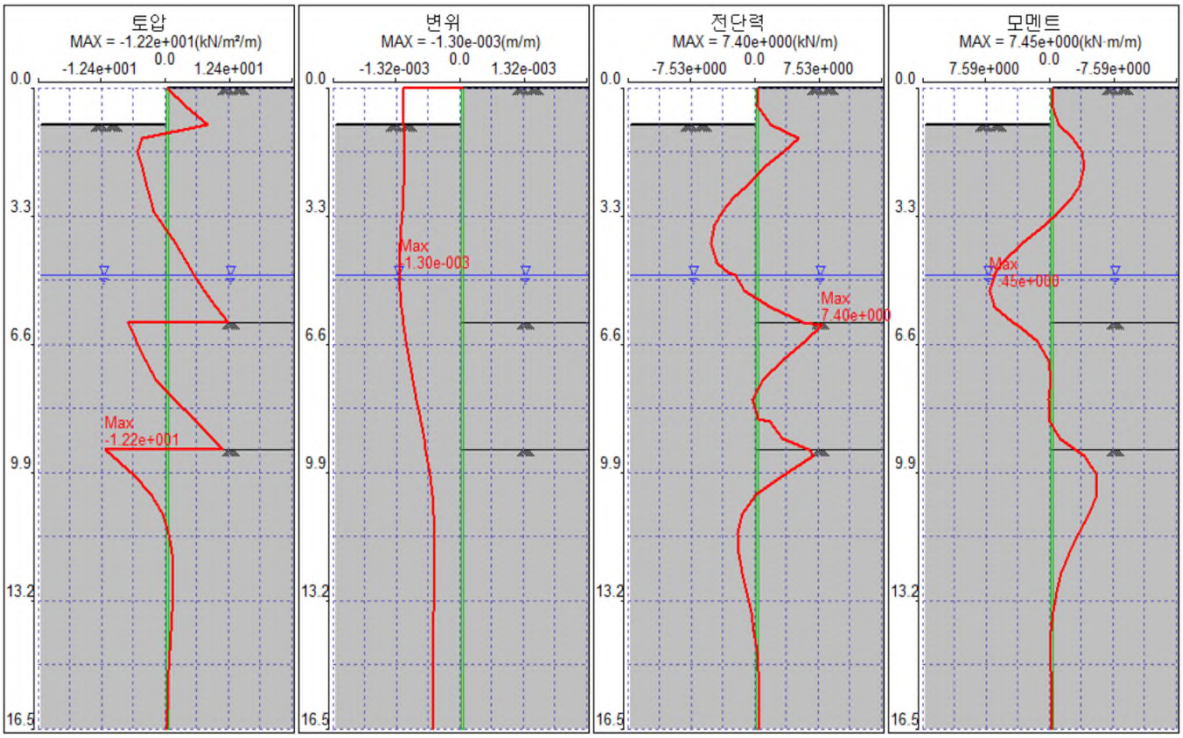
12.1.2 지보재 반력 집계

* 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.

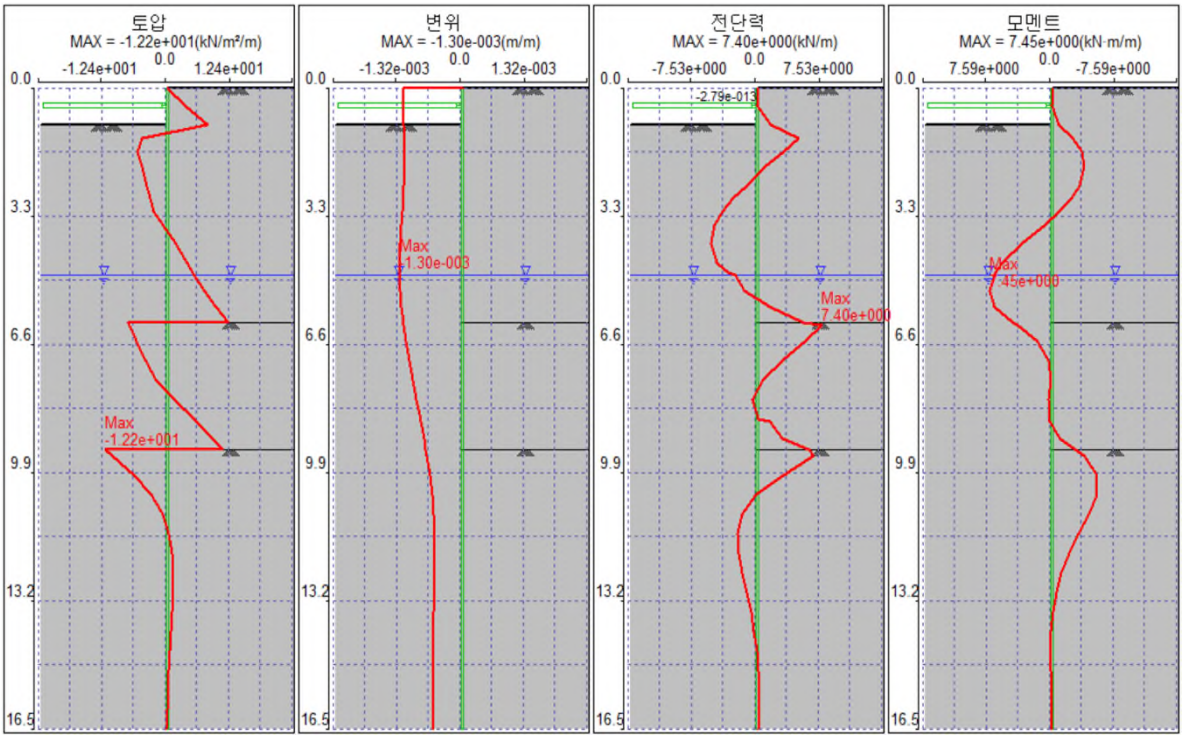
시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단	H형강버팀보-3단	H형강버팀보-4단
		0.45 (m)	2.011 (m)	4.011 (m)	6.511 (m)	8.511 (m)
CS1 : 굴착 0.95 m	0.95	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보	0.95	0.00	-	-	-	-
CS3 : 굴착 2.511 m	2.51	26.64	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.51	17.05	16.67	-	-	-
CS5 : 굴착 4.511 m	4.51	-27.39	138.45	-	-	-
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.51	-20.91	119.87	16.67	-	-
CS7 : 굴착 7.011 m	7.01	-47.08	67.84	258.03	-	-
CS8 : 생성 H형강버팀보-3단	7.01	-45.17	71.44	240.40	16.67	-
CS9 : 굴착 9.011 m	9.01	-37.29	54.64	159.94	282.51	-
CS10 : 생성 H형강버팀보-4단	9.01	-37.73	55.72	164.38	263.97	16.67
CS11 : 굴착 9.466 m	9.47	-37.10	56.19	158.44	241.00	104.43
CS12 : 해체1	9.47	-37.10	56.19	158.44	240.98	104.39
CS13 : 해체2	9.47	-37.10	56.19	158.44	240.98	104.39
CS14 : 해체3	9.47	-37.10	56.19	158.44	240.98	104.39
CS15 : 해체4	9.47	-66.61	166.90	-	319.15	98.42
CS16 : 해체5	9.47	-66.61	166.90	-	319.14	98.42
TOTAL		66.61	166.90	258.03	319.15	104.43

12.2 시공단계별 단면력도

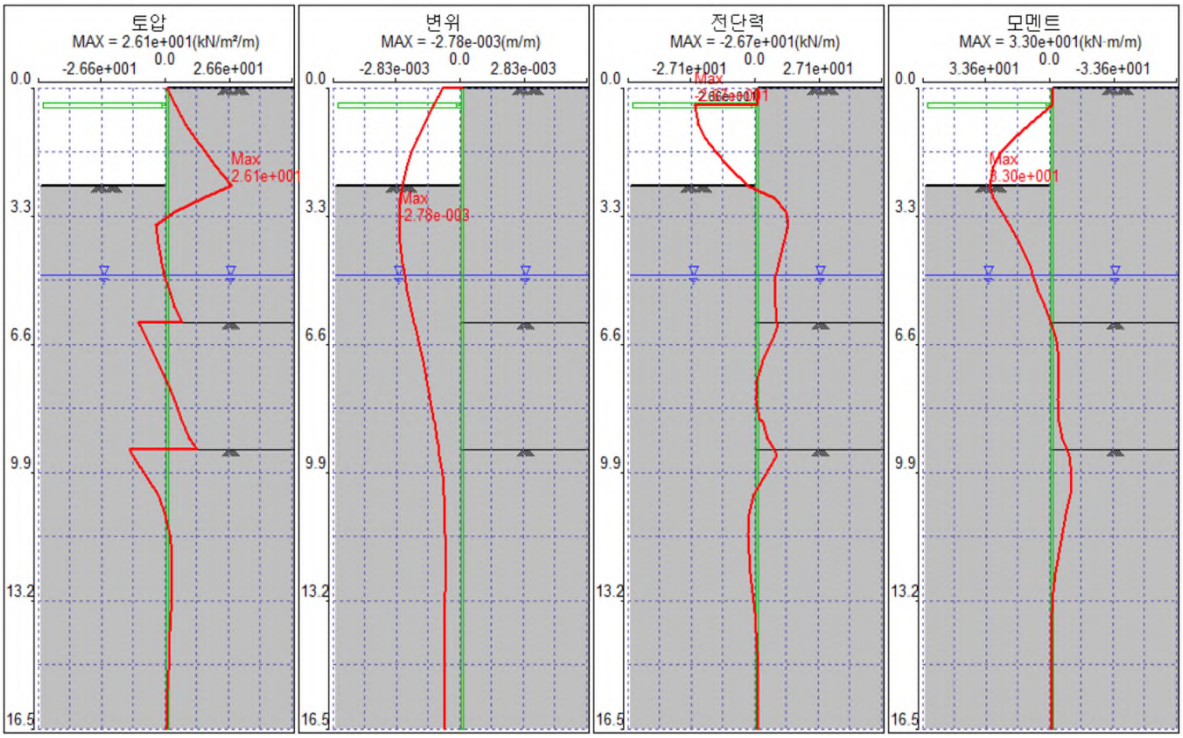
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 0.95 m]



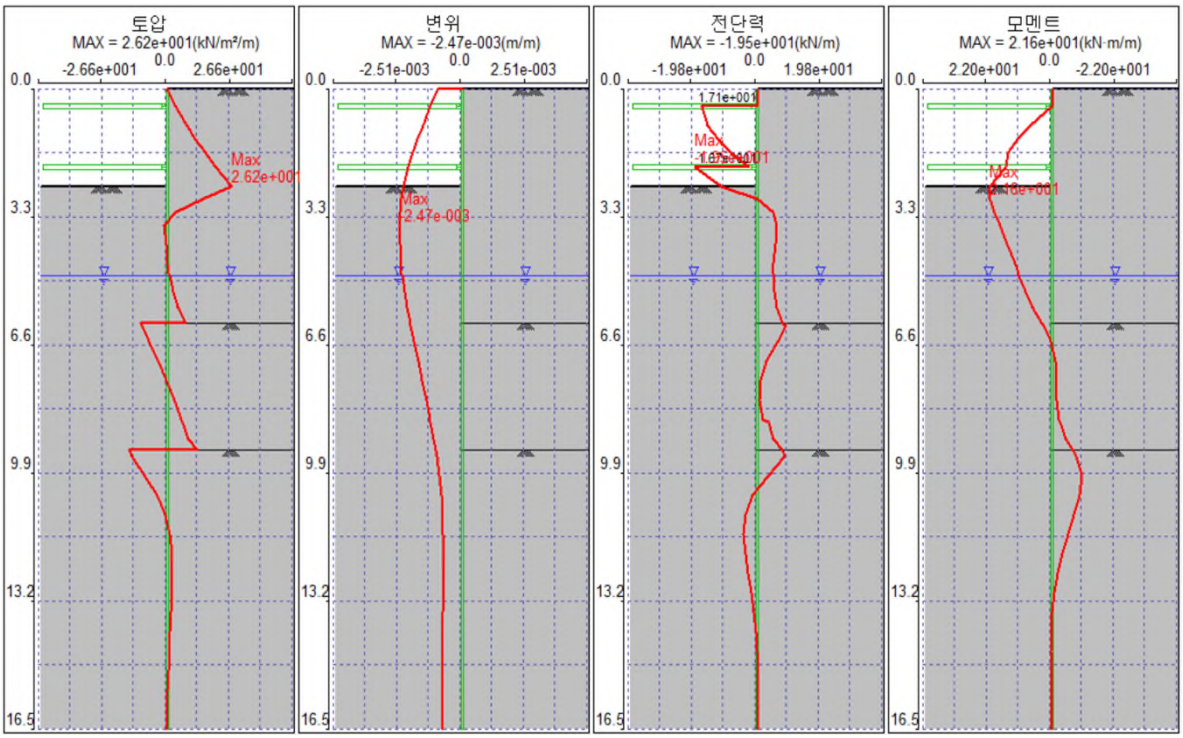
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



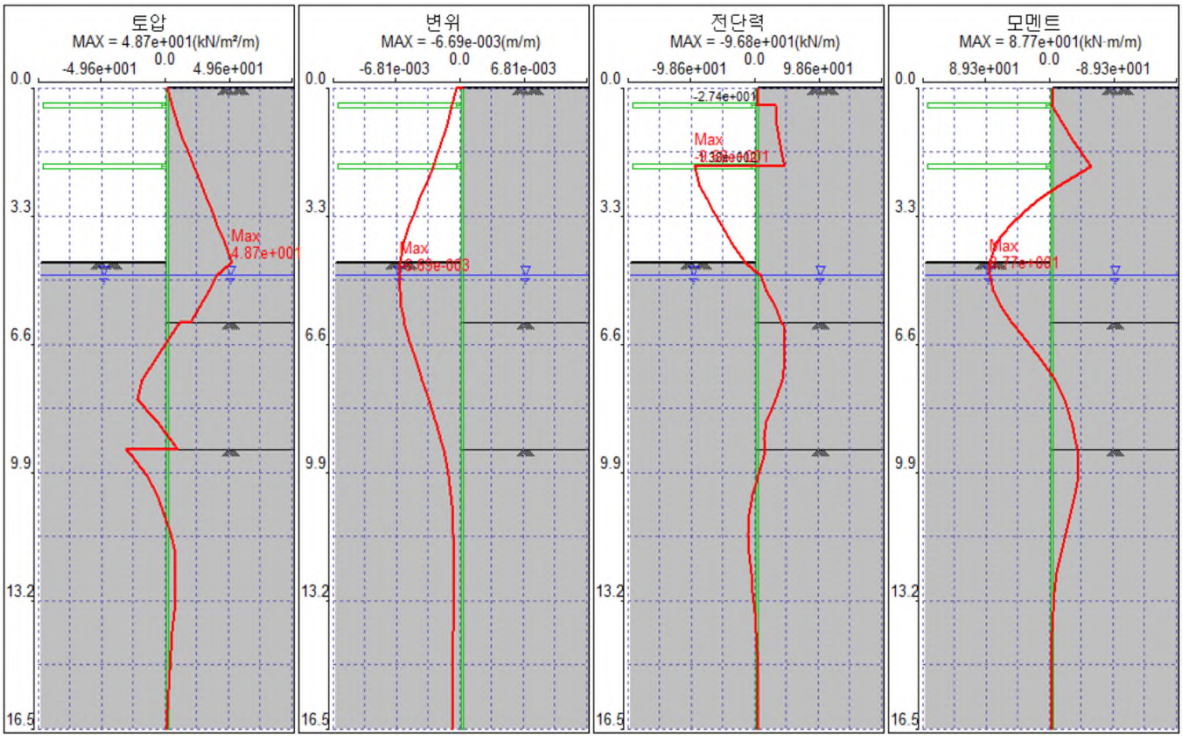
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 2.511 m]



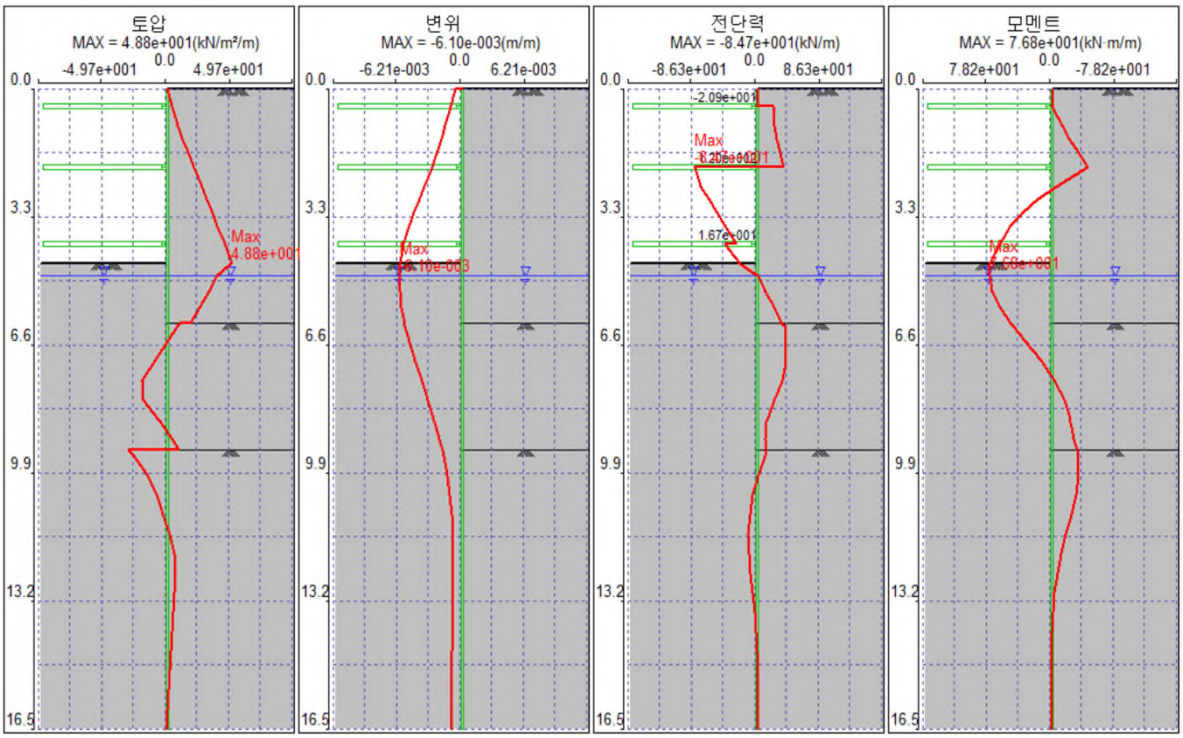
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



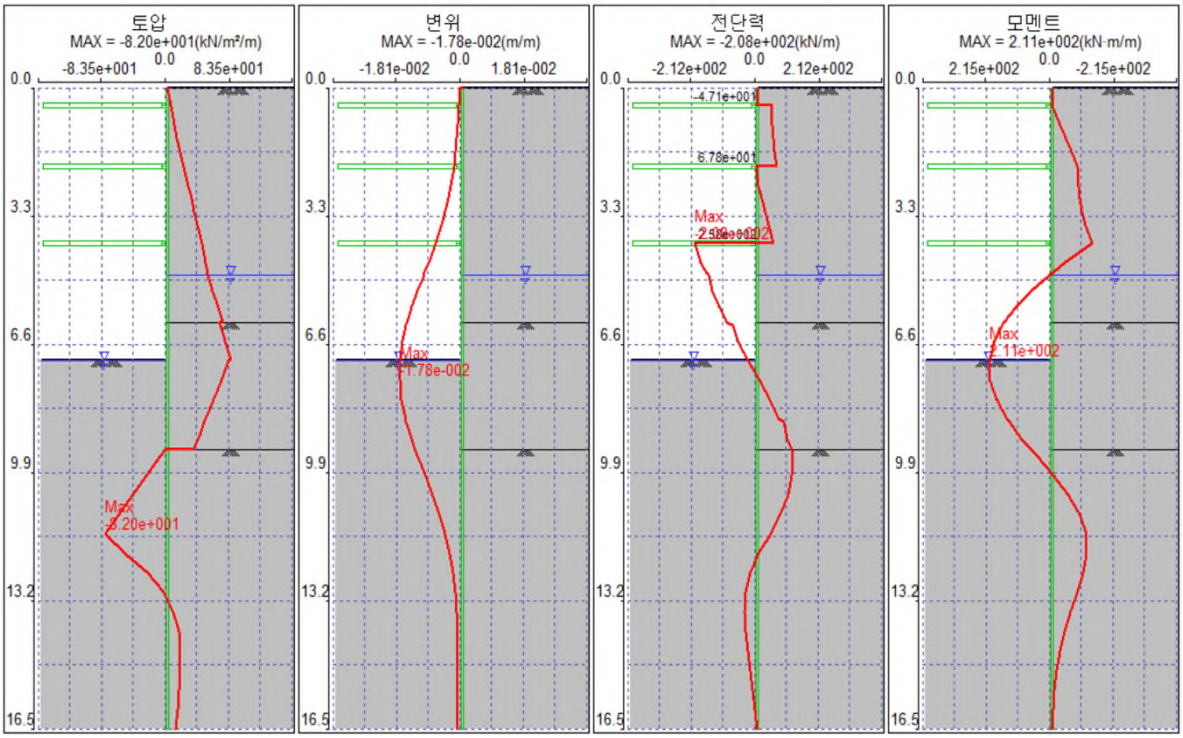
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 4.511 m]



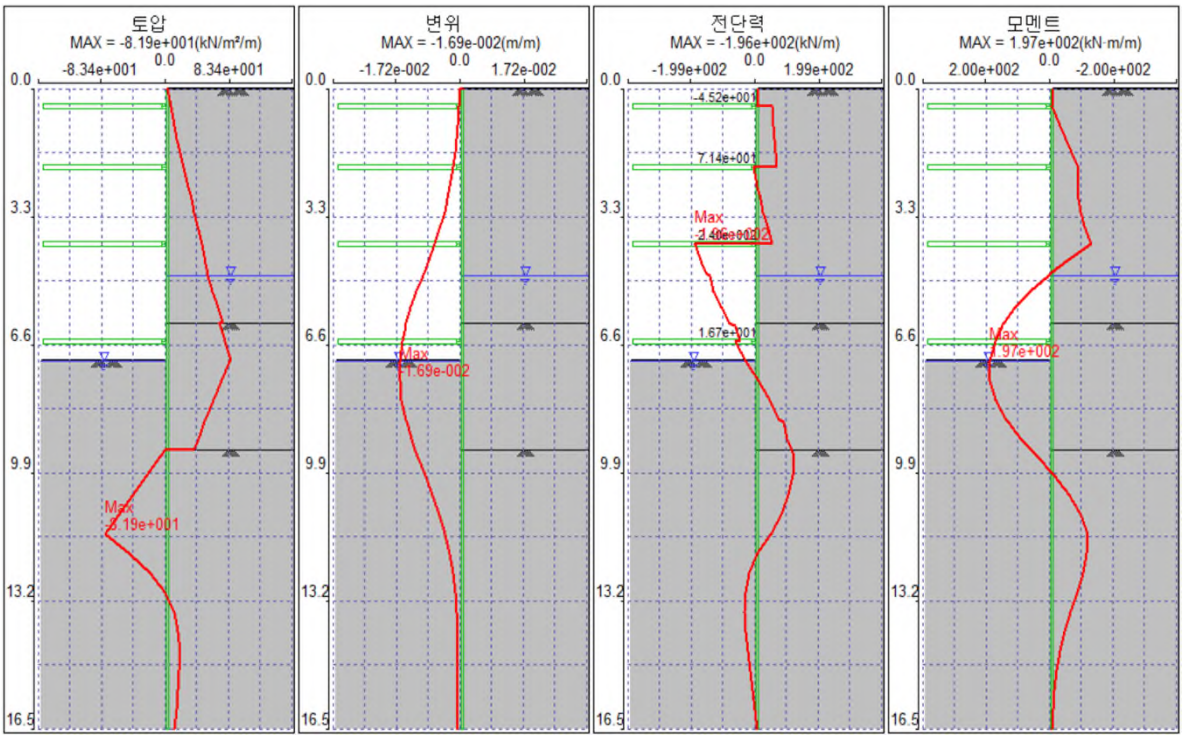
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



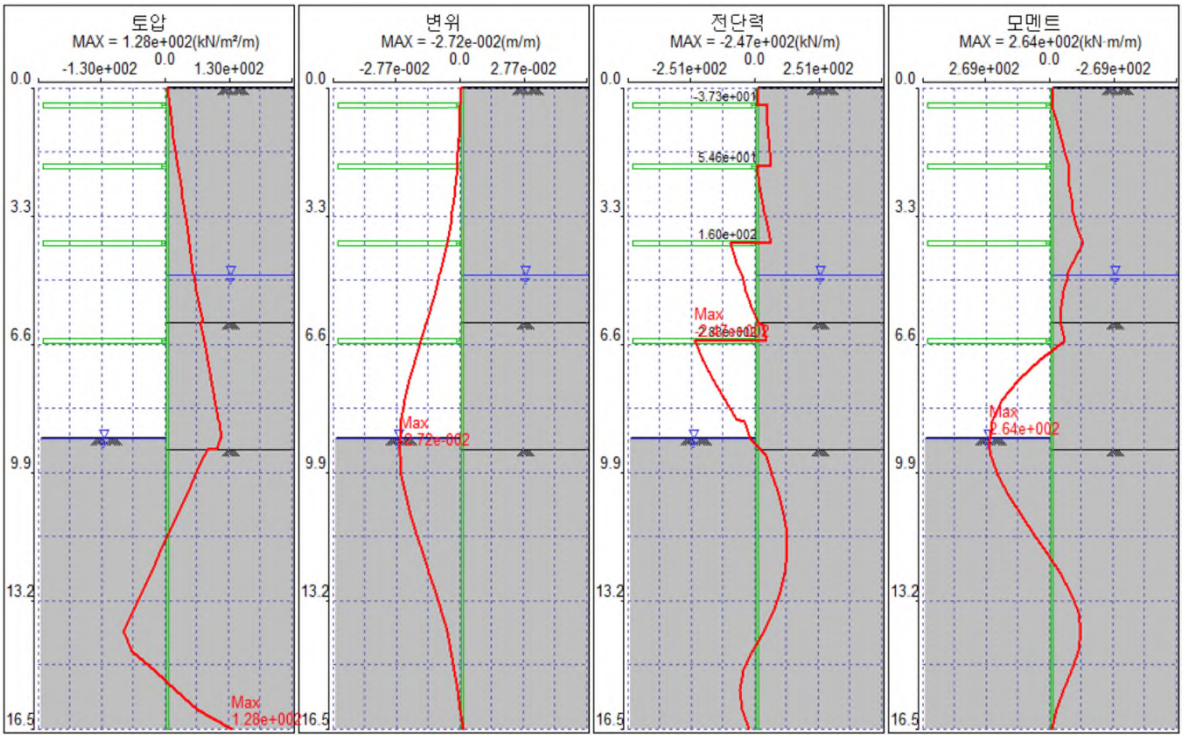
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 7.011 m]



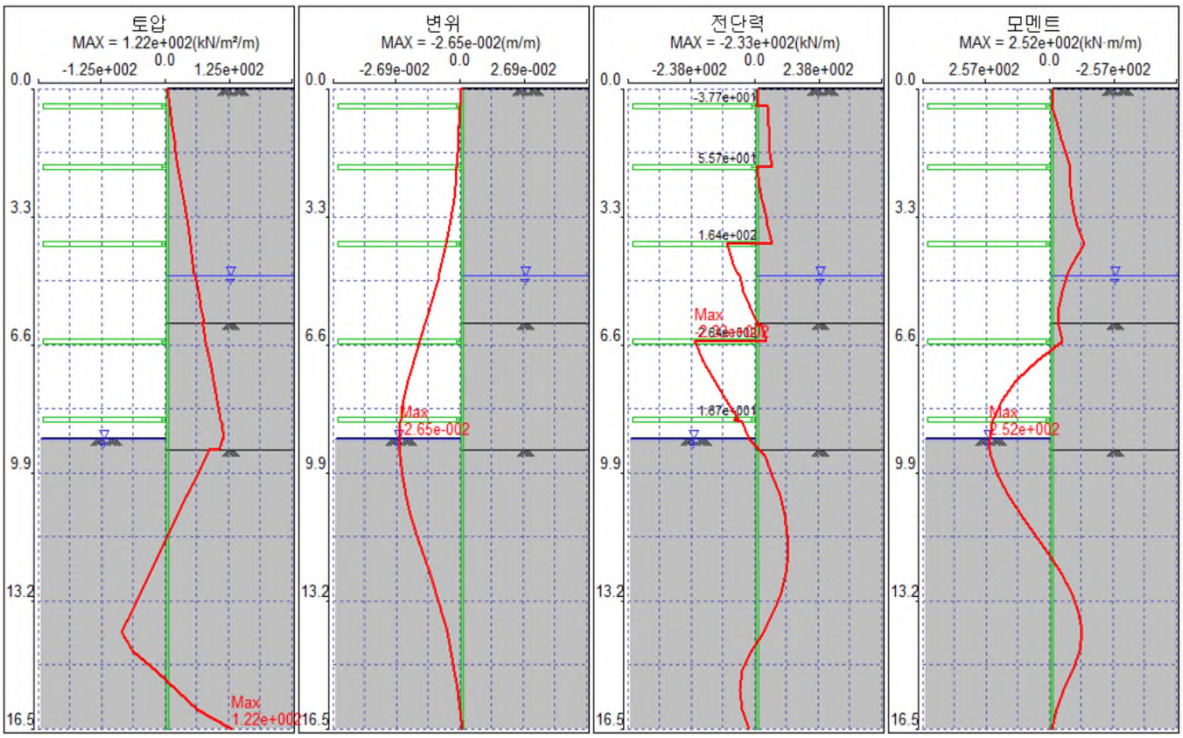
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 H형강버팀보-3단]



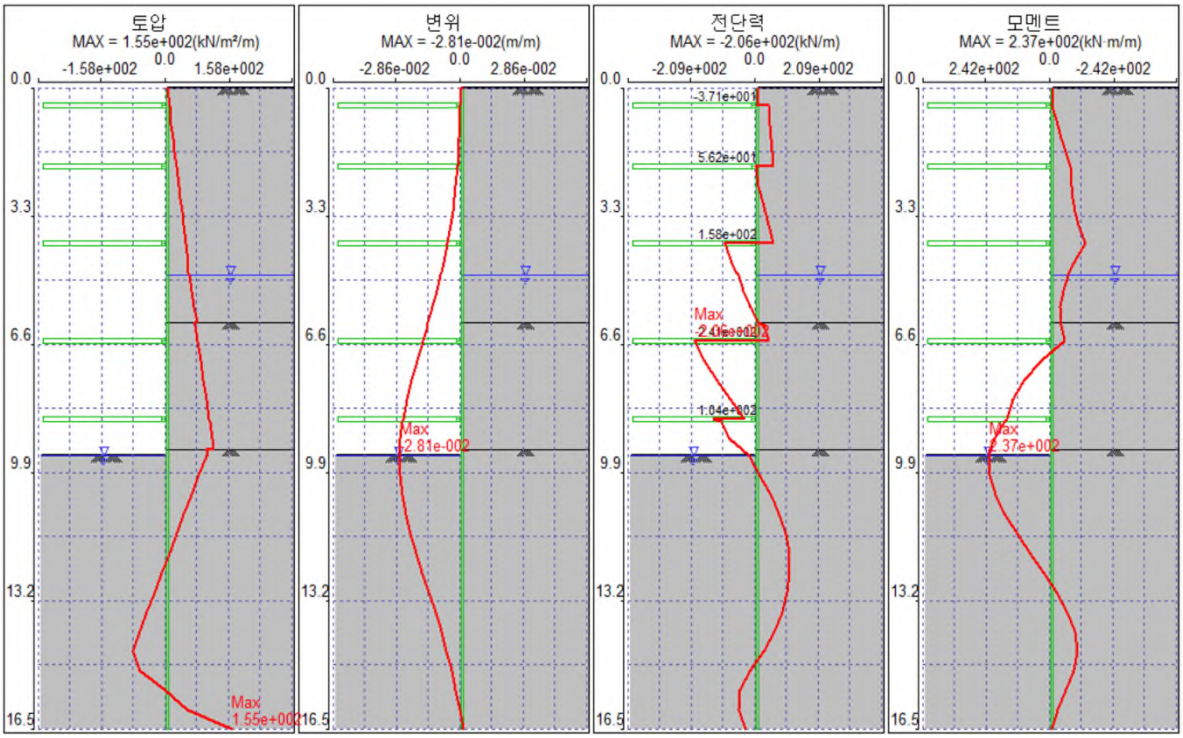
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 9.011 m]



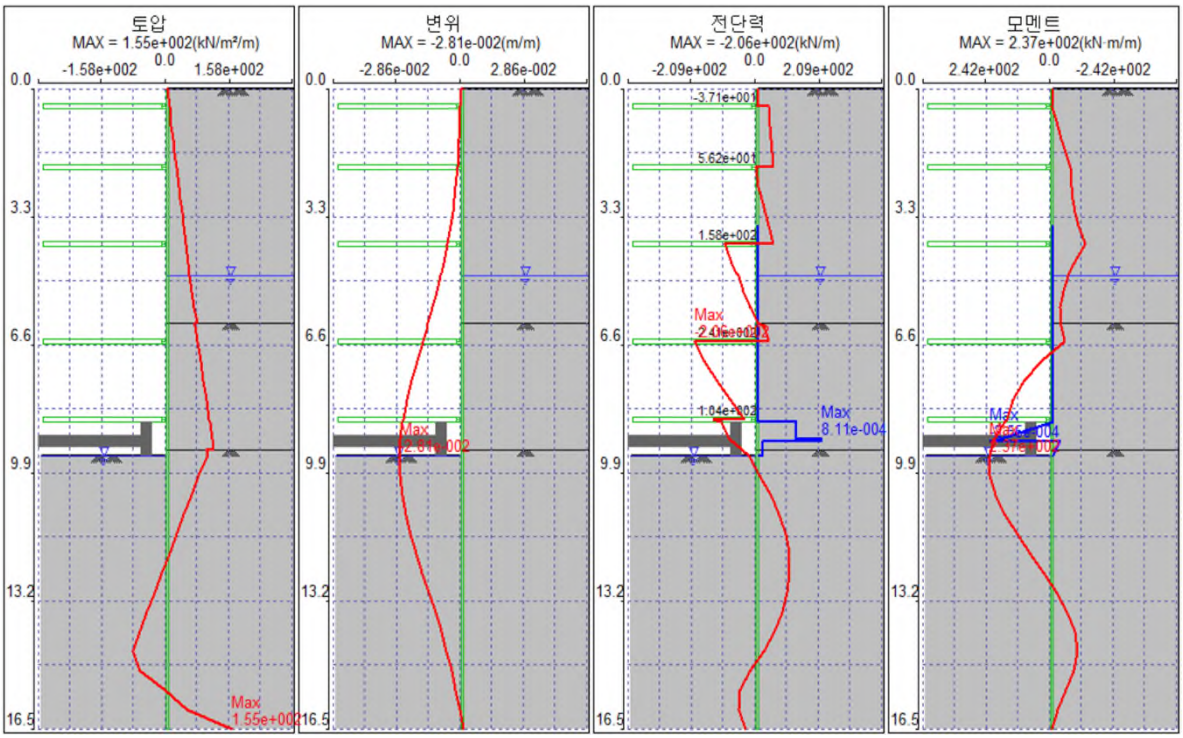
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 H형강버팀보-4단]



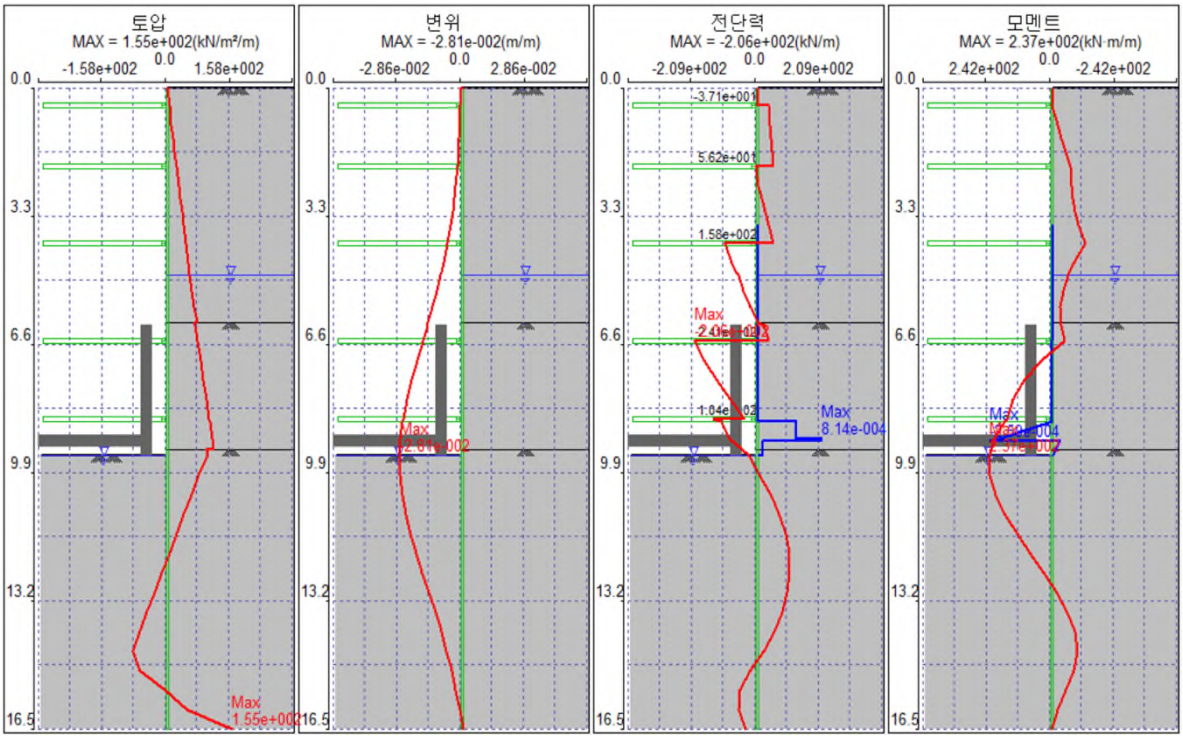
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 9.466 m]



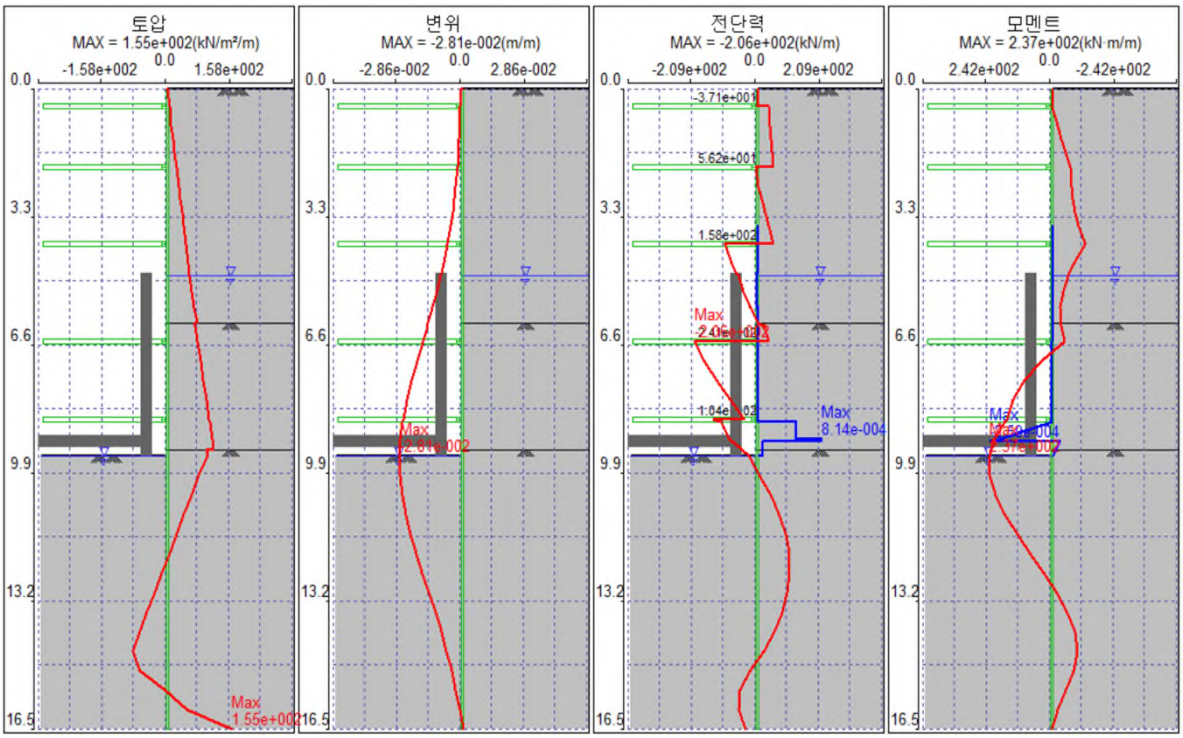
12) 시공 12 단계 [CS12 : 해체1]



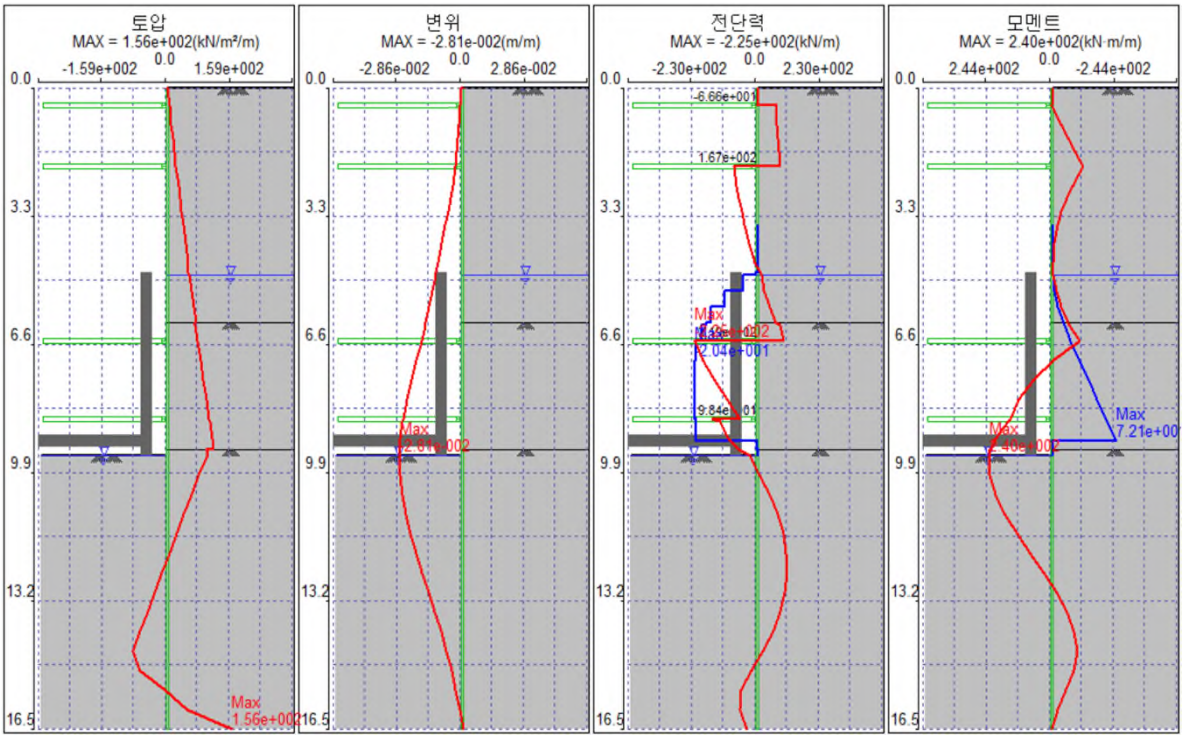
13) 시공 13 단계 [CS13 : 해체2]



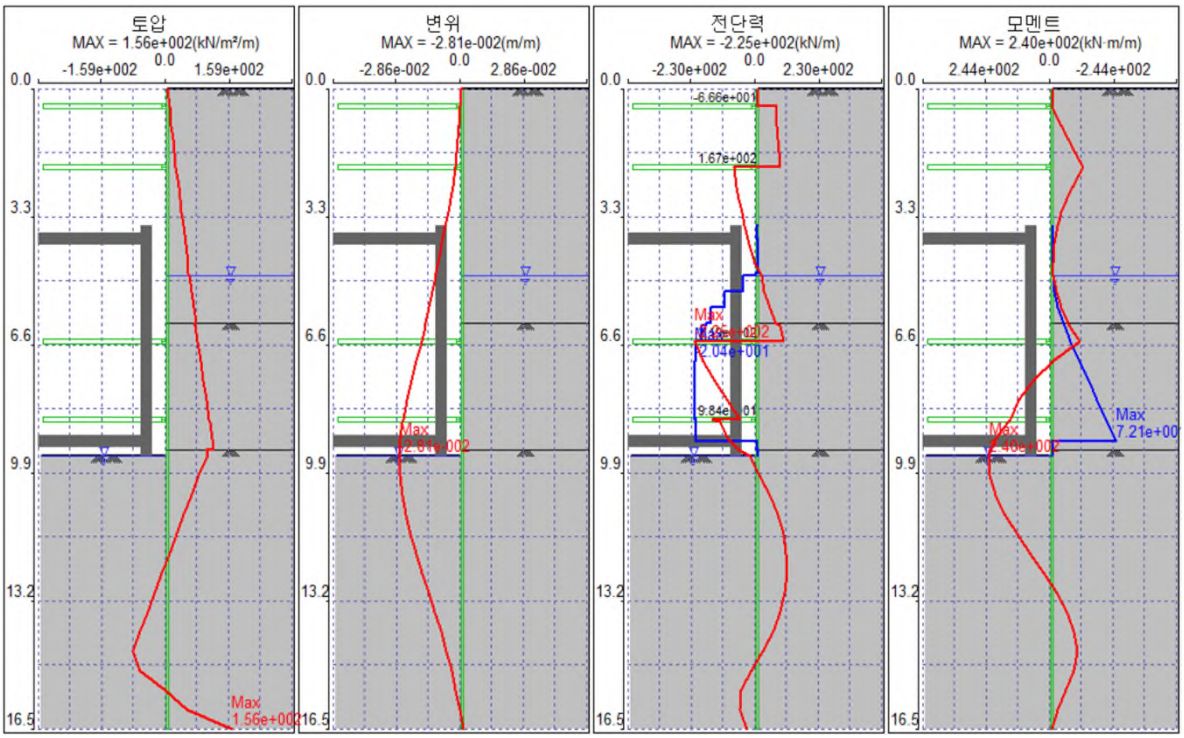
14) 시공 14 단계 [CS14 : 해체3]



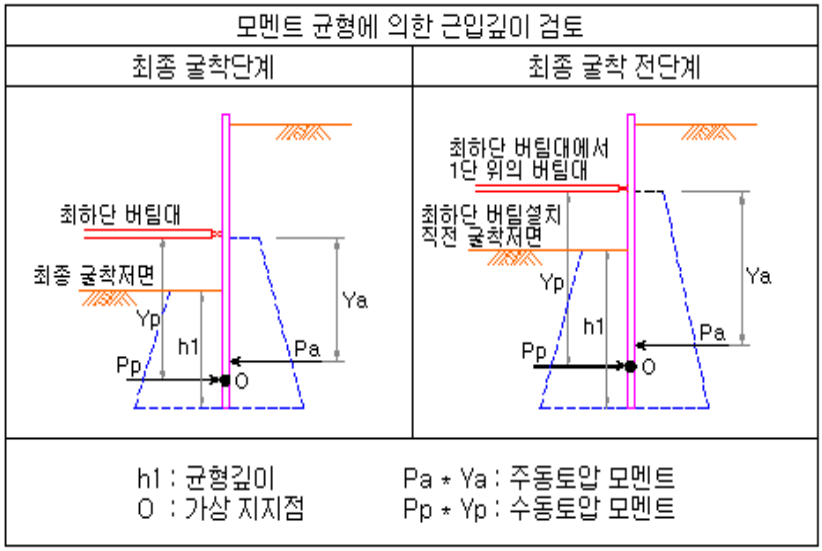
15) 시공 15 단계 [CS15 : 해체4]



16) 시공 16 단계 [CS16 : 해체5]



12.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	4.500	7.000	4997.578	6969.539	1.395	1.200	OK
최종 굴착 전단계	5.012	7.455	7444.869	10400.435	1.397	1.200	OK

12.3.1 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 -8.511 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 103.147 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.477 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1025.993 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 4.823 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (103.147 x 0.477) + (1025.993 x 4.823) = 4997.578 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1239.501 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 5.623 m

Mp = (Pp x Yp) = (1239.501 x 5.623) = 6969.539 kN · m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 6969.539 / 4997.578 = 1.395

S.F. = 1.395 > 1.2 ... OK

12.3.2. 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 -6.511 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 232.962 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.332 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1075.322 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 6.635 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (232.962 x 1.332) + (1075.322 x 6.635) = 7444.869 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1389.327 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 7.486 m

Mp = (Pp x Yp) = (1389.327 x 7.486) = 10400.435 kN·m

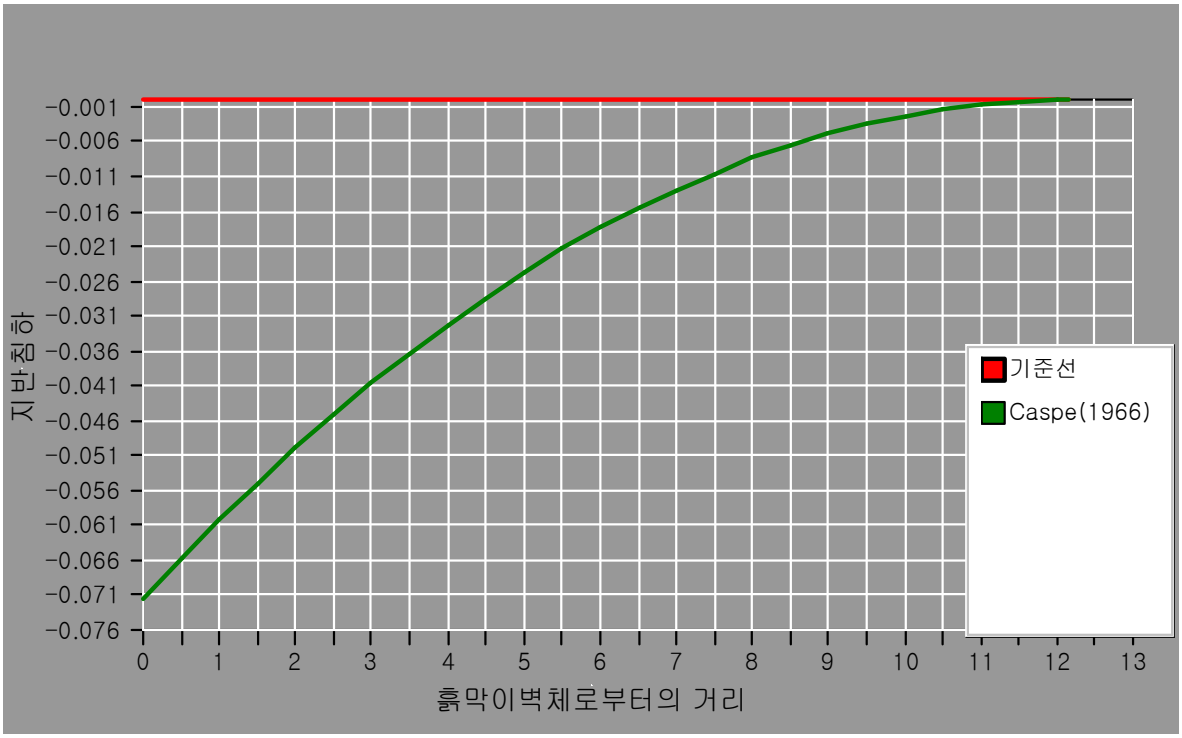
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 10400.435 / 7444.869 = 1.397

S.F. = 1.397 > 1.2 ... OK

12.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



12.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.218 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 12.7 m, Hw = 9.466 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 26.84 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ /2)

Hp = 0.5 x 12.7 x tan(45 + 26.84/2) = 10.33 m

Ht = Hp + Hw = 10.33 + 9.466 = 19.796 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ /2)

D = 19.796 x tan(45-26.84/2) = 12.169 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.218 / 12.169 = -0.072 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.072 x ((12.169 - Xi) / 12.169)^2

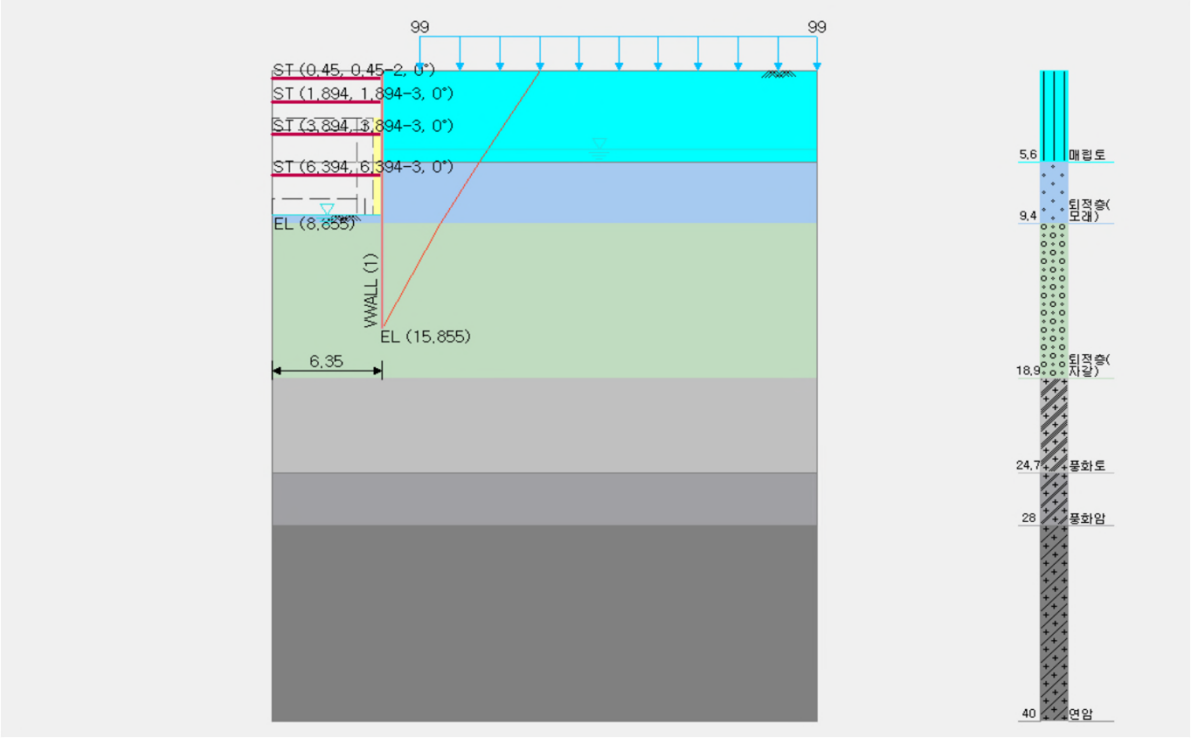
변 경

12. RAMP-C(STA.0+728.000~745.000)

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 (H형강버팀보-3단)
8.띠장 설계
  8.1 주형보 띠장 설계
  8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계
  8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계
  8.4 H형강버팀보-3단 띠장 설계
9.중간말뚝 설계
10. Sheet 설계
  10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 15.86m)
11.전산 입력 정보
12.해석결과

1.표준단면


99
99
ST (0.45, 0.45-2, 0°)
ST (1.894, 1.894-3, 0°)
ST (3.894, 3.894-3, 0°)
ST (6.394, 6.394-3, 0°)
EL (8.855)
WALL (1)
EL (15.855)
6.35
5.6
매립토
9.4
퇴적층(모래)
18.9
퇴적층(자갈)
24.7
풍화토
28
풍화암
40
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-B:750x1990x200	-	휨응력	199.674	210.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	12.878	120.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	66.065	176.580	O.K	처짐	O.K
		전단응력	35.041	108.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	87.889	171.180	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	71.682	108.000	O.K		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	103.487	182.334	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	73.590	108.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.45	휨응력	4.375	135.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	11.198	104.707	O.K		
		전단응력	1.873	108.000	O.K		
H형강버팀보-3단 H 300x305x15/15	6.39	휨응력	17.227	136.655	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	92.045	113.275	O.K		
		전단응력	3.889	108.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x9	1.89	휨응력	23.078	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	55.028	160.428	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.825	106.692	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x9	3.89	휨응력	23.078	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	79.774	160.428	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.825	106.692	O.K		

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
주형보 H 300x305x15/15	0.45	휨응력	23.029	182.334	O.K	
		전단응력	19.106	108.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 300x305x15/15	1.89	휨응력	119.784	171.711	O.K	
		전단응력	66.251	108.000	O.K	
강관버팀보-2단 H 440x300x11/18	3.89	휨응력	105.388	171.180	O.K	
		전단응력	94.068	108.000	O.K	
H형강버팀보-3단 H 440x300x11/18	6.39	휨응력	152.140	171.180	O.K	WEB보강,14.0mm*2
		전단응력	38.302	108.000	O.K	

2.6 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	58.792	177.023	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	41.413	172.630	O.K	지지력	O.K

2.7 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
흙막이벽(우) J:SP-IV(SY390(SY40)	0.00 ~ 15.86	휨응력	200.273	317.250	O.K	
		전단응력	20.641	168.750	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관)로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.40m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		H 300x305x15/15	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	3.00	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-B:750x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 440x300x11/18(SS400)	-	
	H 300x305x15/15(SS400)	-	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x9(SS400)	3.00m	
띠장	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(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	315	390
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 20$ 210	$0 < \ell/r \le 15$ 285	$0 < \ell/r \le 14$ 315	$0 < \ell/r \le 18$ 390
		$20 < \ell/r \le 93$ $210 - 1.3(\ell/r - 20)$	$15 < \ell/r \le 80$ $285 - 2.0(\ell/r - 15)$	$14 < \ell/r \le 76$ $315 - 2.3(\ell/r - 14)$	$18 < \ell/r \le 67$ $390 - 3.3(\ell/r - 18)$
		$93 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$76 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,500+(\ell/r)^2}$	$67 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압 축 응 력	인장연 (순단면)	210	285	315	390
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.5$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.5$ 315	$\ell/b \le 5.0$ 390
		$4.5 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.6(\ell/b-4.5)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.7(\ell/b-4.0)$	$3.5 < \ell/b \le 27$ $315 - 6.6(\ell/b-3.5)$	$5.0 < \ell/b \le 25$ $390 - 9.9(\ell/b-4.5)$
전단응력 (총단면)		120	165	180	225
지압응력		315	420	465	585
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 압 축 응 력	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 210x1.5=315 260x1.5=390	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	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.5.0

나. 탄소성법

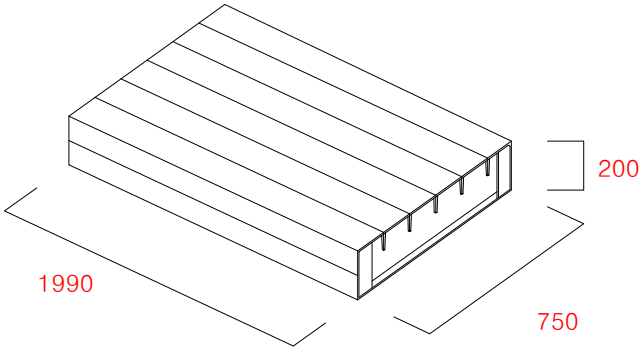
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64130000
A (mm^2)	13806
Z_x (mm^3)	443000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

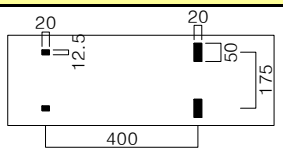
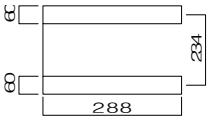
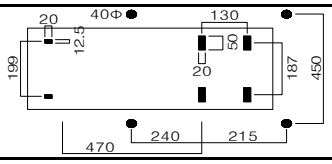
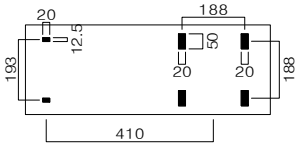
가. 고정하중

w_d = 2.800 × 1 / 1.990

= 1.407 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

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.407 \times \text{###}^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.455 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.407 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.800 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.455 × 1000000.000 / 443000 = 199.674 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.800 × 1000.000 / 13806 = 12.878 MPa

4.4 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	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 199.674 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 12.878 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.407 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 64130000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 64130000}$$

= 0.0213336 + 2.150

= 2.172 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

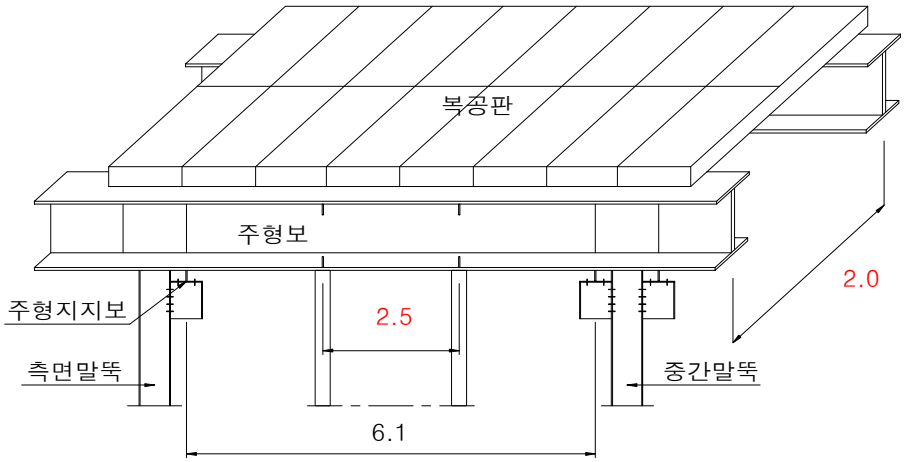
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 2.172 mm ---> O.K

5.주형보 설계

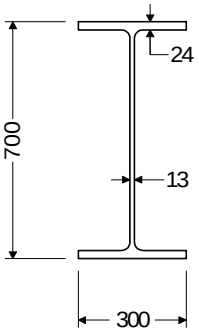
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 6.050 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1814.2
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 = 3.733 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.814 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.698 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.698 \times 6.050 \times 6.050 / 8 = 26.068$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.698 \times 6.050 / 2 = 17.235$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.050)

= 0.326 > 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

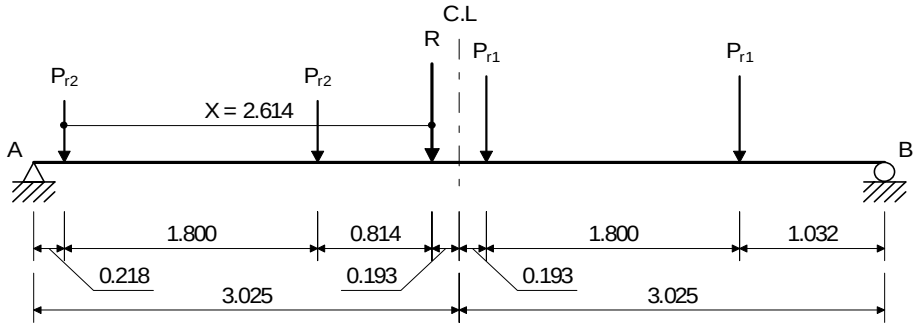
(3) 전륜하중

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 차선 재하시 (후륜하중)

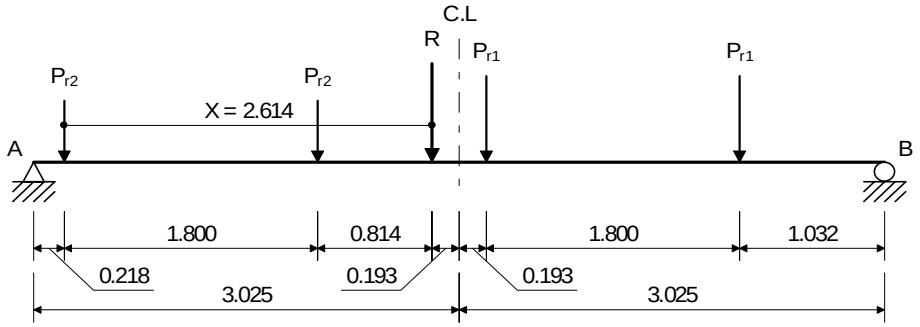


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

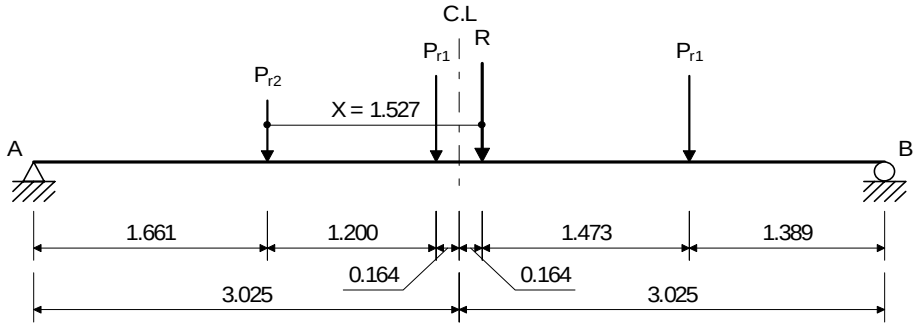
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 5.832 + Pr2 x 4.032 + Pr1 x 2.832 + Pr1 x 1.032) / L
= (93.600 x 5.832 + 93.600 x 4.032 + 124.800 x 2.832 + 124.800 x 1.032) / 6.050
= 232.324 kN

M_l = (Ra x 3.218 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (232.324 x 3.218 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 354.465 kN·m

② 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

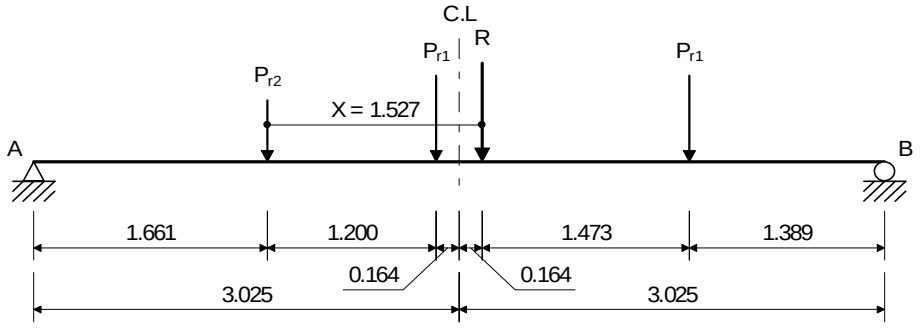


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

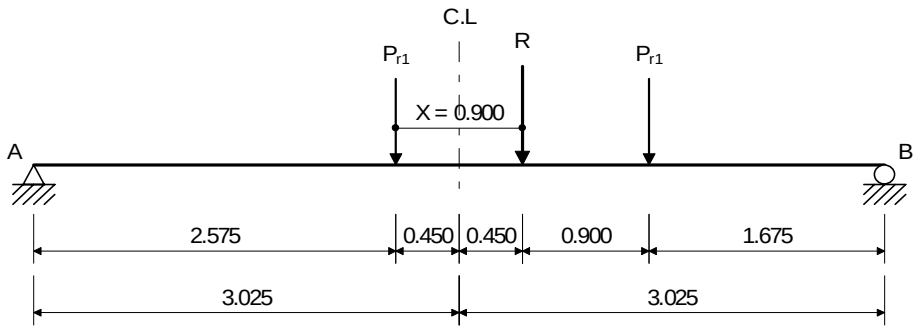
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 4.389 + Pr1 x 3.189 + Pr1 x 1.389) / L
= (93.600 x 4.389 + 124.800 x 3.189 + 124.800 x 1.389) / 6.050
= 162.317 kN

M_l = (Ra x 2.861 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (162.317 x 2.861 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 352.129 kN·m

③ 1 차선 재하시 (후륜하중)

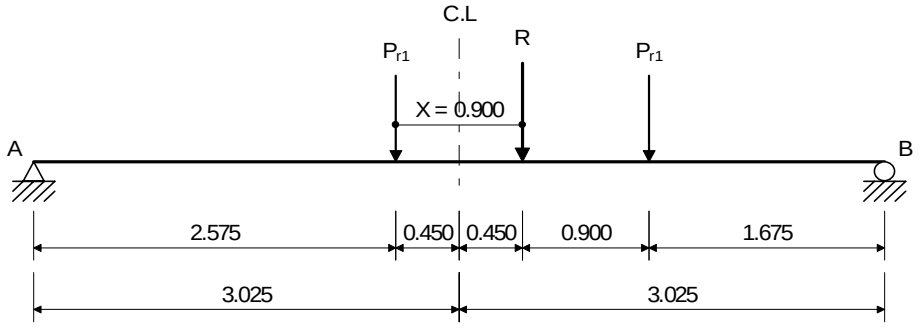


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 = 124.800 x 2
= 249.600 kN

X = (Pr1 x 1.800) / R
= (124.800 x 1.800) / 249.600
= 0.900 m

b. 최대 휨모멘트

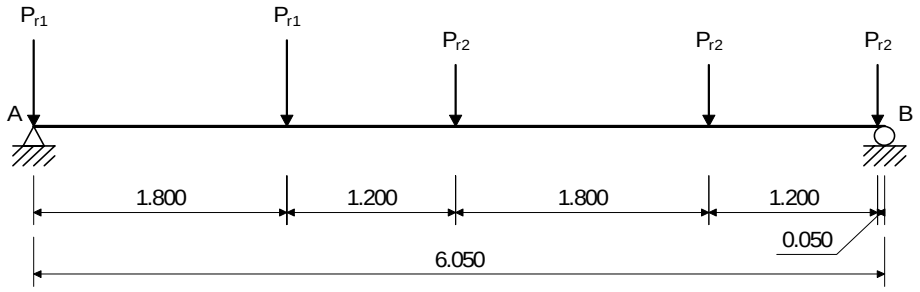


R_a = (Pr1 x 3.475 + Pr1 x 1.675) / L
= (124.800 x 3.475 + 124.800 x 1.675) / 6.050
= 106.235 kN

M_l = (Ra x 2.575) x 1.00
= (106.235 x 2.575) x 1.00
= 273.554 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 6.050 + Pr1 x 4.250 + Pr2 x 3.050 + Pr2 x 1.250 + Pr2 x 0.050) / L

= (124.800 x 6.050 + 124.800 x 4.250 + 93.600 x 3.050 + 93.600 x 1.250 + 93.600 x 0.050) / 6.050

= 279.769 kN

S_l = 279.769 x 1.00 = 279.769 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 26.068 + 354.465 = 380.533 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 17.235 + 279.769 = 297.004 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 380.533 x 1000000 / 5760000.0 = 66.065 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 297.004 x 1000 / 8476 = 35.041 MPa

5.4 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (66.065 + 66.065) / 66.065

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 66.065 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 35.041 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

$M = M_{l\,max} / (1+i) = 354.465 / 1.300 = 272.666$ kN·m

$w = 8 \times M / L^2 = 8 \times 272.666 / (6.05 \times 6.05) = 59.595$ kN/m

$\delta_l = 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_x)$

$= 5 \times 59.595 \times 6050.0^{\,4} / (384 \times 210000 \times 2010000000)$

$= 2.463$ mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (6050.0 / 400 , 25)

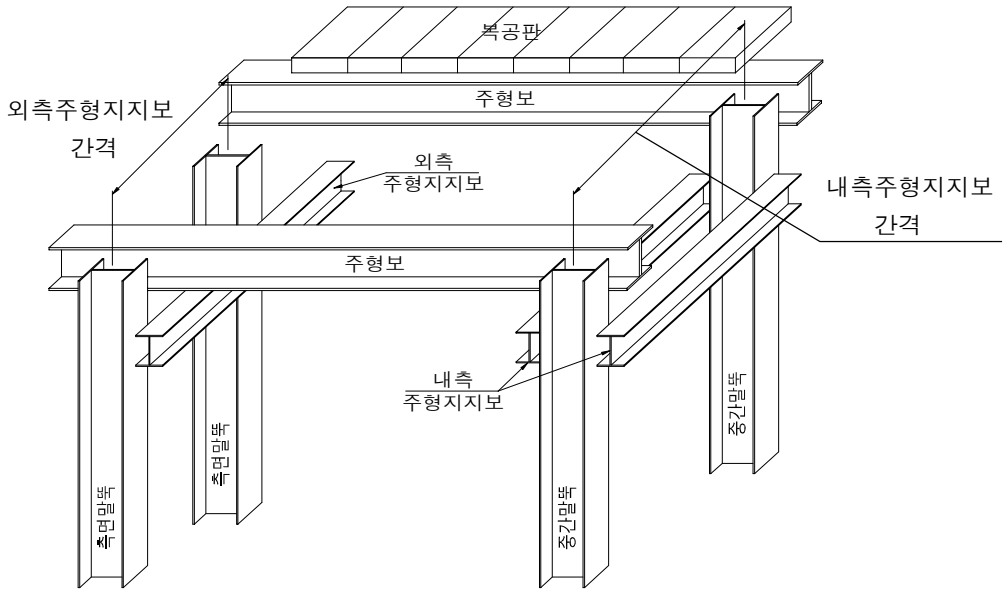
= 15.125 mm > δ_l = 2.463 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(중앙)

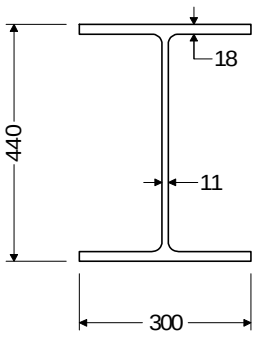
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

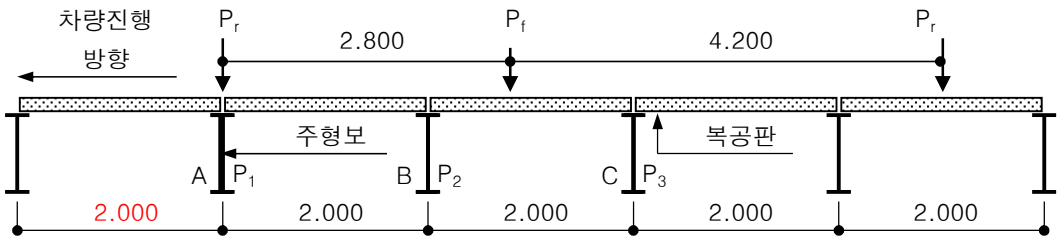


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

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



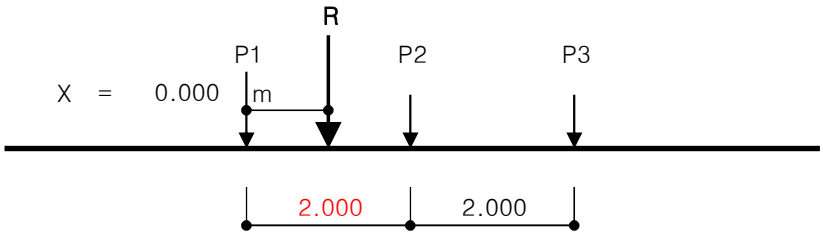
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 17.235 + 279.769 = 297.004 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000

= 17.235 + 69.942 x 1.200 / 2.000 = 59.200 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

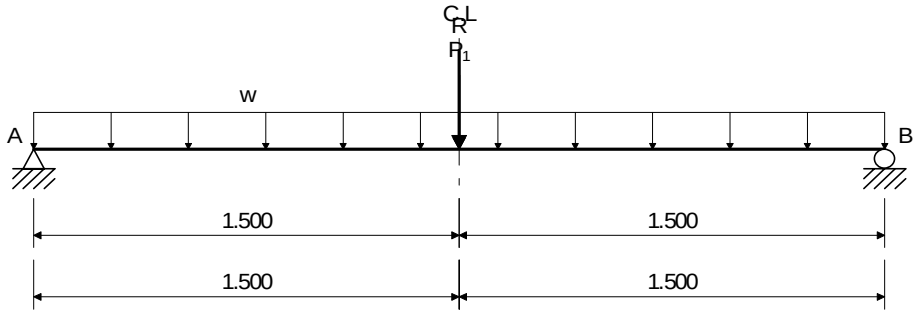


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

$R = P_1$
$= 297.004$
$= 297.004$ kN

$X = (0.000) / R$
$= (0.000) / 297.004$
$= 0.000$ m

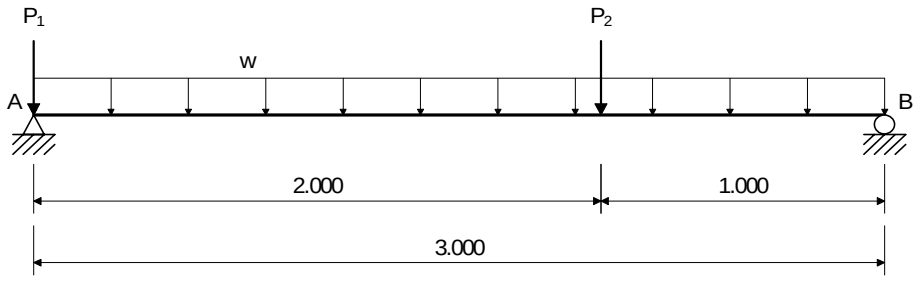
② 최대 휨모멘트



$R_a = (P_1 \times 1.500) / L$
$= (297.004 \times 1.500) / 3.000$
$= 148.502$ kN

$M_{max} = (Ra \times 1.500) + w \times L^2 / 8$
$= (148.502 \times 1.500) + 1.212 \times 3.00^2 / 8$
$= 224.116$ kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (297.004 x 3.000 + 59.200 x 1.000) / 3.000
= 316.737 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 316.737 + 1.212 x 3.00 / 2
= 318.555 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 224.116 x 1000000 / 2550000.0 = 87.889 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 318.555 x 1000 / 4444 = 71.682 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (87.889 + 87.889) / 87.889
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300
= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))
= 171.180 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 87.889 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 71.682 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = (S_{max} + 주형보 전단력) / (τ_a x π x d^2 / 4)

= (318555 + 15875)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

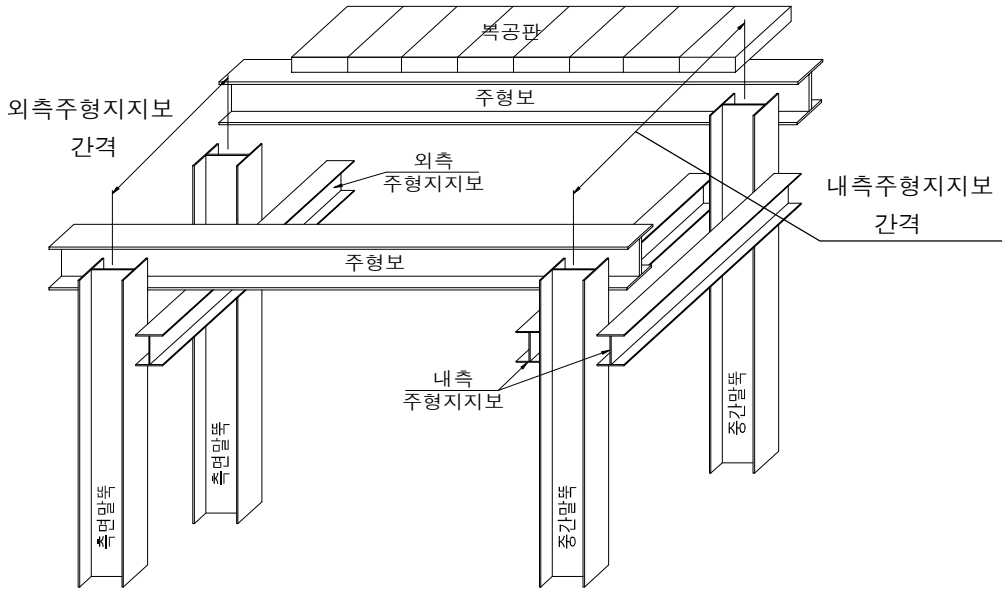
= 4.38 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.38 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(측벽)

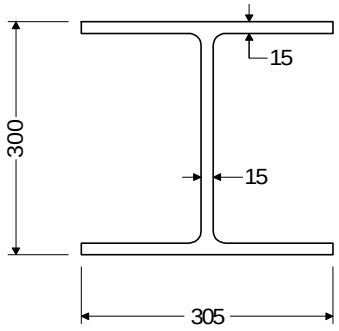
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 2.00 m

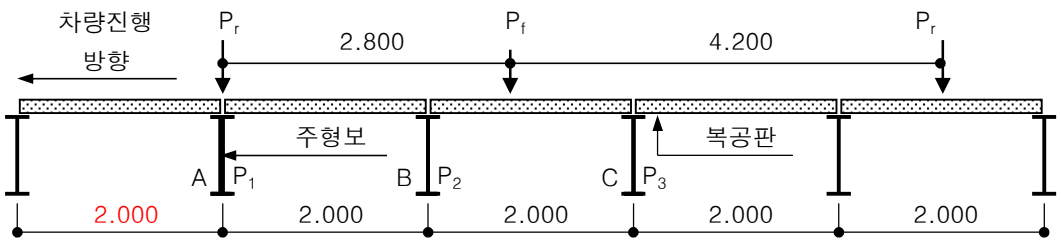


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

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



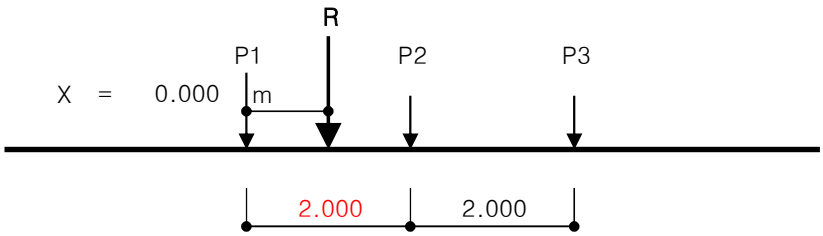
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)
= 17.235 + 279.769 = 297.004 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000
= 17.235 + 69.942 x 1.200 / 2.000 = 59.200 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

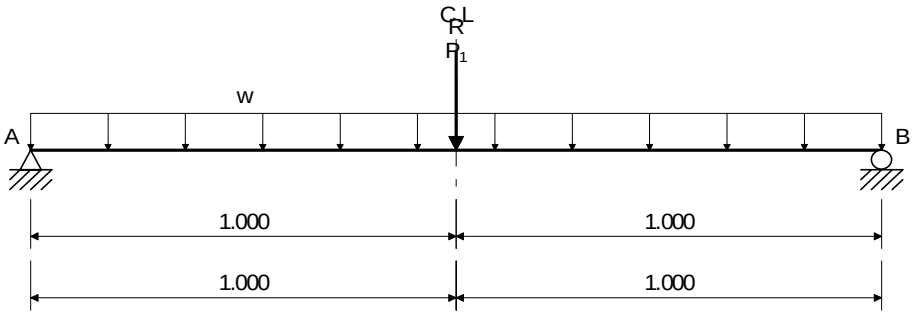


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 297.004
= 297.004 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 297.004
= 0.000 m

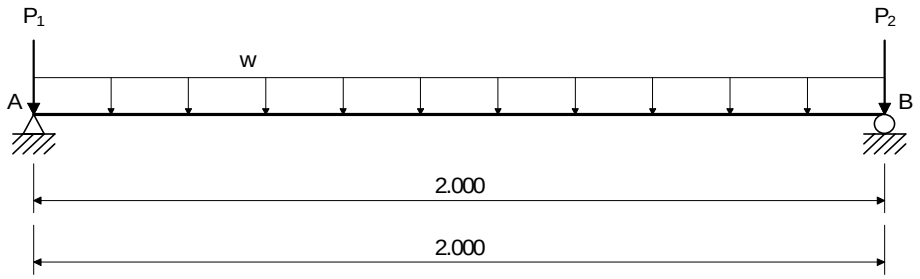
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.000) / L
= (297.004 x 1.000) / 2.000
= 148.502 kN

M_{max} = (Ra x 1.000) + w x L^2 / 8
= (148.502 x 1.000) + 1.038 x 2.00^2 / 8
= 149.021 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 2.000 + P_2 x 0.000) / L
= (297.004 x 2.000 + 59.200 x 0.000) / 2.000
= 297.004 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 297.004 + 1.038 x 2.00 / 2
= 298.041 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 149.021 x 1000000 / 1440000.0 = 103.487 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 298.041 x 1000 / 4050 = 73.590 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (103.487 + 103.487) / 103.487
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 103.487 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 73.590 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = (S_{max} + 주형보 전단력) / (τ_a x π x d^2 / 4)

= (298041 + 15875)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

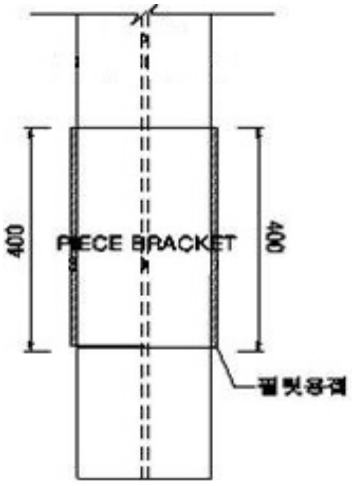
= 4.11 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.11 ea ---> O.K

자. 브라켓 필릿용접검토

▶ 전단응력

$$\tau = \frac{P}{\sum a \times l} = \frac{313.916 \times 10^3}{10.61 \times 800} = 37.00 \text{ MPa}$$



(1) ∑ a (목두께) = a : 모재 두께 (브라켓 H-pile의 Flange)

→ 0.707 × a = 0.707 × 15 = 10.605

(2) l : 유효길이 (브라켓 길이=400mm)

→ 400 + 400 = 800

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80 = 108.0 MPa

→ 모재의 전 강도의 75%이상 갖도록 설계 (도로교설계기준 P.176 3.5.1.1)

τ_a = 108.000 x 0.75

= 81.000 MPa

∴ τ < τa = 37.00 < 81.00 ---> O.K

7.지보재 설계

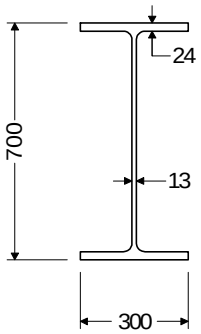
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.350 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} = 71.851 kN/m ---> 주형보 (CS14 : 해체5)
= 71.851 x 2.00 / 1 단
= 143.702 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 143.702 + 120.0 = 263.702 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.350 x 6.350 / 8 / 1 단
= 25.202 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.350 / 2 / 1 단
= 15.875 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.202 x 1000000 / 5760000.0 = 4.375 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 263.702 x 1000 / 23550 = 11.198 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.875 x 1000 / 8476 = 1.873 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.278

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (15.573 − 6.822) / 15.573

= 0.562

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6350 / 293

21.672 ---> 20 < Lx/Rx ≤ 93 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (21.672 − 20))

= 187.104 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 187.104 MPa

L_y / R_y = 6350 / 67.8

93.658 ---> 93 < Ly/Ry 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (6700 + 93.658²)

= 104.707 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 104.707 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 104.707 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6350 / 300

= 21.167 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (21.167 − 4.5))

= 135.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 135.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (21.672)²

= 3449.076 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 104.707 MPa > f_c = 11.198 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 135.000 MPa > f_b = 4.375 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 1.873 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{11.198}{104.707} + \frac{4.375}{135.000 \times (1 - (11.198 / 3449.076))}$$

$$= 0.139 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 11.198 + \frac{4.375}{1 - (11.198 / 3449.076)}$$

$$= 15.587 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.139 , 0.082)

= 0.139 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{15.573}{104.707} + \left\{ \frac{1.873}{108.000} \right\}^2$$

$$= 0.149 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

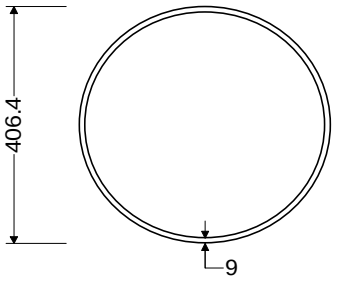
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.350 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 166.100 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS12 : 해체3)
= 166.100 x 3.00 / 1 단
= 498.301 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 498.301 + 120.0 = 618.301 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.350 x 6.350 / 8 / 1 단
= 25.202 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.350 / 2 / 1 단
= 15.875 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.202 x 1000000 / 1092000.0 = 23.078 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 618.301 x 1000 / 11236.2 = 55.028 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{15.875 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.825 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.059 x 9)

= 21.318 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.059

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (78.106 − 31.949) / 78.106

= 0.591 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6350 / 140.5

45.196 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (45.196 − 20))

= 160.428 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 160.428 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (45.196)^2

= 793.086 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.428 MPa > f_c = 55.028 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 23.078 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.825 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{55.028}{160.428} + \frac{23.078}{189.000 \times (1 - (55.028 / 793.086))}$$

$$= 0.474 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 55.028 + \frac{23.078}{1 - (55.028 / 793.086)}$$

$$= 79.827 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.474 , 0.422)

= 0.474 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{78.106}{160.428} + \left\{ \frac{2.825}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.488 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

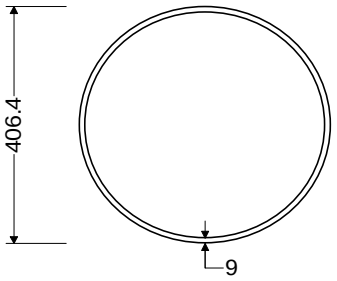
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.350 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 258.786 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 6.894 m)
= 258.786 x 3.00 / 1 단
= 776.358 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 776.358 + 120.0 = 896.358 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.350 x 6.350 / 8 / 1 단
= 25.202 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.350 / 2 / 1 단
= 15.875 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.202 x 1000000 / 1092000.0 = 23.078 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 896.358 x 1000 / 11236.2 = 79.774 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.875 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.825 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.045 x 9)

= 21.608 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.045

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (102.852 − 56.696) / 102.852

= 0.449 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6350 / 140.5

45.196 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (45.196 − 20))

= 160.428 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 160.428 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (45.196)^2

= 793.086 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 160.428 MPa > f_c = 79.774 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 23.078 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.825 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{79.774}{160.428} + \frac{23.078}{189.000 \times (1 - (79.774 / 793.086))}$$

$$= 0.633 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 79.774 + \frac{23.078}{1 - (79.774 / 793.086)}$$

$$= 105.433 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.633 , 0.558)

= 0.633 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{102.852}{160.428} + \left\{ \frac{2.825}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.642 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

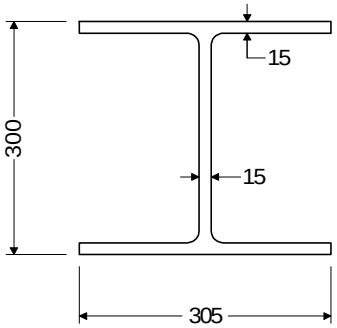
7.4 Strut 설계 (H형강버팀보-3단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.300 m

(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.716
A (mm^2)	13480
I_x (mm^4)	215000000
Z_x (mm^3)	1440000
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 373.589 kN/m ---> H형강버팀보-3단 (CS14 : 해체5)

= 373.589 x 3.00 / 1 단

= 1120.767 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 1120.767 + 120.0 = 1240.767 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 6.300 x 6.300 / 8 / 1 단

= 24.806 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 6.300 / 2 / 1 단

= 15.750 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.806 x 1000000 / 1440000.0 = 17.227 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1240.767 x 1000 / 13480 = 92.045 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.750 x 1000 / 4050 = 3.889 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.106

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (109.272 − 74.818) / 109.272

= 0.315

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6300 / 126

50.000 ---> 20 < Lx/Rx ≤ 93 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (50.000 − 20))

= 154.980 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 154.980 MPa

L_y / R_y = 6300 / 72.6

86.777 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (86.777 − 20))

= 113.275 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 113.275 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 113.275 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6300 / 305

= 20.656 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (20.656 − 4.5))

= 136.655 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 136.655 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (50.000)^2

= 648.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 113.275 MPa > f_c = 92.045 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 136.655 MPa > f_b = 17.227 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 3.889 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{92.045}{113.275} + \frac{17.227}{136.655 \times (1 - (92.045 / 648.000))}$$

$$= 0.960 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 92.045 + \frac{17.227}{1 - (92.045 / 648.000)}$$

$$= 112.124 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.960 , 0.593)

= 0.960 < 1.0 ---> O.K

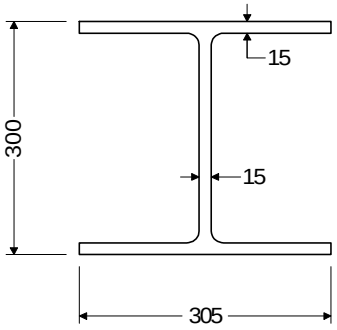
8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

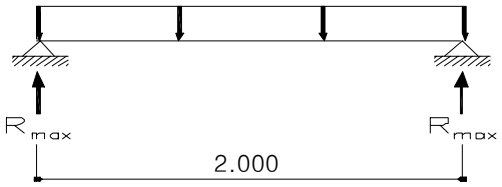
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 71.851 kN/m ---> 주형보 (CS14 : 해체5)

P = 71.851 × 2.00 m / 1 ea = 143.702 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 143.702 / (13 × 2.000)
= 66.324 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 66.324 × 2.000^2 / 8
= 33.162 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 66.324 × 2.000 / 12
= 77.378 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 33.162 x 1000000 / 1440000.0 = 23.029 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 77.378 x 1000 / 4050 = 19.106 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (23.029 + 23.029) / 23.029$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 23.029 MPa ---> O.K

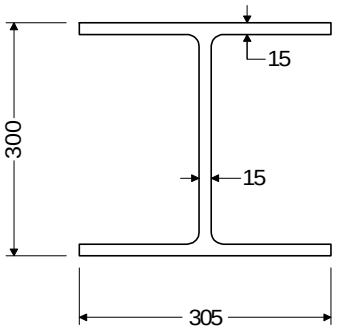
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 19.106 MPa ---> O.K

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

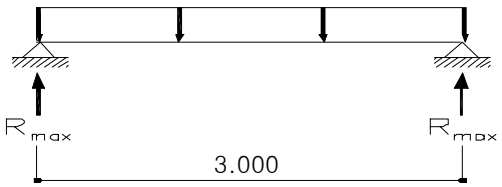
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 166.100 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS12 : 해체3)

$P = 166.100 \times 3.00\ m / 1\ ea = 498.301\ kN$

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 498.301 / (13 \times 3.000)$
$= 153.323\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 153.323 \times 3.000^{2} / 8$
$= 172.489\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 153.323 \times 3.000 / 12$
$= 268.316\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 172.489 \times 1000000 / 1440000.0 = 119.784$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 268.316 \times 1000 / 4050 = 66.251$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (119.784 + 119.784) / 119.784$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 305
= 9.836 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (9.836 − 4.5))
= 171.711 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
= 171.711 MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 171.711$ MPa > $f_b = 119.784$ MPa ---> O.K

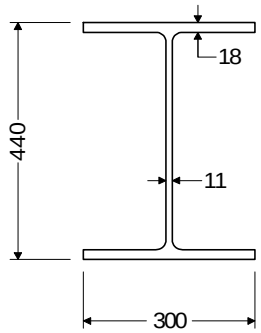
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 66.251$ MPa ---> O.K

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

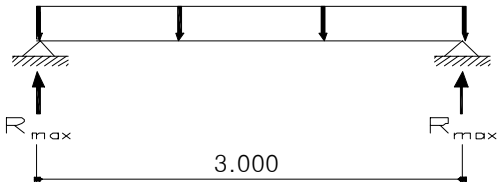
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 258.786 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 6.894 m)

P = 258.786 × 3.00 m / 1 ea = 776.358 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 776.358 / (13 × 3.000)
= 238.879 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 238.879 × 3.000 ^{2} / 8
= 268.739 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 238.879 × 3.000 / 12
= 418.039 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 268.739 x 1000000 / 2550000.0 = 105.388 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 418.039 x 1000 / 4444 = 94.068 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (105.388 + 105.388) / 105.388$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300

= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))

= 171.180 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 105.388 MPa ---> O.K

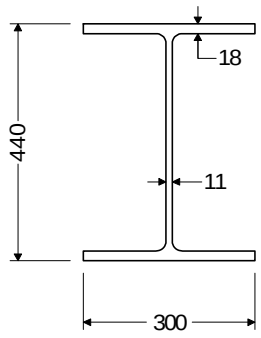
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 94.068 MPa ---> O.K

8.4 H형강버팀보-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

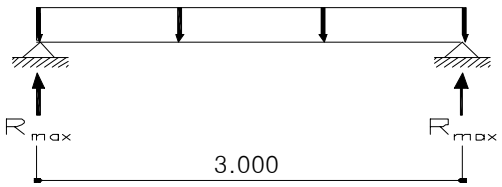
w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 373.589 kN/m ---> H형강버팀보-3단 (CS14 : 해체5)

$P = 373.589 \times 3.00\ m / 1\ ea = 1120.767\ kN$

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 1120.767 / (13 \times 3.000)$
$= 344.851\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 344.851 \times 3.000^{2} / 8$
$= 387.958\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 344.851 \times 3.000 / 12$
$= 603.490\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 387.958 \times 1000000 / 2550000.0 = 152.140$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 603.490 \times 1000 / 4444 = 135.799$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$t = 18.000$ ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 0.9 \times 140$
$= 189.000$ MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (152.140 + 152.140) / 152.140$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 3000 / 300$
$= 10.000$ ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

$f_{bag} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (10.000 - 4.5))$
$= 171.180$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
$= 171.180$ MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
$= 108.000$ MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 152.140 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa < τ = 135.799 MPa ---> N.G

바. 스티프너 단면보강 전단응력 검토

A' = (440.000 − 18.000 x 2) x 14 x 2 = ####### mm^2

A_w' = A_w + A'

= ####### mm + 11312.000 mm^2 = ####### mm^2

τ' = S_{max} / A_w' = 603489.980 / 15756.000 = 38.302 MPa

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ' = 38.302 MPa ---> O.K

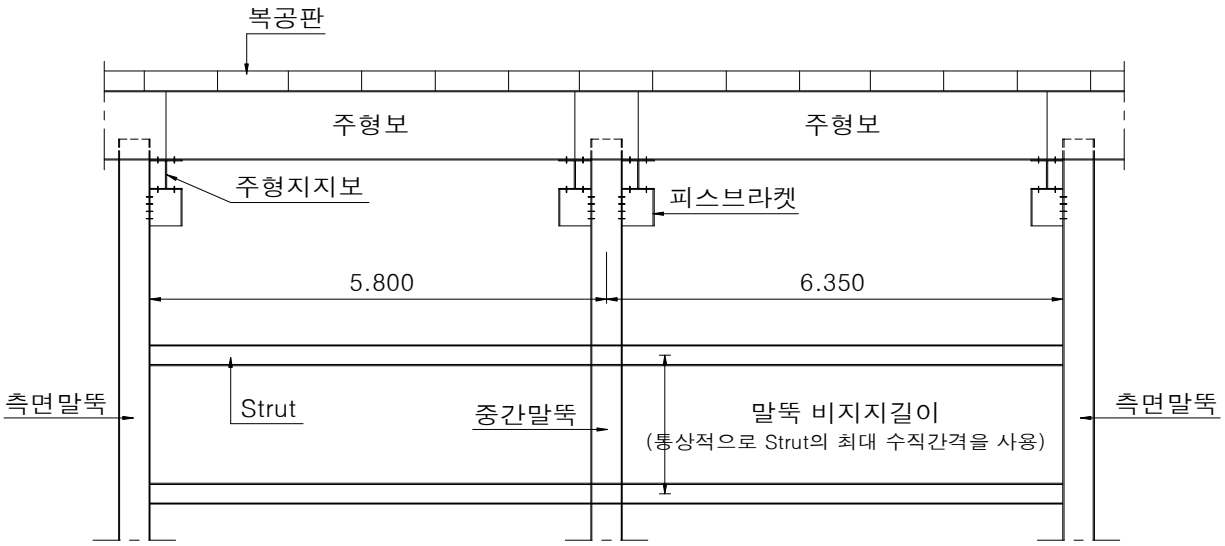
9.중간말뚝 설계

9.1 설계제원

가. 계산지간 : 5.800 + 6.350 = 12.150 m

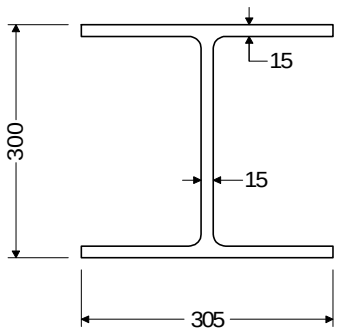
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 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
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



9.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 21.373 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 4.722 kN

(3) 버팀보 자중 = 59.284 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 4.905 kN

ΣP_s = 91.344 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.698 x 5.800) / 2 = 16.523 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.698 x 6.350) / 2 = 18.090 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 5.800)

= 0.328 > 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

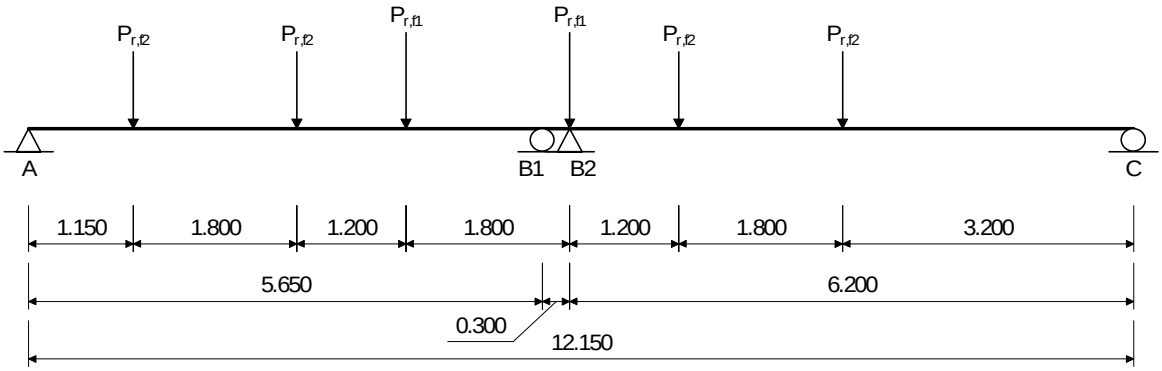
(2) 전륜하중

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 1.5 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.150 + 93.600 x 2.950 + 93.600 x 1.150) / 5.650

= 159.589 kN

R_{B2} = (124.800 x 6.200 + 93.600 x 5.000 + 93.600 x 3.200) / 6.200

= 248.594 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 159.589 x 1.00 = 159.589 kN

P_{r2} = 248.594 x 1.00 = 248.594 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.150 + 23.400 x 2.950 + 23.400 x 1.150) / 5.650

= 39.897 kN

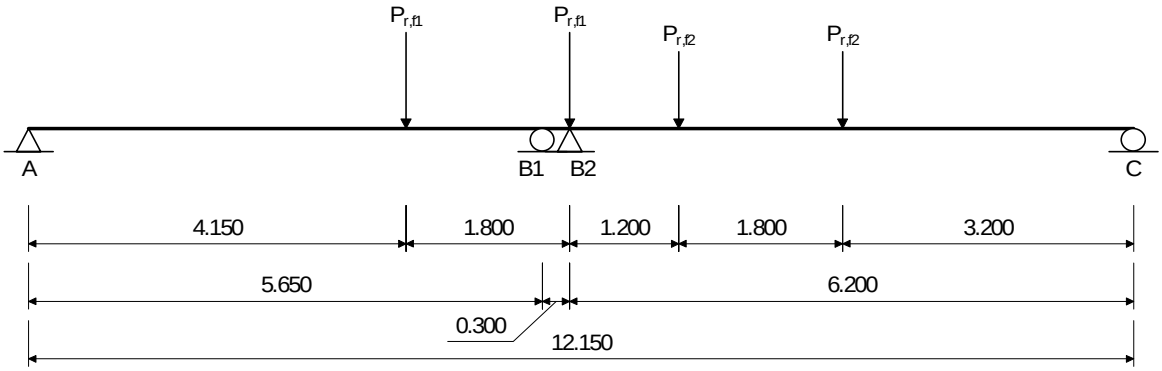
R_{B2} = (31.200 x 6.200 + 23.400 x 5.000 + 23.400 x 3.200) / 6.200

= 62.148 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 39.897 x 1.00 = 39.897 kN

P_{f2} = 62.148 x 1.00 = 62.148 kN

② 1.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.150) / 5.650
= 91.667 kN

R_{B2} = (124.800 x 6.200 + 93.600 x 5.000 + 93.600 x 3.200) / 6.200
= 248.594 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 91.667 x 1.00 = 91.667 kN
P_{r2} = 248.594 x 1.00 = 248.594 kN

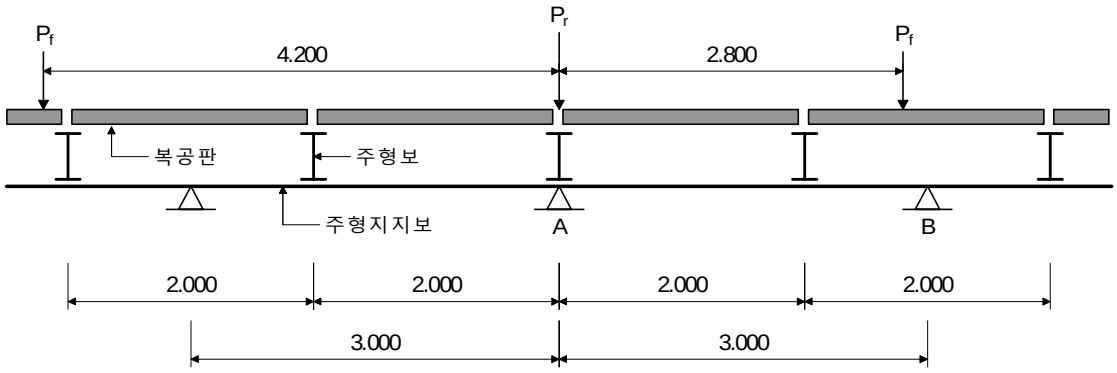
▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.150) / 5.650
= 22.917 kN

R_{B2} = (31.200 x 6.200 + 23.400 x 5.000 + 23.400 x 3.200) / 6.200
= 62.148 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 22.917 x 1.00 = 22.917 kN
P_{f2} = 62.148 x 1.00 = 62.148 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (159.589 x 3.000 + 39.897 x 0.200) / 3.000
= 162.249 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

$P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} \times 3.00 / 2.00$

$= 162.249 + 16.523 \times 3.00 / 2.00 = 187.033$ kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

$R_2 = (248.594 \times 3.000 + 62.148 \times 0.200) / 3.000$

$= 252.737$ kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

$P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} \times 3.00 / 2.00$

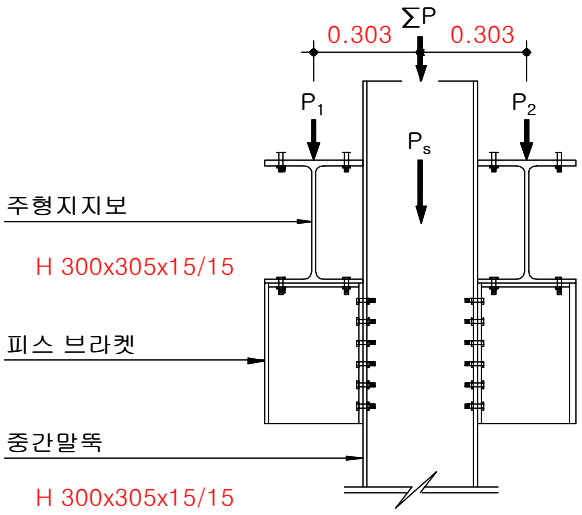
$= 252.737 + 18.090 \times 3.00 / 2.00 = 279.871$ kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P = P_1 + P_2 + P_s$

$= 187.033 + 279.871 + 91.344 = 558.248$ kN

9.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , $f_c = \sum P / A = 558.248 \times 1000 / 13480 = 41.413$ MPa

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 84.661 \times 1000000 / 1440000 = 58.792$ MPa

여기서, $M_{max} = P_2 \times e = 279.871 \times 0.303 = 84.661$ kN·m

나. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 2.048

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (100.205 − −17.379) / 100.205

= 1.173

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 2500 / 126

19.841 ---> Lx/Rx ≤ 20 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 189.000 MPa

L_y / R_y = 2500 / 72.6

34.435 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (34.435 − 20))

= 172.630 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 172.630 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 172.630 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 305

= 8.197 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.197 − 4.5))

= 177.023 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 177.023 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (19.841)^2

= 4115.059 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 172.630 MPa > f_c = 41.413 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 177.023 MPa > f_b = 58.792 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{41.413}{172.630} + \frac{58.792}{177.023 \times (1 - (41.413 / 4115.059))}$$

$$= 0.575 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 41.413 + \frac{58.792}{1 - (41.413 / 4115.059)}$$

$$= 100.803 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.575 , 0.533)

= 0.575 < 1.0 ---> O.K

9.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 558.25 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , Q_u = $25 \cdot N \cdot A_p + 0.2 \cdot N_s \cdot U \cdot L_s + 0.5 \cdot N_c \cdot U \cdot L_c$(선굴착 최종경타 공법)

여기서,

N(선단의 N치)	=	50
N_s(선단까지의 모래층 N치 평균값)	=	20
N_c(선단까지의 점토층 N치 평균값)	=	0
L_s(모래층 중의 길이)	=	15.855 m
L_c(점토층 중의 길이)	=	0.000 m
A_p(H-Pile 단면적)	=	0.0915 m^2
U(파일의 둘레길이)	=	1.210 m

= 25 x 50 x 0.0915 + 0.2 x 20 x 1.210 x ###

+ 0.5 x 0 x 1.210 x 0.000

= 191.113 tonf

= 1874.18 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 1874.18 / 2.0

= 937.090 kN

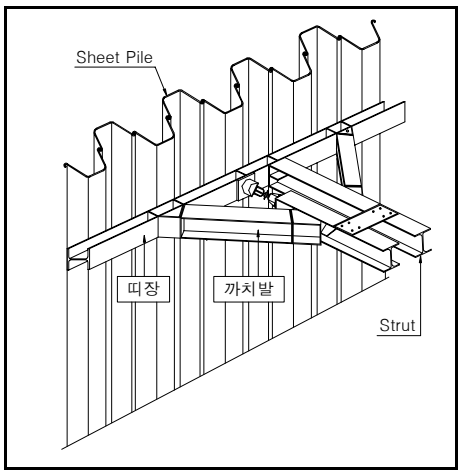
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

10. Sheet 설계

10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 15.86m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY390(SY40)
Sheet Pile Size	U:SP-IV
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	235.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	125.0
총단면적(A, mm^2)	24250.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	13180.0
$I_x(mm^4)$	386000000.0
$Z_x(mm^3)$	2270000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 262.985 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS11 : 해체2)

= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭

= 262.985 (kN·m/m) × 1.00 m = 262.985 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 272.050 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS14 : 해체5)

= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭

= 272.050 (kN/m) × 1.00 m = 272.050 kN

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

P_{max} = 주형보 반력 + 자중 및 작업하중 + 지보재 수직분력

= 148.502 kN/m + 25.752 kN/m + 0.000 kN/m

= 174.254 kN/m

= 단위폭당 최대 연직하중 × 단위폭

= 174.254 (kN/m) × 1.00 m = 174.254 kN

다. 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

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 235.0) × 0.9 = 317.25 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 125.0) × 0.9 = 168.75 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{max}}{A}$$

$$= \frac{262.985 \times 10^{6}}{0.6 \times 2270000.00} + \frac{174.254 \times 10^{3}}{24250.0} = 200.273 \text{ MPa}$$

$f_b < f_{ba}' = 317.25$ MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{272.050 \times 10^{3}}{13180.00} = 20.641 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_a' = 168.75$ MPa ---> O.K

11. 탄소성 입력 데이터

11.1 해석종류 : 탄소성보법

11.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

11.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 25.2 m, 굴착폭 = 6.35 m, 최대굴착깊이 = 8.855 m, 전모델높이 = 40 m

11.4 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	5.61	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(모래)	9.39	18.00	19.00	0.00	28.00	6	-	20000.00
3	퇴적층(자갈)	18.93	20.00	21.00	0.00	35.00	50	-	32000.00
4	풍화토	24.74	20.00	21.00	21.00	29.00	35	-	31000.00
5	풍화암	28.00	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
7	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	5	9000.00	12000.00

11.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-IV	SY390(SY40)	15.855	1

11.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.45	2	6.35	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x9	SS400	1.894	3	6.35	50	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x9	SS400	3.894	3	6.35	50	1
4	H형강버팀보-3단	H 300x305x15/15	SS400	6.394	3	6.3	50	1

11.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브	3.262	0	5.35	C27	0.7	-
2	기초	8.355	0	5.35	C27	1	-
3	벽체	5.35	2.912	8.855	C27	0.9	뒤채움

11.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

11.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 4.8 m, 수위차 = 8.855 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	0.95	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	2.39	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	4.39	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	6.89	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	H형강버팀보-3단		-	-	-	-	X	X
9	8.86	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	-	-	7.961	-	-	-	X	X
11	-	-	-	5.482	-	-	-	X	X
12	-		강관버팀보-2단	-	-	-	-	X	X
13	-	-	-	4.13	-	-	-	X	X
14	-	-	-	2.912	-	-	-	X	X

12. 해석 결과
12.1 전산 해석결과 집계

12.1.1 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 0.95 m	0.95	6.48	9.4	-5.40	3.9	5.81	4.8	-4.81	10.4
CS2 : 생성 주형보	0.95	6.49	9.4	-5.20	3.9	5.71	4.8	-4.80	10.4
CS3 : 굴착 2.394 m	2.39	11.65	3.4	-24.73	0.5	29.48	2.4	-8.39	10.4
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.39	8.49	5.6	-20.29	1.9	19.09	2.7	-8.42	10.4
CS5 : 굴착 4.394 m	4.39	38.62	6.4	-90.93	1.9	80.25	4.4	-47.63	1.9
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.39	34.12	6.4	-79.05	1.9	68.34	4.4	-38.07	1.9
CS7 : 굴착 6.894 m	6.89	112.53	9.9	-204.79	3.9	205.68	7.2	-138.29	3.9
CS8 : 생성 H형강버팀보-3단	6.89	108.61	9.9	-192.67	3.9	193.02	7.2	-124.24	3.9
CS9 : 굴착 8.855 m	8.86	108.85	11.4	-246.49	6.4	262.93	8.9	-129.50	3.9
CS10 : 해체1	8.86	108.86	11.4	-246.44	6.4	262.99	8.9	-129.50	3.9
CS11 : 해체2	8.86	108.86	11.4	-246.44	6.4	262.99	8.9	-129.50	3.9
CS12 : 해체3	8.86	108.58	11.4	-272.04	6.4	261.52	8.9	-118.08	6.4
CS13 : 해체4	8.86	108.58	11.4	-272.05	6.4	261.52	8.9	-118.08	6.4
CS14 : 해체5	8.86	108.58	11.4	-272.05	6.4	261.52	8.9	-118.08	6.4
TOTAL		112.53	9.9	-272.05	6.4	262.99	8.9	-138.29	3.9

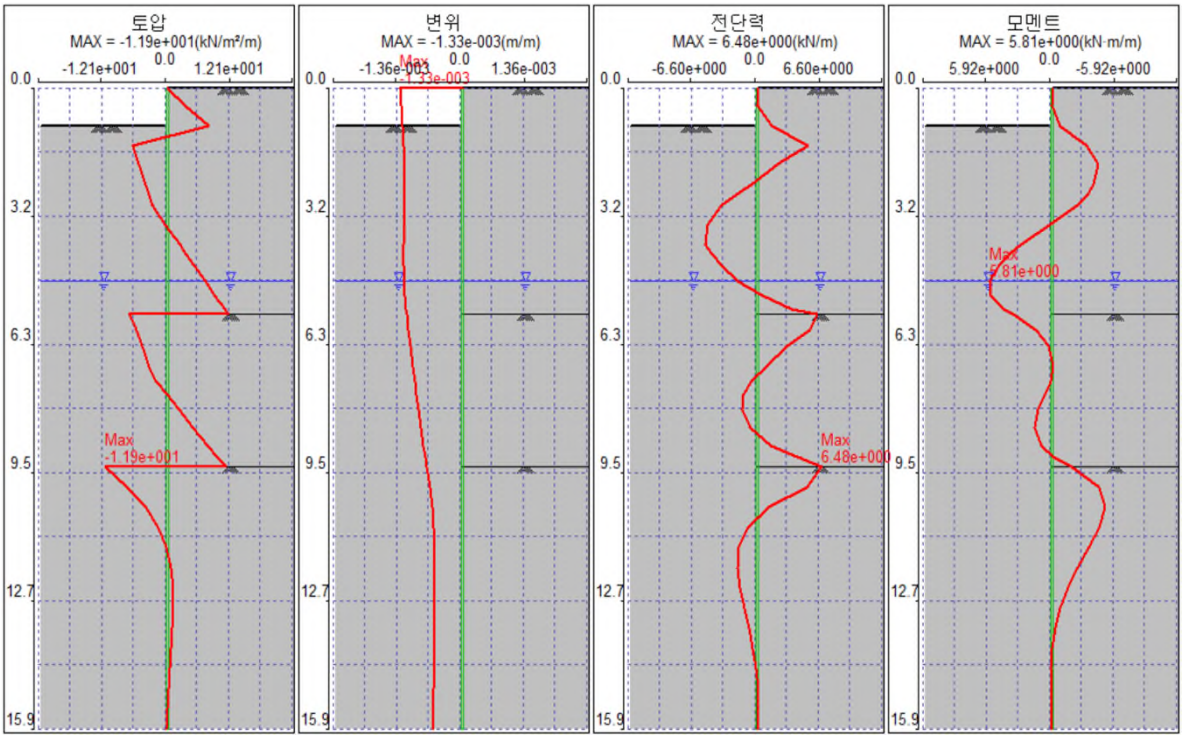
12.1.2 지보재 반력 집계

* 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.

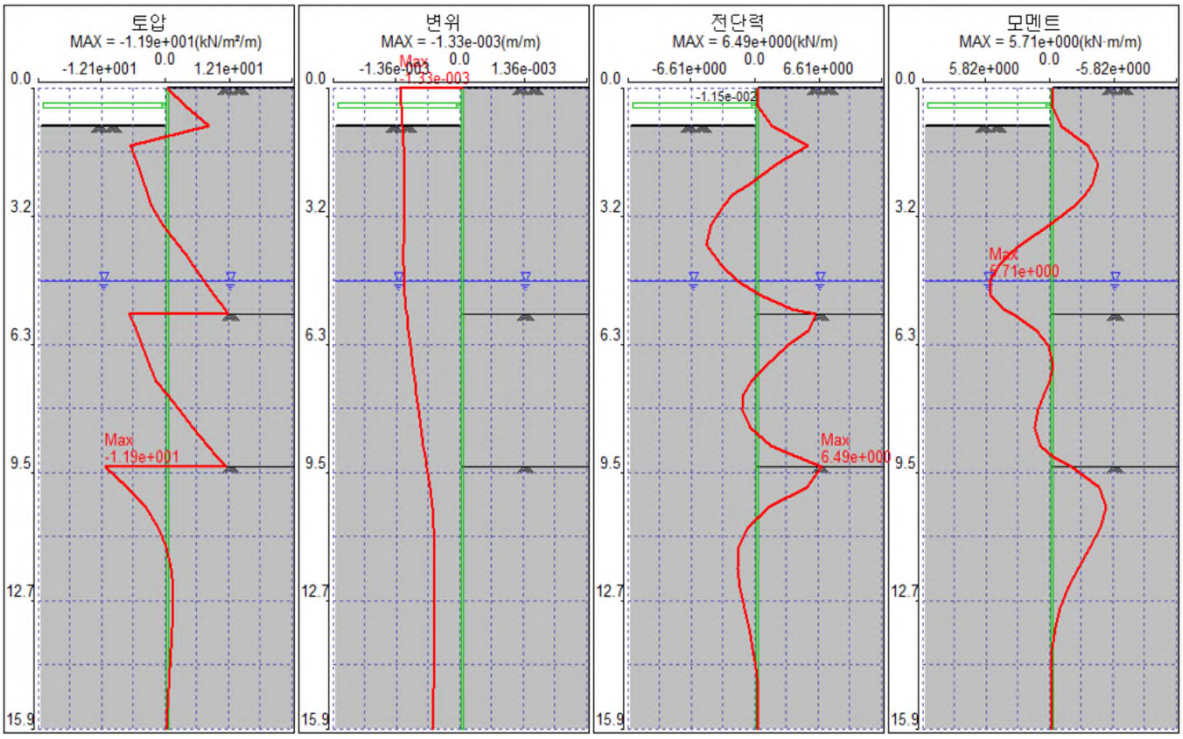
시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단	H형강버팀보-3단	
		0.45 (m)	1.894 (m)	3.894 (m)	6.394 (m)	
CS1 : 굴착 0.95 m	0.95	-	-	-	-	
CS2 : 생성 주형보	0.95	-0.01	-	-	-	
CS3 : 굴착 2.394 m	2.39	24.70	-	-	-	
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	2.39	14.83	16.67	-	-	
CS5 : 굴착 4.394 m	4.39	-27.12	129.24	-	-	
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.39	-20.50	110.74	16.67	-	
CS7 : 굴착 6.894 m	6.89	-49.23	61.72	258.79	-	
CS8 : 생성 H형강버팀보-3단	6.89	-47.14	65.15	241.15	16.67	
CS9 : 굴착 8.855 m	8.86	-38.85	48.27	160.55	280.69	
CS10 : 해체1	8.86	-38.85	48.28	160.55	280.64	
CS11 : 해체2	8.86	-38.85	48.28	160.55	280.64	
CS12 : 해체3	8.86	-71.85	166.10	-	373.58	
CS13 : 해체4	8.86	-71.85	166.10	-	373.59	
CS14 : 해체5	8.86	-71.85	166.10	-	373.59	
TOTAL		71.85	166.10	258.79	373.59	

12.2 시공단계별 단면력도

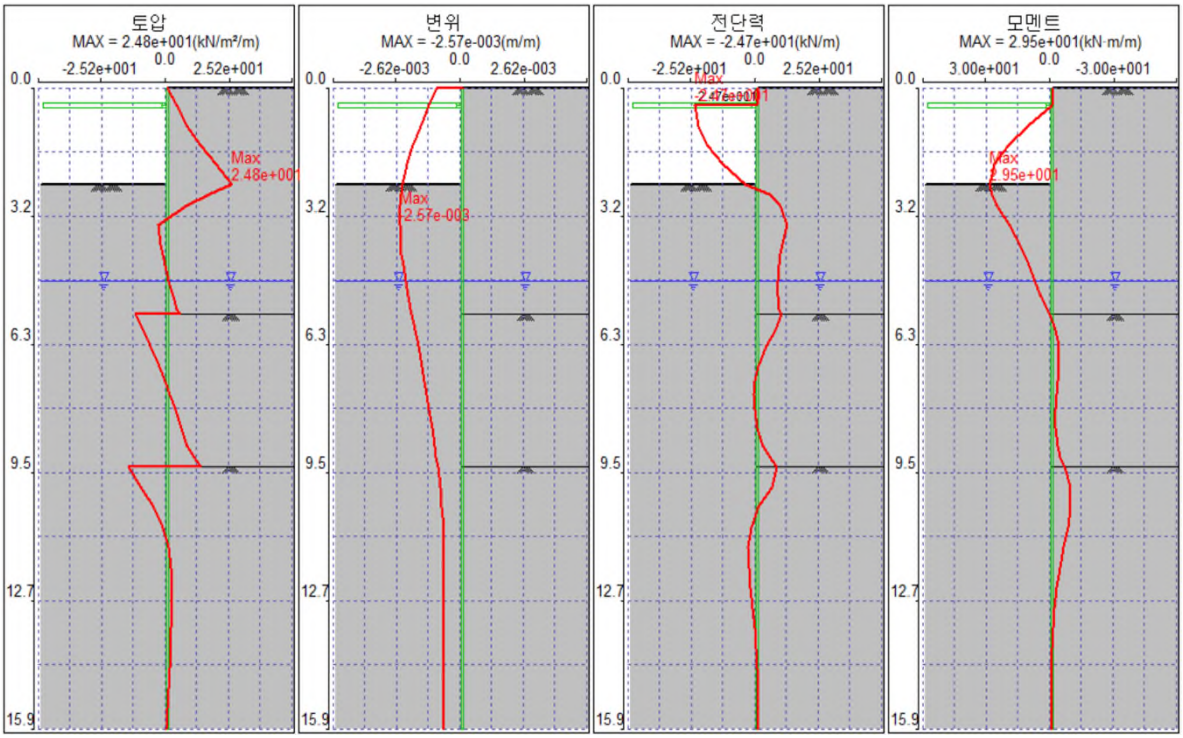
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 0.95 m]



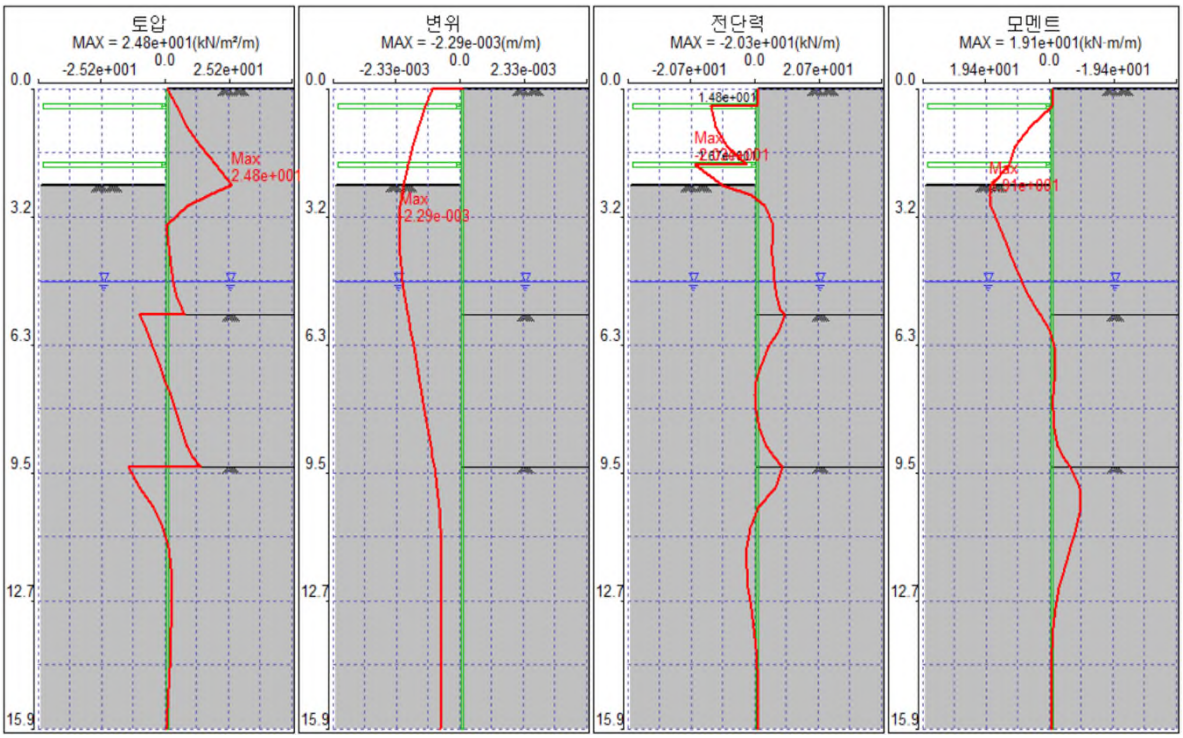
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



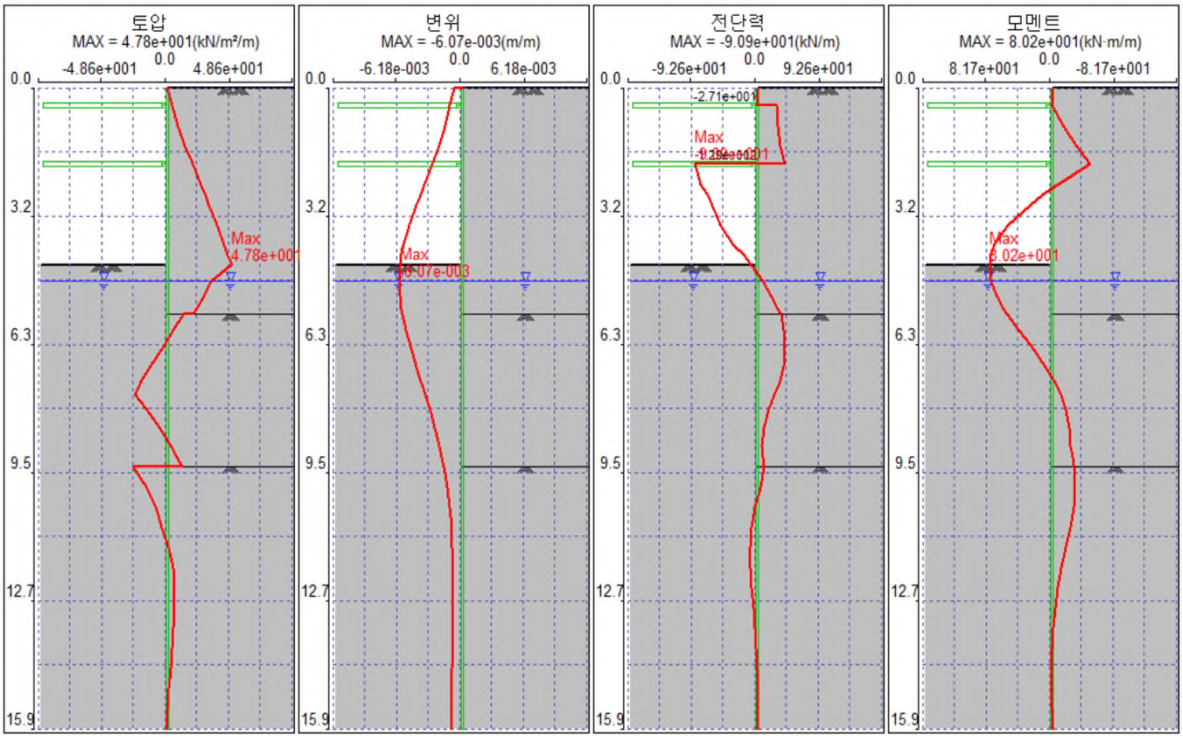
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 2.394 m]



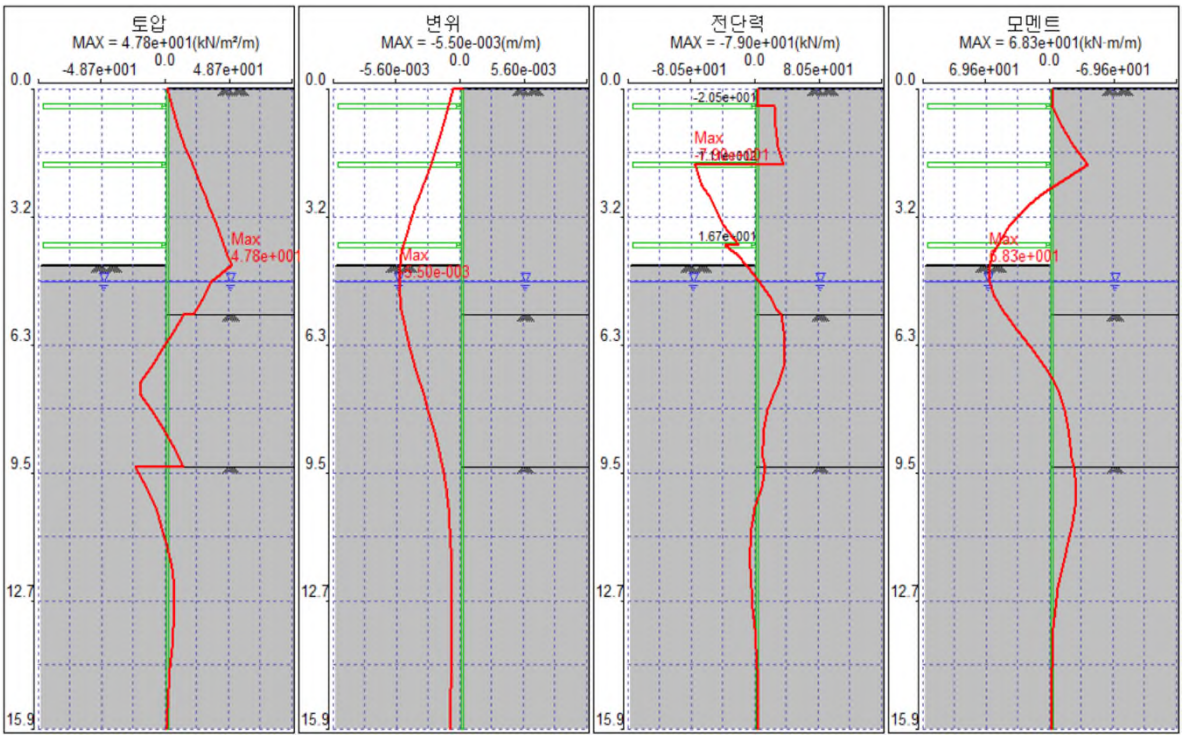
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



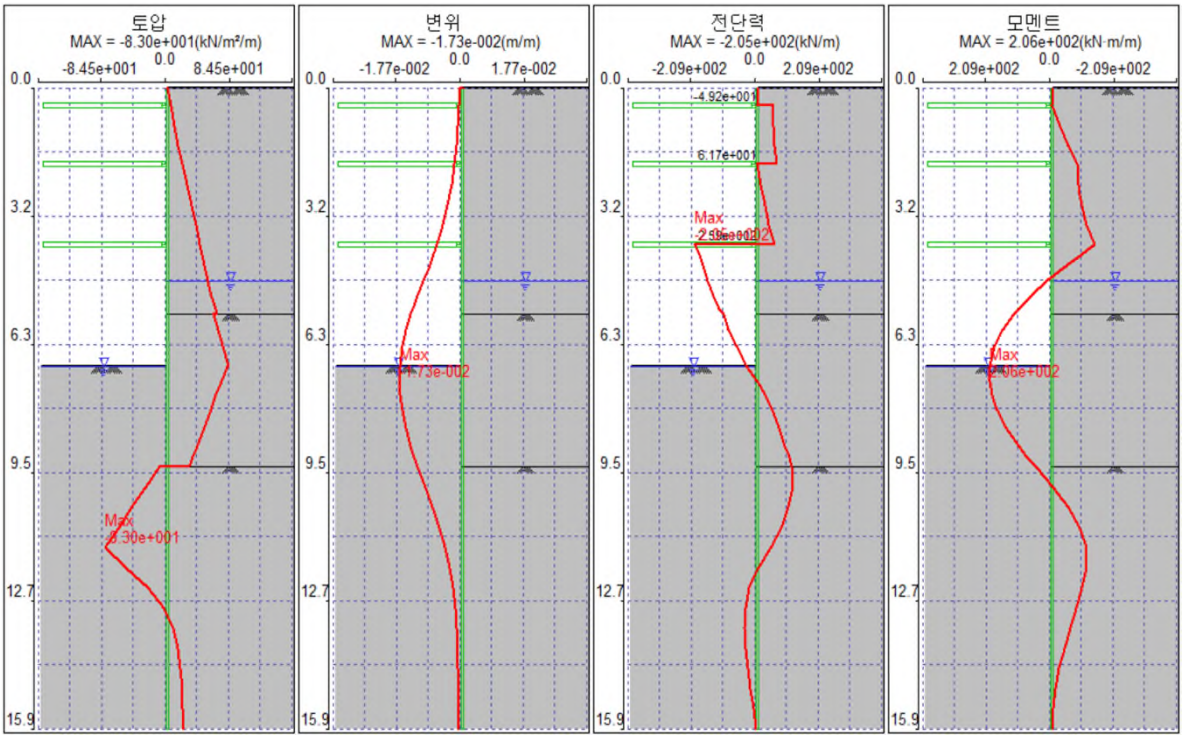
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 4.394 m]



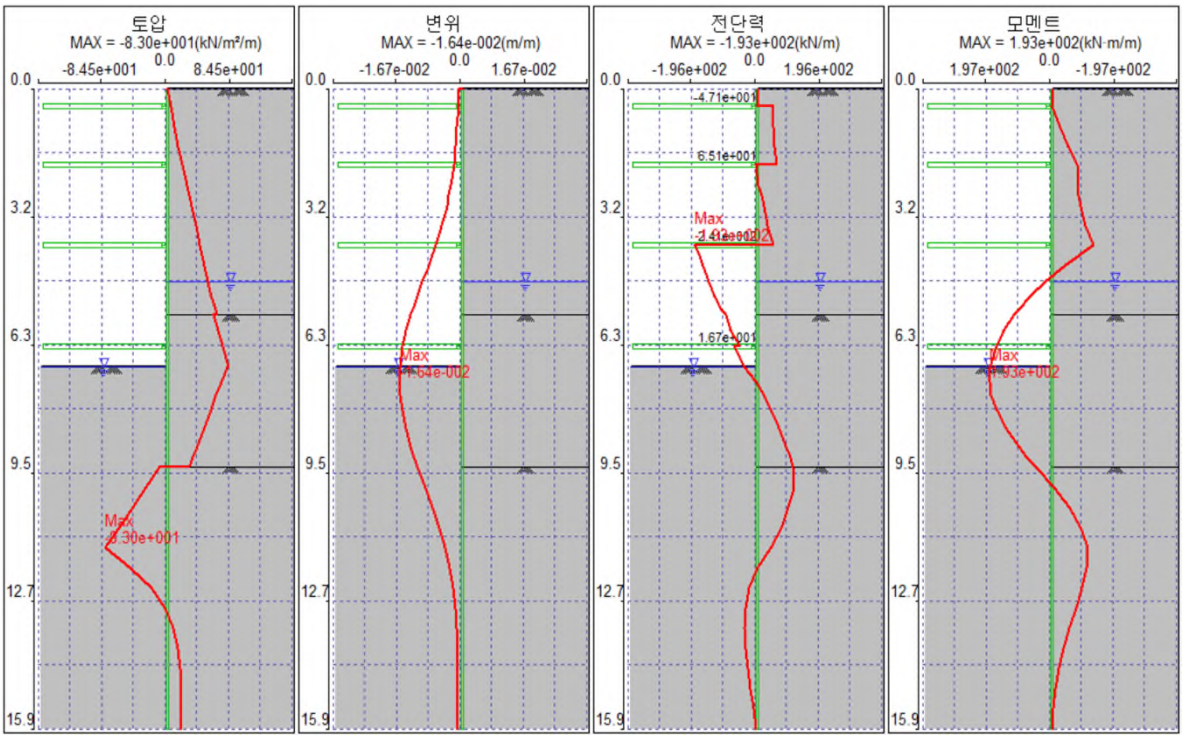
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



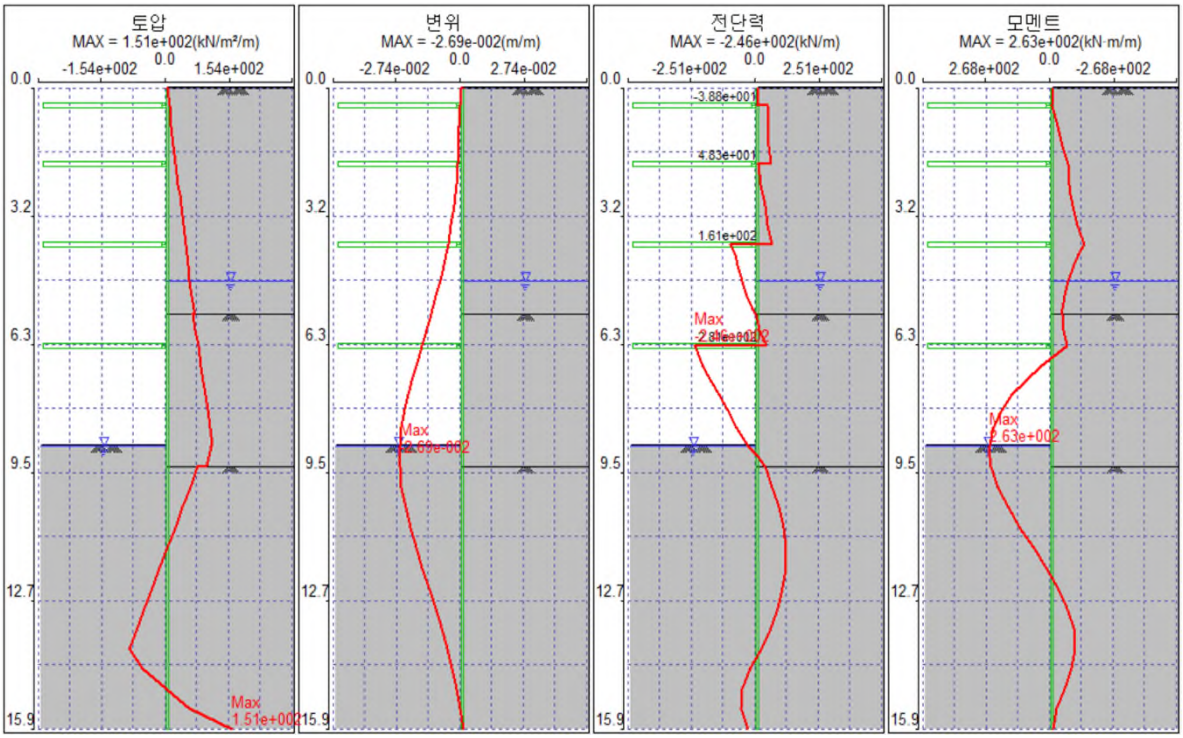
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 6.894 m]



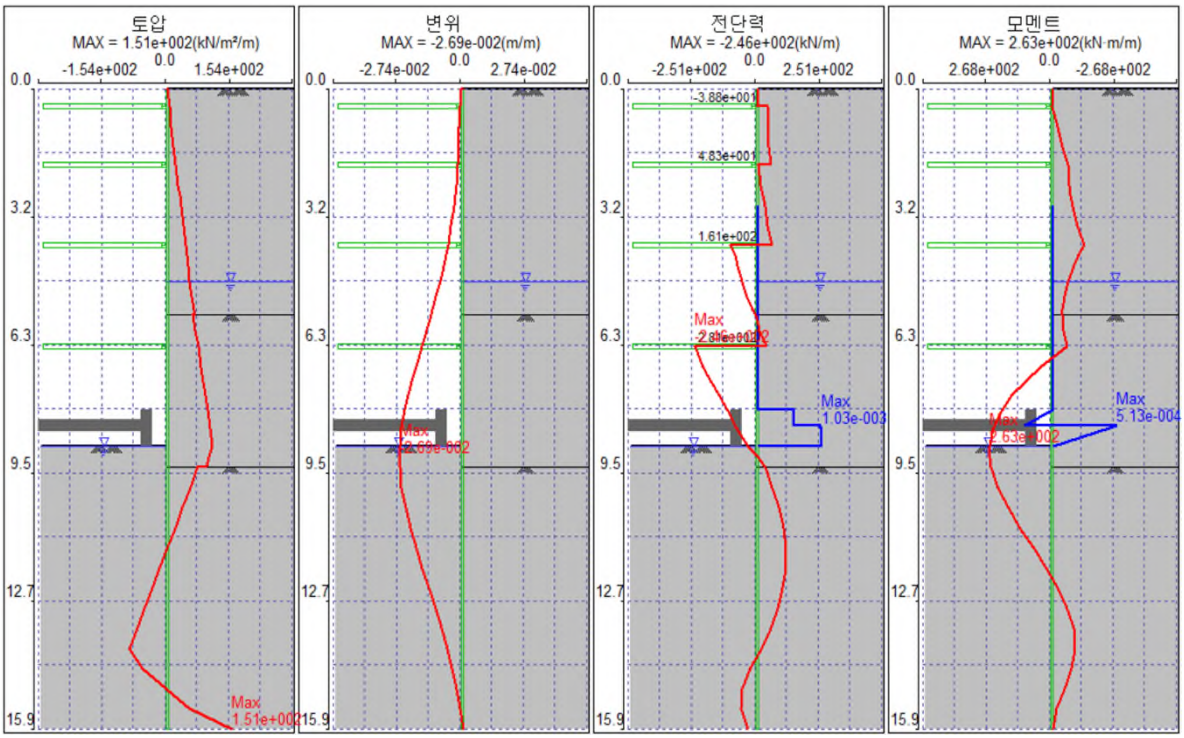
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 H형강버팀보-3단]



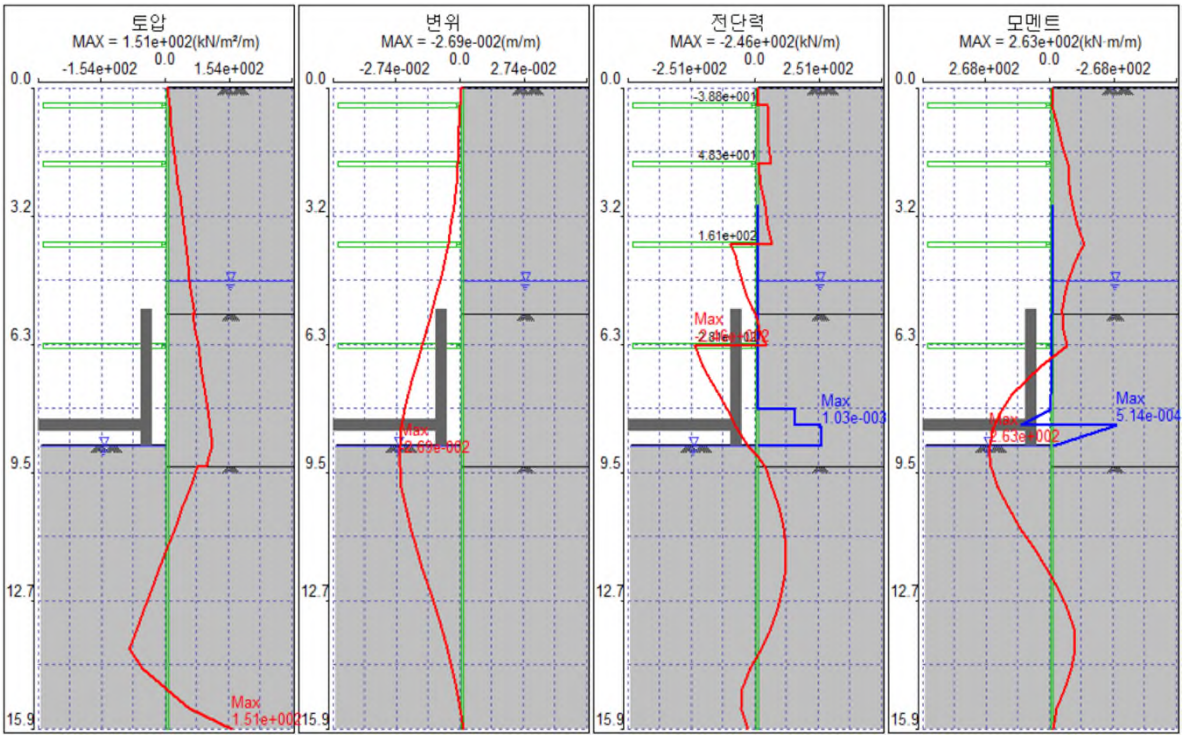
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 8.855 m]



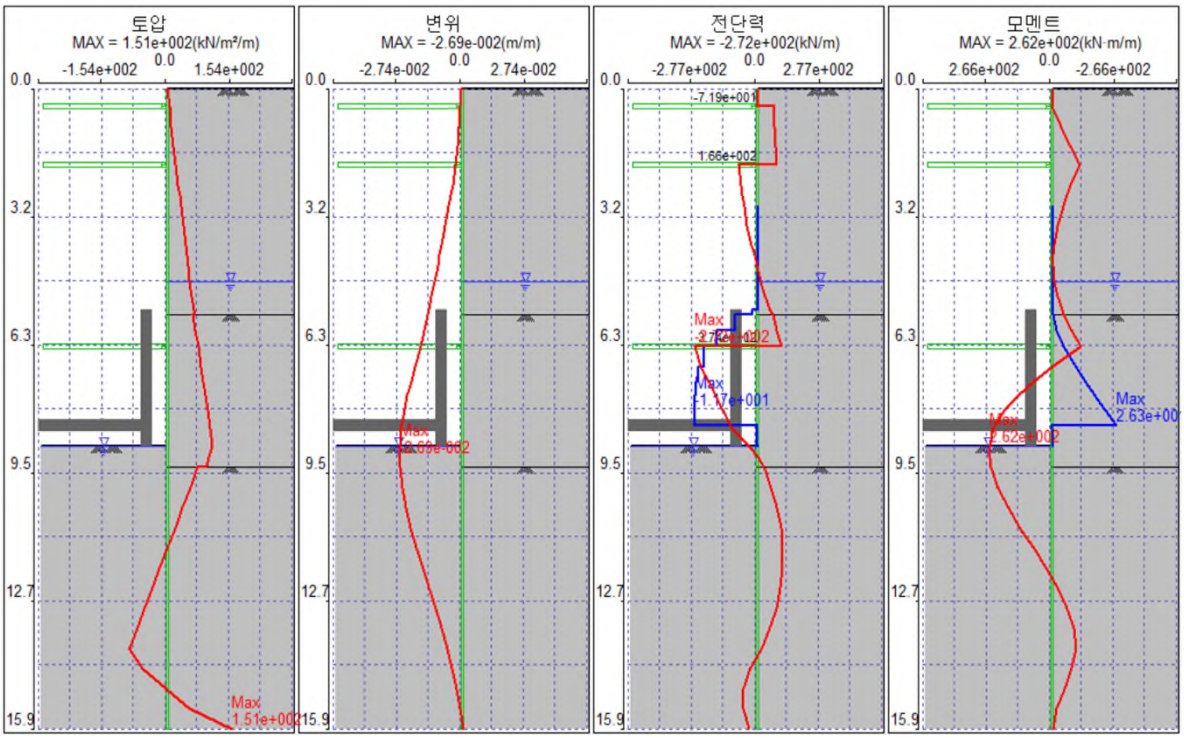
10) 시공 10 단계 [CS10 : 해체1]



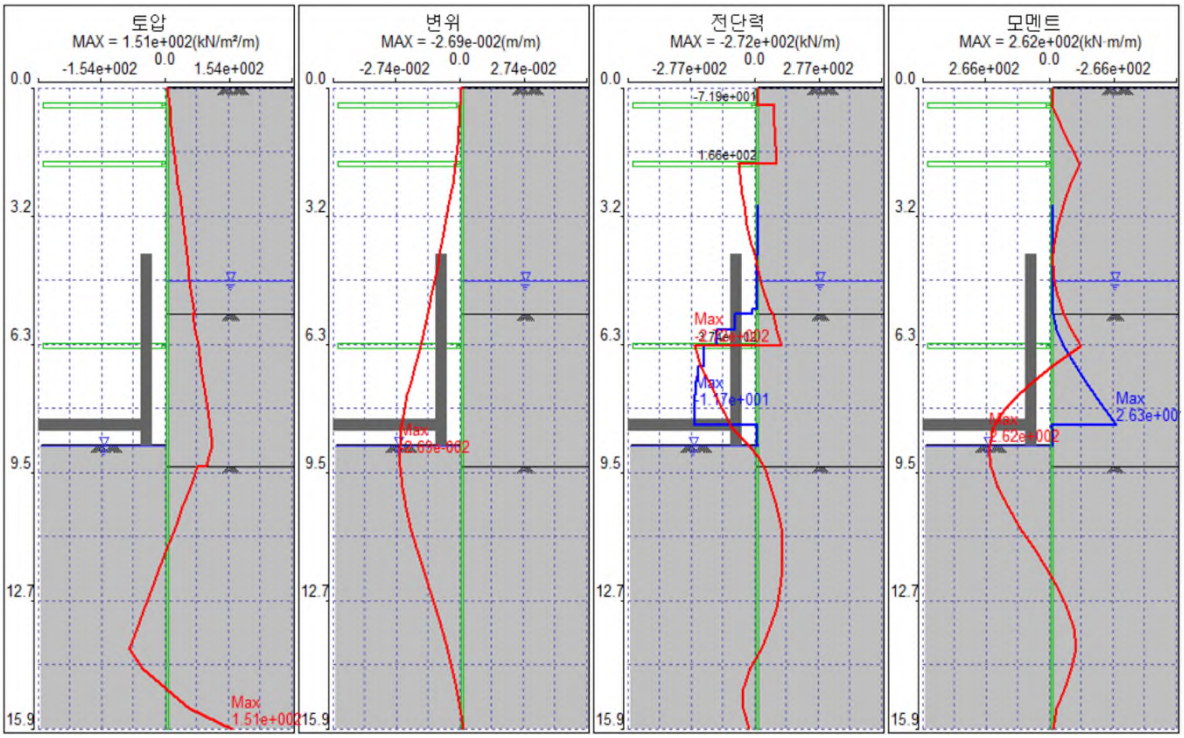
11) 시공 11 단계 [CS11 : 해체2]



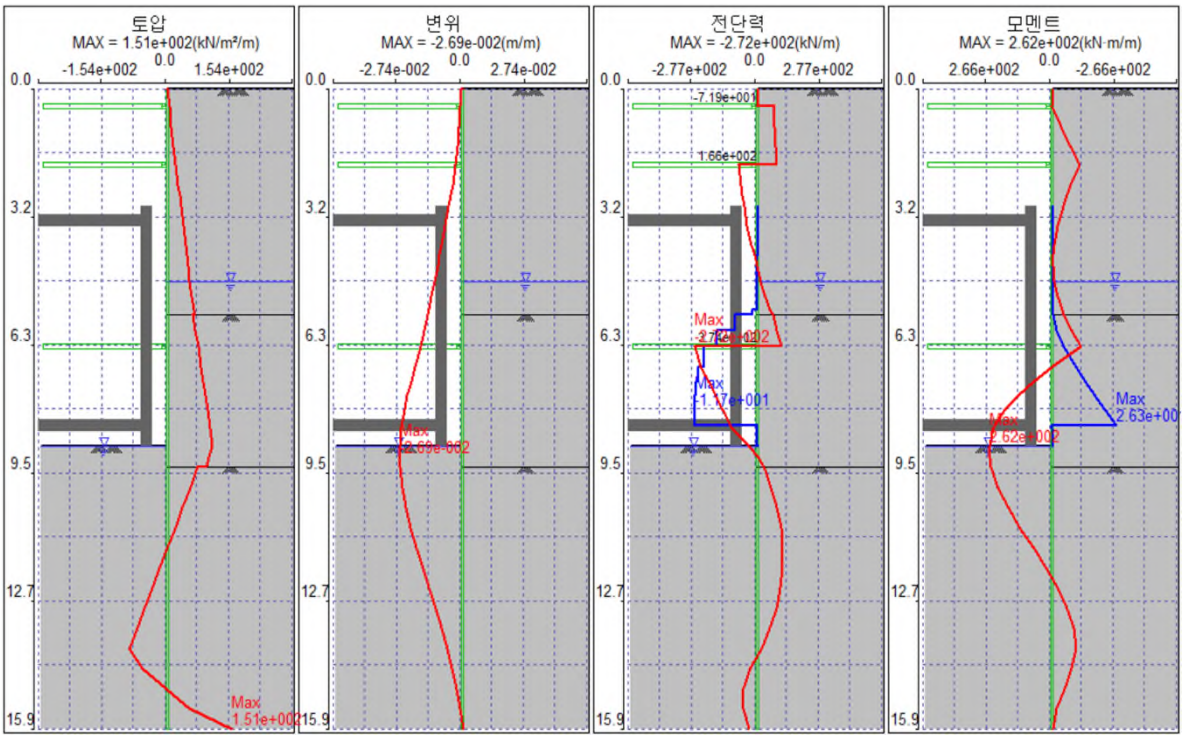
12) 시공 12 단계 [CS12 : 해체3]



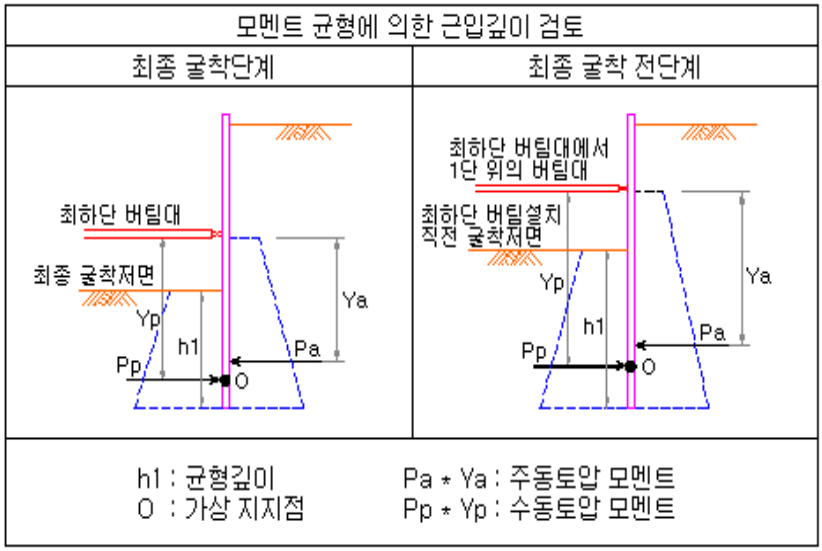
13) 시공 13 단계 [CS13 : 해체4]



14) 시공 14 단계 [CS14 : 해체5]



12.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	5.006	7.000	6484.878	8671.124	1.337	1.200	OK
최종 굴착 전단계	4.833	8.961	9692.562	16963.467	1.750	1.200	OK

12.3.1 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 -6.394 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 225.012 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.312 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 979.846 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 6.317 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (225.012 x 1.312) + (979.846 x 6.317) = 6484.878 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1211.785 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 7.156 m

Mp = (Pp x Yp) = (1211.785 x 7.156) = 8671.124 kN · m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 8671.124 / 6484.878 = 1.337

S.F. = 1.337 > 1.2 ... OK

12.3.2. 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 -3.894 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 182.26 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.655 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1166.343 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 8.052 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (182.26 x 1.655) + (1166.343 x 8.052) = 9692.562 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1863.435 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 9.103 m

Mp = (Pp x Yp) = (1863.435 x 9.103) = 16963.467 kN·m

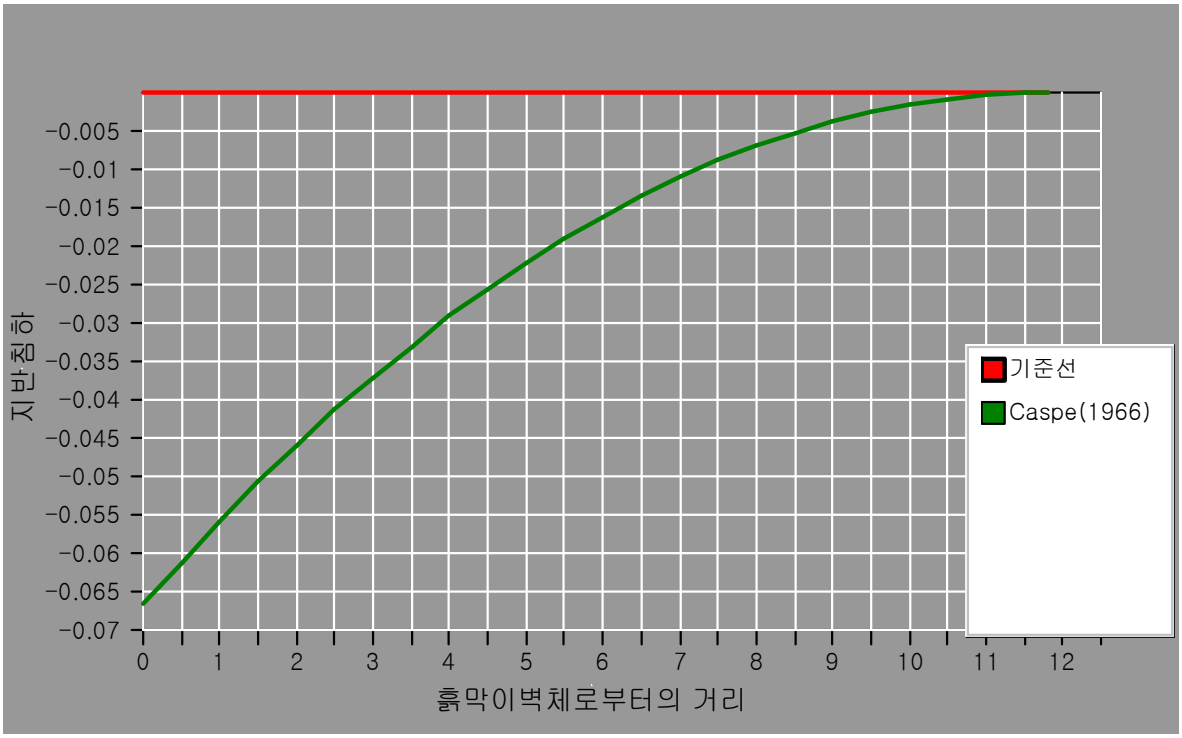
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 16963.467 / 9692.562 = 1.75

S.F. = 1.75 > 1.2 ... OK

12.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



12.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.197 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 12.7 m, Hw = 8.855 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 26.733 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ /2)

Hp = 0.5 x 12.7 x tan(45 + 26.733/2) = 10.308 m

Ht = Hp + Hw = 10.308 + 8.855 = 19.163 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ /2)

D = 19.163 x tan(45-26.733/2) = 11.805 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.197 / 11.805 = -0.067 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.067 x ((11.805 - Xi) / 11.805)^2

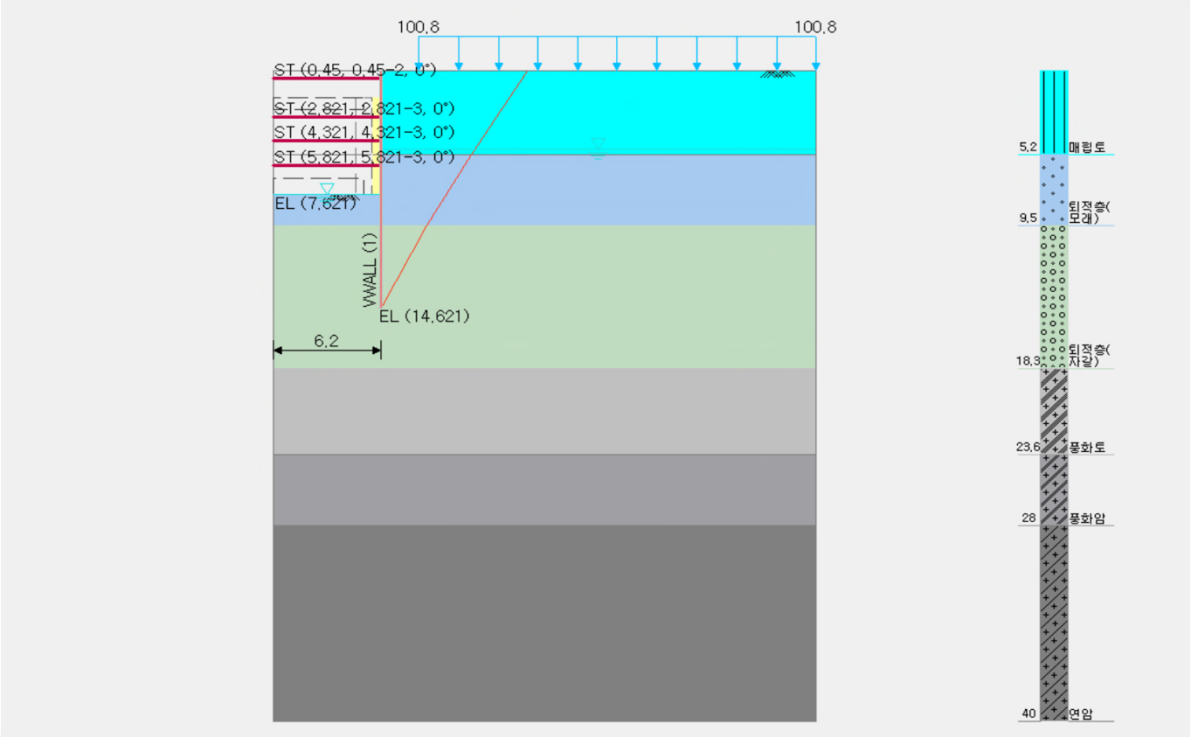
변 경

13. RAMP-C(STA.0+745.000~758.000)

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)
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
9.중간말뚝 설계
10. Sheet 설계
10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 14.62m)
11.전산 입력 정보
12.해석결과

1.표준단면


100.8
100.8
ST (0.45, 0.45-2, 0°)
ST (2.821, 2.821-3, 0°)
ST (4.321, 4.321-3, 0°)
ST (5.821, 5.821-3, 0°)
EL (7.621)
VWALL (1)
EL (14.621)
6.2
5.2
매립토
9.5
퇴적층(모래)
18.3
퇴적층(자갈)
23.6
풍화토
28
풍화암
40
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-B:750x1990x200	-	휨응력	199.674	210.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	12.878	120.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	63.210	176.580	O.K	처짐	O.K
		전단응력	34.426	108.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	86.355	171.180	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	70.423	108.000	O.K		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	101.677	182.334	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	72.303	108.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.45	휨응력	4.171	136.620	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	10.671	107.981	O.K		
		전단응력	1.829	108.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x9	2.82	휨응력	22.001	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	72.592	161.639	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.758	106.692	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x9	4.32	휨응력	22.001	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	54.117	161.639	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.758	106.692	O.K		
강관버팀보-3단 P 406.4x9	5.82	휨응력	22.001	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	56.827	161.639	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.758	106.692	O.K		

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
주형보 H 300x305x15/15	0.45	휨응력	21.041	182.334	O.K	
		전단응력	17.456	108.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 300x305x15/15	2.82	휨응력	167.227	171.711	O.K	
		전단응력	92.491	108.000	O.K	
강관버팀보-2단 H 300x305x15/15	4.32	휨응력	117.325	171.711	O.K	
		전단응력	64.891	108.000	O.K	
강관버팀보-3단 H 300x305x15/15	5.82	휨응력	124.645	171.711	O.K	
		전단응력	68.939	108.000	O.K	

2.6 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	58.322	178.085	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	40.367	174.192	O.K	지지력	O.K

2.7 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
흙막이벽(우) J:SP-IV(SY390(SY40)	0.00 ~ 14.62	휨응력	151.020	317.250	O.K	
		전단응력	14.038	168.750	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관)로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.40m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 : 2.00	m
		P 406.4x9	수평간격 : 3.00	m
		P 406.4x9	수평간격 : 3.00	m
		P 406.4x9	수평간격 : 3.00	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-B:750x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 440x300x11/18(SS400)	-	
	H 300x305x15/15(SS400)	-	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x9(SS400)	3.00m	
띠장	H 300x305x15/15(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	315	390
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 20$ 210	$0 < \ell/r \le 15$ 285	$0 < \ell/r \le 14$ 315	$0 < \ell/r \le 18$ 390
		$20 < \ell/r \le 93$ $210 - 1.3(\ell/r - 20)$	$15 < \ell/r \le 80$ $285 - 2.0(\ell/r - 15)$	$14 < \ell/r \le 76$ $315 - 2.3(\ell/r - 14)$	$18 < \ell/r \le 67$ $390 - 3.3(\ell/r - 18)$
		$93 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$76 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,500+(\ell/r)^2}$	$67 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압 축 응 력	인장연 (순단면)	210	285	315	390
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.5$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.5$ 315	$\ell/b \le 5.0$ 390
		$4.5 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.6(\ell/b-4.5)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.7(\ell/b-4.0)$	$3.5 < \ell/b \le 27$ $315 - 6.6(\ell/b-3.5)$	$5.0 < \ell/b \le 25$ $390 - 9.9(\ell/b-4.5)$
전단응력 (총단면)		120	165	180	225
지압응력		315	420	465	585
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 압 축 응 력	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 210x1.5=315 260x1.5=390	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	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

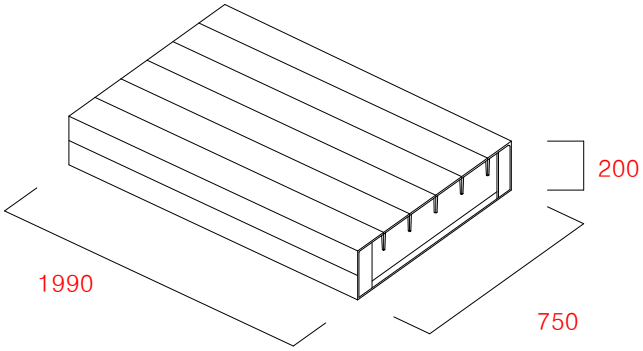
가. midas GeoX V 4.5.0
나. 탄소성법
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64130000
A (mm^2)	13806
Z_x (mm^3)	443000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

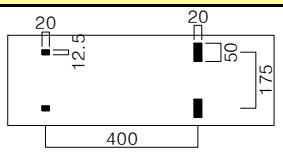
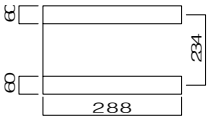
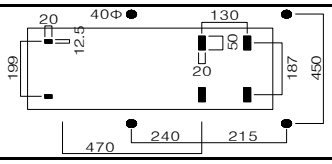
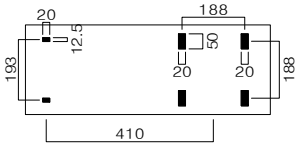
가. 고정하중

w_d = 2.800 × 1 / 1.990

= 1.407 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

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.407 \times \text{###}^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.455 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.407 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.800 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.455 × 1000000.000 / 443000 = 199.674 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.800 × 1000.000 / 13806 = 12.878 MPa

4.4 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	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 199.674 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 12.878 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.407 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 64130000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 64130000}$$

= 0.0213336 + 2.150

= 2.172 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

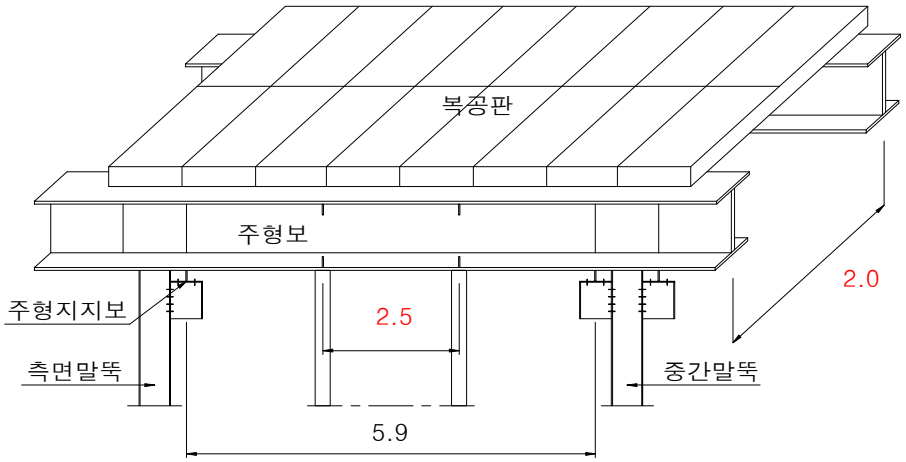
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 2.172 mm ---> O.K

5.주형보 설계

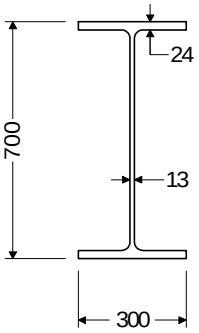
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 5.900 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1814.2
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 = 3.733 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.814 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.698 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.698 \times 5.900 \times 5.900 / 8 = 24.791$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.698 \times 5.900 / 2 = 16.808$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 5.900)

= 0.327 > 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

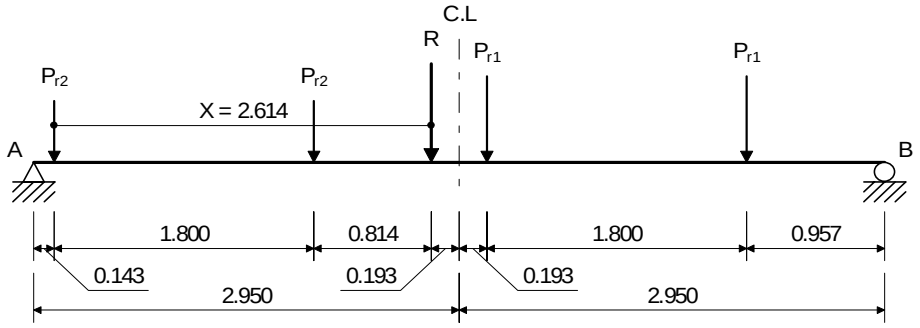
(3) 전륜하중

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 차선 재하시 (후륜하중)

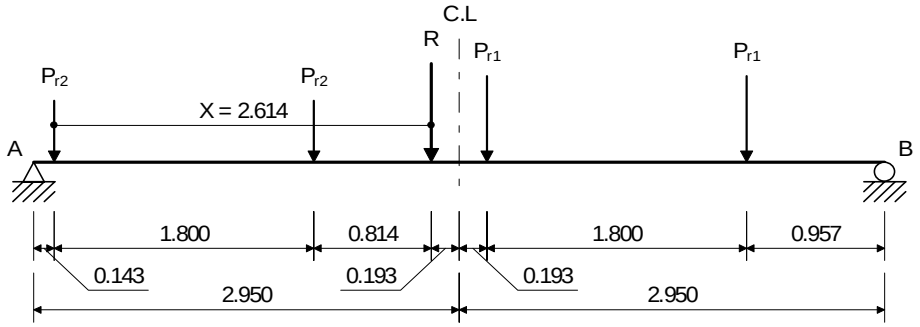


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

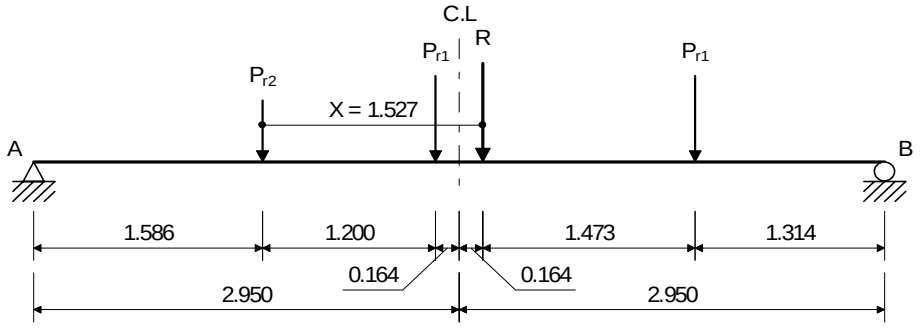
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 5.757 + Pr2 x 3.957 + Pr1 x 2.757 + Pr1 x 0.957) / L
= (93.600 x 5.757 + 93.600 x 3.957 + 124.800 x 2.757 + 124.800 x 0.957) / 5.900
= 232.678 kN

M_l = (Ra x 3.143 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (232.678 x 3.143 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 338.154 kN·m

② 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

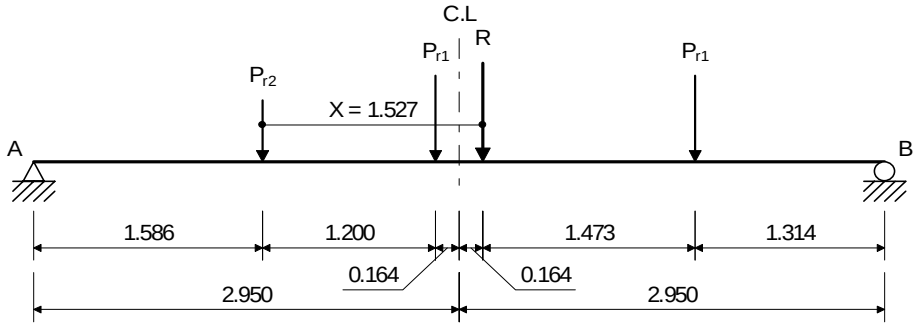


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

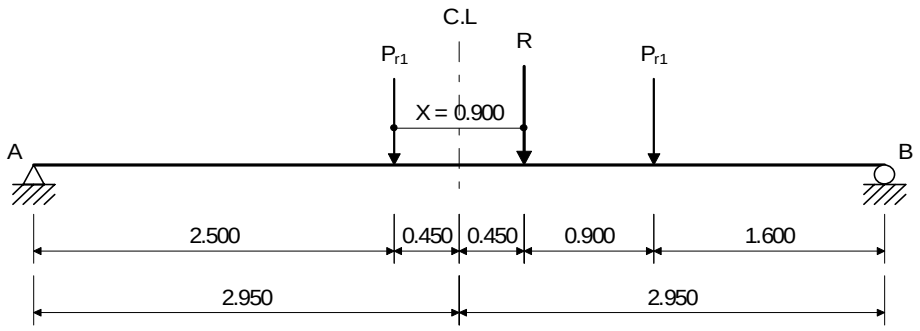
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 4.314 + Pr1 x 3.114 + Pr1 x 1.314) / L
= (93.600 x 4.314 + 124.800 x 3.114 + 124.800 x 1.314) / 5.900
= 162.081 kN

M_l = (Ra x 2.786 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (162.081 x 2.786 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 339.298 kN·m

③ 1 차선 재하시 (후륜하중)

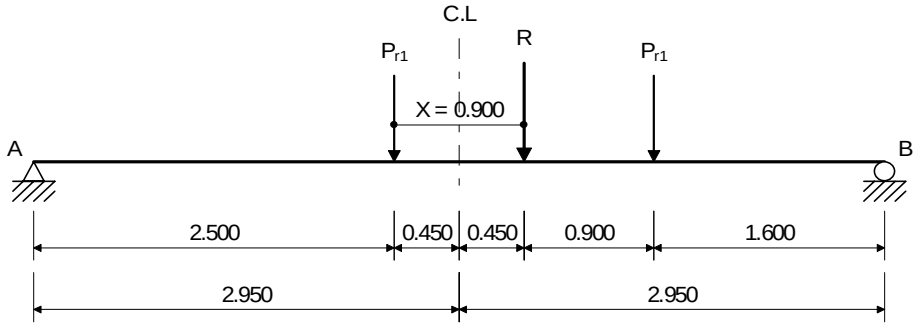


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 = 124.800 x 2
= 249.600 kN

X = (Pr1 x 1.800) / R
= (124.800 x 1.800) / 249.600
= 0.900 m

b. 최대 휨모멘트

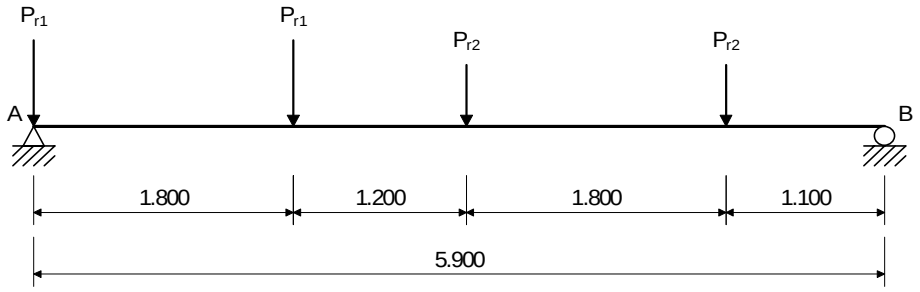


R_a = (Pr1 x 3.400 + Pr1 x 1.600) / L
= (124.800 x 3.400 + 124.800 x 1.600) / 5.900
= 105.763 kN

M_l = (Ra x 2.500) x 1.00
= (105.763 x 2.500) x 1.00
= 264.407 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① 2 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 5.900 + Pr1 x 4.100 + Pr2 x 2.900 + Pr2 x 1.100) / L

= (124.800 x 5.900 + 124.800 x 4.100 + 93.600 x 2.900 + 93.600 x 1.100) / 5.900

= 274.983 kN

S_l = 274.983 x 1.00 = 274.983 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 24.791 + 339.298 = 364.089 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 16.808 + 274.983 = 291.791 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 364.089 x 1000000 / 5760000.0 = 63.210 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 291.791 x 1000 / 8476 = 34.426 MPa

5.4 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (63.210 + 63.210) / 63.210

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 63.210 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 34.426 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

$M = M_{l\,max} / (1+i) = 339.298 / 1.300 = 260.998$ kN·m

$w = 8 \times M / L^2 = 8 \times 260.998 / (5.90 \times 5.90) = 59.982$ kN/m

$\delta_l = 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_x)$

$= 5 \times 59.982 \times 5900.0^4 / (384 \times 210000 \times 2010000000)$

$= 2.242$ mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (5900.0 / 400 , 25)

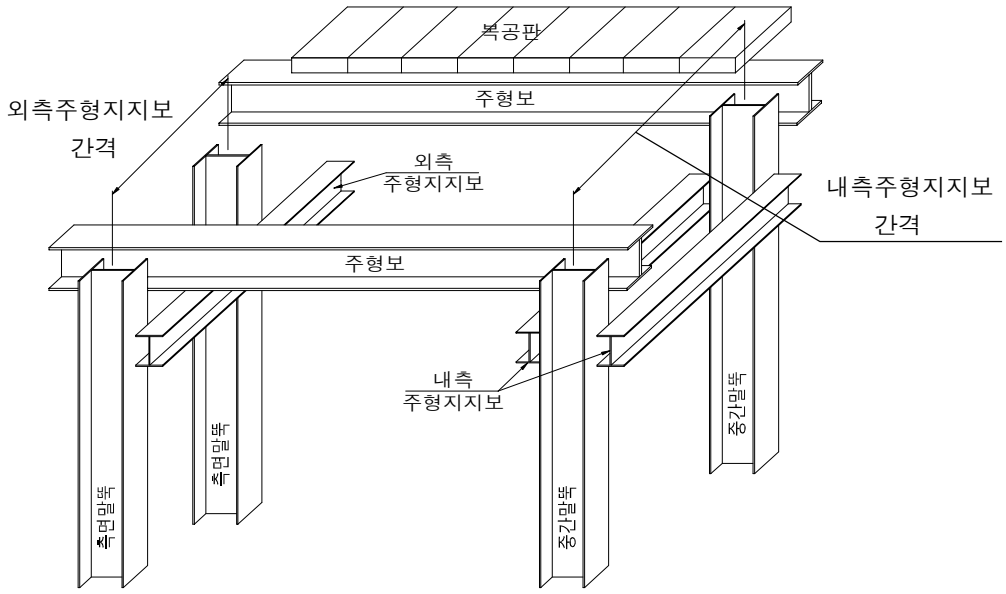
= 14.750 mm > δ_l = 2.242 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(중앙)

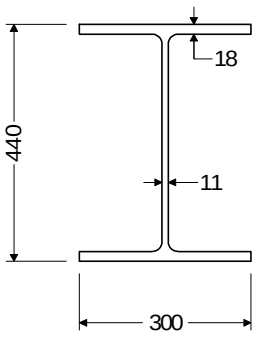
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

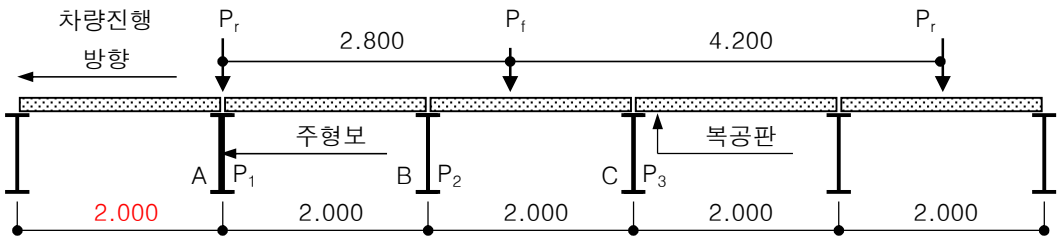


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

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



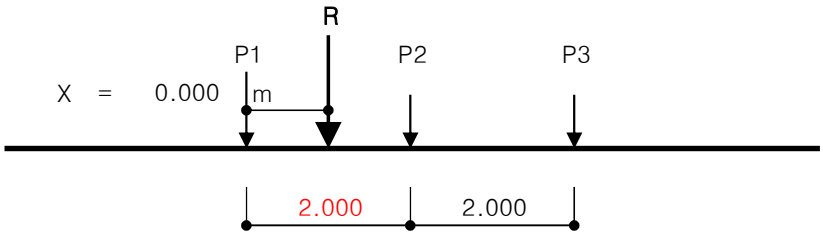
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 16.808 + 274.983 = 291.791 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000

= 16.808 + 68.746 x 1.200 / 2.000 = 58.055 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

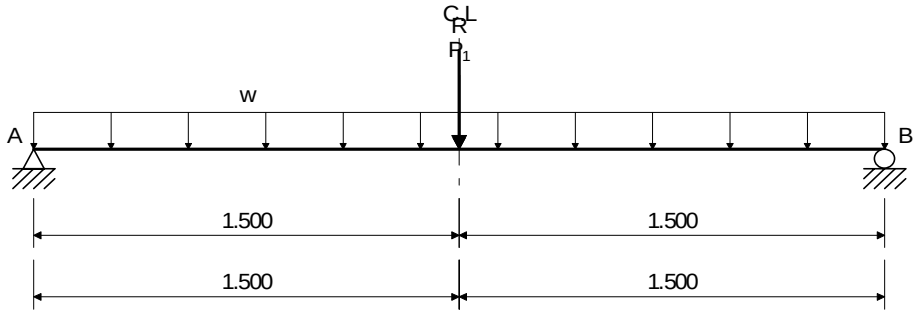


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

$R = P_1$
$= 291.791$
$= 291.791$ kN

$X = (0.000) / R$
$= (0.000) / 291.791$
$= 0.000$ m

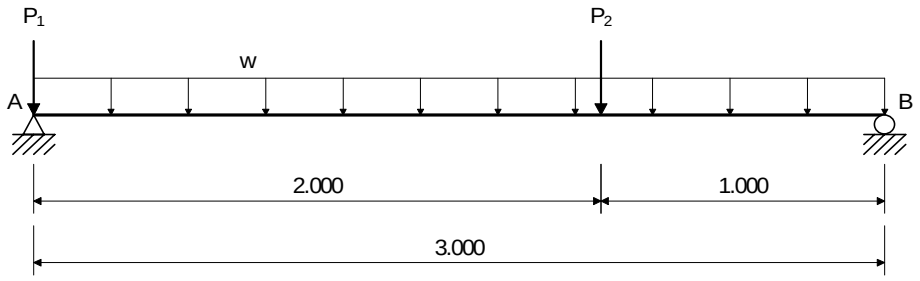
② 최대 휨모멘트



$R_a = (P_1 \times 1.500) / L$
$= (291.791 \times 1.500) / 3.000$
$= 145.895$ kN

$M_{max} = (Ra \times 1.500) + w \times L^2 / 8$
$= (145.895 \times 1.500) + 1.212 \times 3.00^2 / 8$
$= 220.206$ kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (291.791 x 3.000 + 58.055 x 1.000) / 3.000
= 311.143 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 311.143 + 1.212 x 3.00 / 2
= 312.960 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 220.206 x 1000000 / 2550000.0 = 86.355 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 312.960 x 1000 / 4444 = 70.423 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (86.355 + 86.355) / 86.355
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300
= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))
= 171.180 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 86.355 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 70.423 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = (S_{max} + 주형보 전단력) / (τ_a x π x d^2 / 4)

= (312960 + 16)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

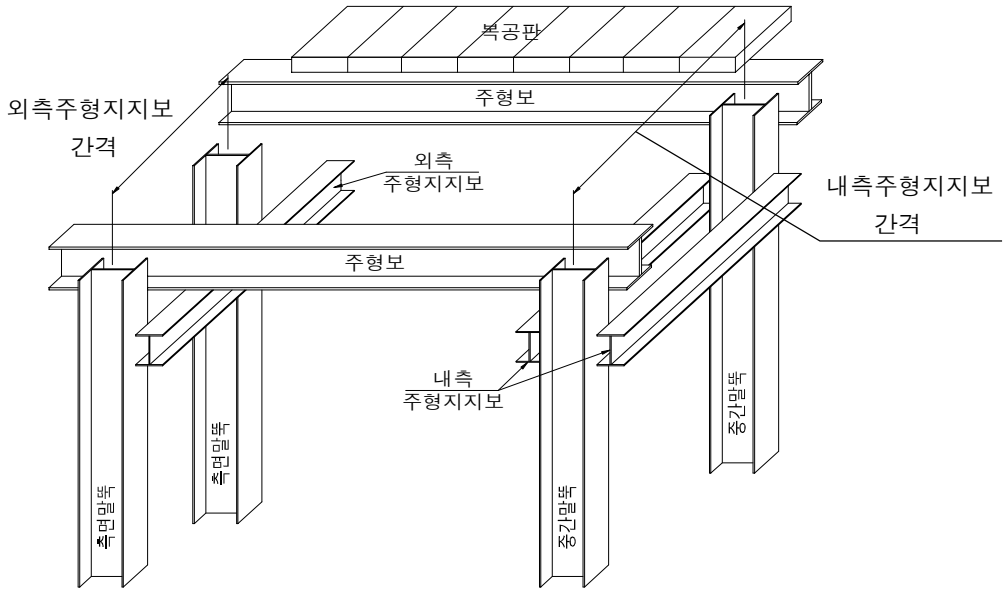
= 4.10 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.10 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(측벽)

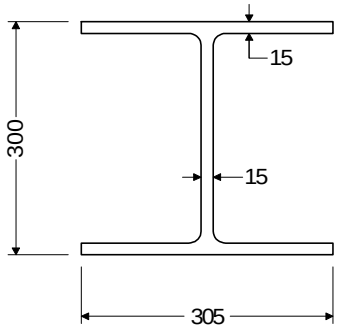
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 2.00 m

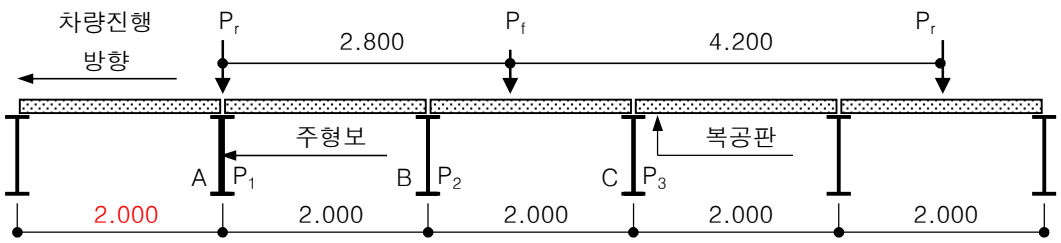


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

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



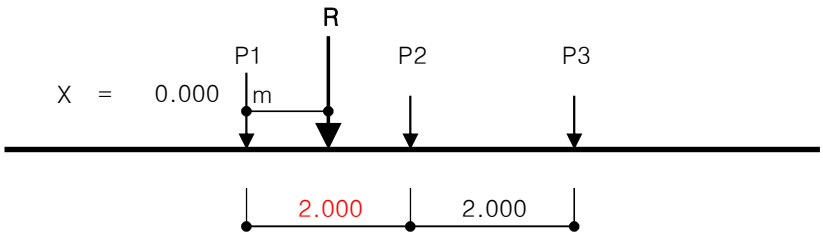
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)
= 16.808 + 274.983 = 291.791 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000
= 16.808 + 68.746 x 1.200 / 2.000 = 58.055 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

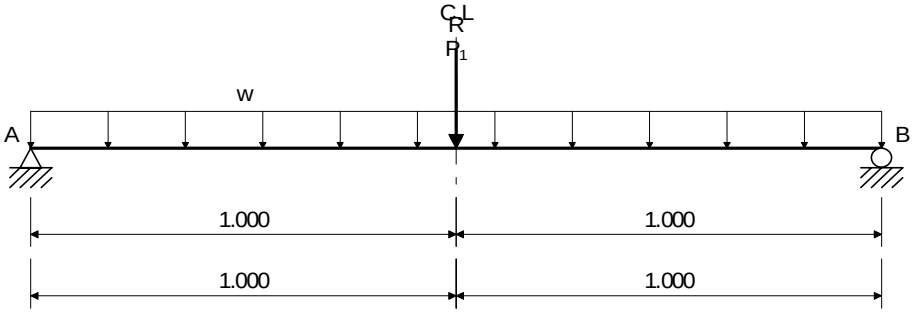


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 291.791
= 291.791 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 291.791
= 0.000 m

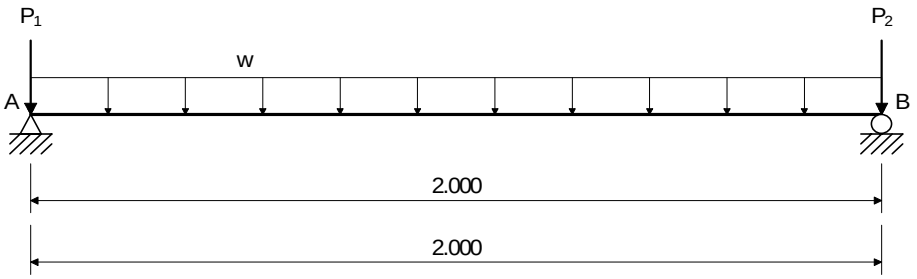
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.000) / L
= (291.791 x 1.000) / 2.000
= 145.895 kN

M_{max} = (Ra x 1.000) + w x L^2 / 8
= (145.895 x 1.000) + 1.038 x 2.00^2 / 8
= 146.414 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 2.000 + P_2 x 0.000) / L
= (291.791 x 2.000 + 58.055 x 0.000) / 2.000
= 291.791 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 291.791 + 1.038 x 2.00 / 2
= 292.828 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 146.414 x 1000000 / 1440000.0 = 101.677 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 292.828 x 1000 / 4050 = 72.303 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (101.677 + 101.677) / 101.677
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 101.677 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 72.303 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = (S_{max} + 주형보 전단력) / (τ_a x π x d^2 / 4)

= (292828 + 16)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

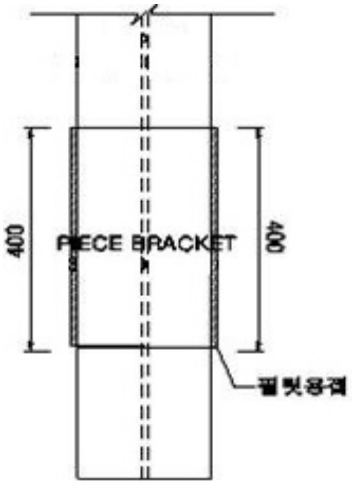
= 3.84 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 3.84 ea ---> O.K

자. 브라켓 필릿용접검토

▶ 전단응력

$$\tau = \frac{P}{\sum a \times l} = \frac{308.328 \times 10^3}{10.61 \times 800} = 36.34 \text{ MPa}$$



(1) ∑ a (목두께) = a : 모재 두께 (브라켓 H-pile의 Flange)

→ 0.707 × a = 0.707 × 15 = 10.605

(2) l : 유효길이 (브라켓 길이=400mm)

→ 400 + 400 = 800

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80 = 108.0 MPa

→ 모재의 전 강도의 75%이상 갖도록 설계 (도로교설계기준 P.176 3.5.1.1)

τ_a = 108.000 x 0.75

= 81.000 MPa

∴ τ < τa = 36.34 < 81.00 ---> O.K

7.지보재 설계

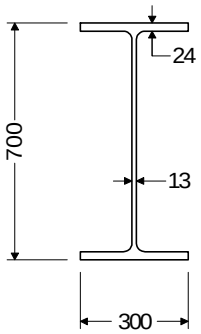
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.200 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} = 65.647 kN/m ---> 주형보 (CS14 : 해체5)
= 65.647 x 2.00 / 1 단
= 131.294 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 131.294 + 120.0 = 251.294 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.200 x 6.200 / 8 / 1 단
= 24.025 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.200 / 2 / 1 단
= 15.500 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.025 x 1000000 / 5760000.0 = 4.171 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 251.294 x 1000 / 23550 = 10.671 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.500 x 1000 / 8476 = 1.829 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.278

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (14.842 − 6.500) / 14.842

= 0.562

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6200 / 293

21.160 ---> 20 < Lx/Rx ≤ 93 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (21.160 − 20))

= 187.684 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 187.684 MPa

L_y / R_y = 6200 / 67.8

91.445 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (91.445 − 20))

= 107.981 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 107.981 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 107.981 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6200 / 300

= 20.667 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (20.667 − 4.5))

= 136.620 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 136.620 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (21.160)^2

= 3617.986 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 107.981 MPa > f_c = 10.671 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 136.620 MPa > f_b = 4.171 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 1.829 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{10.671}{107.981} + \frac{4.171}{136.620 \times (1 - (10.671 / 3617.986))}$$

$$= 0.129 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 10.671 + \frac{4.171}{1 - (10.671 / 3617.986)}$$

$$= 14.854 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.129 , 0.079)

= 0.129 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{14.842}{107.981} + \left\{ \frac{1.829}{108.000} \right\}^2$$

$$= 0.138 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

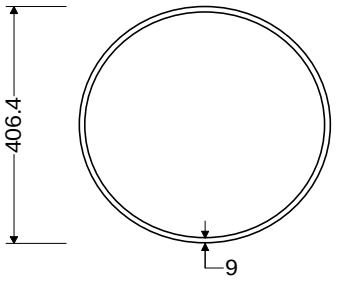
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.200 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 231.888 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS11 : 해체2)
= 231.888 x 3.00 / 1 단
= 695.663 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 695.663 + 120.0 = 815.663 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.200 x 6.200 / 8 / 1 단
= 24.025 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.200 / 2 / 1 단
= 15.500 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 24.025 x 1000000 / 1092000.0 = 22.001 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 815.663 x 1000 / 11236.2 = 72.592 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{15.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.758 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.047 x 9)

= 21.574 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.047

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (94.593 − 50.592) / 94.593

= 0.465 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6200 / 140.5

44.128 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (44.128 − 20))

= 161.639 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 161.639 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.128)^2

= 831.925 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 161.639 MPa > f_c = 72.592 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 22.001 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.758 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{72.592}{161.639} + \frac{22.001}{189.000 \times (1 - (72.592 / 831.925))}$$

$$= 0.577 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 72.592 + \frac{22.001}{1 - (72.592 / 831.925)}$$

$$= 96.697 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.577 , 0.512)

= 0.577 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{94.593}{161.639} + \left\{ \frac{2.758}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.586 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

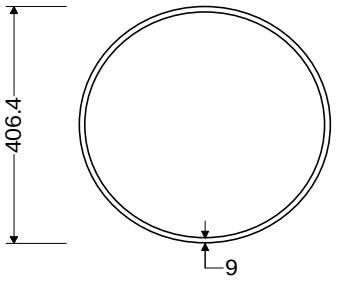
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.200 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 162.691 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 6.321 m)
= 162.691 x 3.00 / 1 단
= 488.074 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 488.074 + 120.0 = 608.074 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.200 x 6.200 / 8 / 1 단
= 24.025 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.200 / 2 / 1 단
= 15.500 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 24.025 \times 1000000 / 1092000.0 = 22.001$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 608.074 \times 1000 / 11236.2 = 54.117$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.758$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.058 x 9)

= 21.344 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.058

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (76.118 − 32.116) / 76.118

= 0.578 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6200 / 140.5

44.128 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (44.128 − 20))

= 161.639 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 161.639 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.128)^2

= 831.925 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 161.639 MPa > f_c = 54.117 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 22.001 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.758 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{54.117}{161.639} + \frac{22.001}{189.000 \times (1 - (54.117 / 831.925))}$$

= 0.459 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 54.117 + \frac{22.001}{1 - (54.117 / 831.925)}$$

$$= 77.649 < f_{cal} = 189.000 \quad ---> \quad O.K$$

∴ 안전율 = Max.(0.459 , 0.411)
= 0.459 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{76.118}{161.639} + \left\{ \frac{2.758}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.472 < 1.0 \quad ---> \quad O.K$$

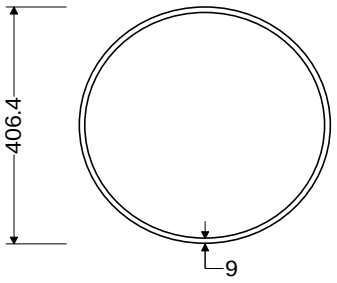
7.4 Strut 설계 (강관버팀보-3단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.200 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 172.840 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 7.621 m)
= 172.840 x 3.00 / 1 단
= 518.521 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 518.521 + 120.0 = 638.521 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.200 x 6.200 / 8 / 1 단
= 24.025 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.200 / 2 / 1 단
= 15.500 kN
(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 24.025 \times 1000000 / 1092000.0 = 22.001$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 638.521 \times 1000 / 11236.2 = 56.827$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{15.500 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 2.758$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

r/(α・t) = 203.2 / (1.056 x 9)
= 21.384 ---> r/(αt) ≤ 50 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140
= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10
= 1.056

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (78.828 − 34.826) / 78.828
= 0.558 (0 ≤ Φ ≤ 2)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000
= 189.000 MPa

L / R = 6200 / 140.5
44.128 ---> 20 < L/R ≤ 93 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (44.128 − 20))
= 161.639 MPa

f_{ca} = f_{cag} ・ f_{cal} / f_{cao}
= 161.639 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (44.128)^2
= 831.925 MPa

▶ 허용전단응력

$r / t = 203.2 / 9$

$= 22.578$ ---> r/t ≤ 125 이므로

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times (80 - 0.0019 \times 22.578^2)$

$= 106.692$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 161.639$ MPa > $f_c = 56.827$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 189.000$ MPa > $f_b = 22.001$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 106.692$ MPa > $\tau = 2.758$ MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{56.827}{161.639} + \dfrac{22.001}{189.000 \times (1 - (56.827 / 831.925))}$

$= 0.477 < 1.0$ ---> O.K

$f_c + \dfrac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$= 56.827 + \dfrac{22.001}{1 - (56.827 / 831.925)}$

$= 80.441 < f_{cal} = 189.000$ ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.477 , 0.426)

= 0.477 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$= \dfrac{78.828}{161.639} + \left\{ \dfrac{2.758}{106.692} \right\}^2$

$= 0.488 < 1.0$ ---> O.K

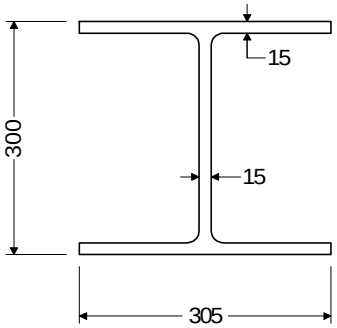
8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

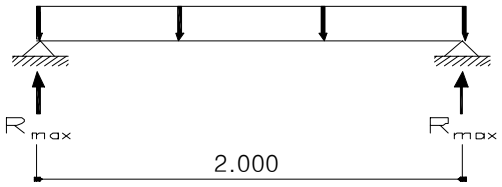
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 65.647 kN/m ---> 주형보 (CS14 : 해체5)

P = 65.647 × 2.00 m / 1 ea = 131.294 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 131.294 / (13 × 2.000)
= 60.597 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 60.597 × 2.000 ^{2} / 8
= 30.299 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 60.597 × 2.000 / 12
= 70.697 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 30.299 x 1000000 / 1440000.0 = 21.041 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 70.697 x 1000 / 4050 = 17.456 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (21.041 + 21.041) / 21.041$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 21.041 MPa ---> O.K

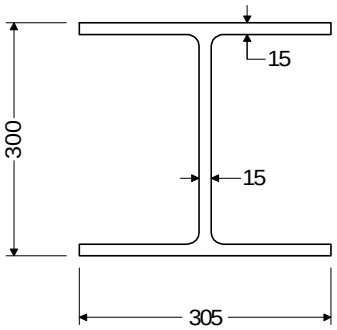
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 17.456 MPa ---> O.K

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

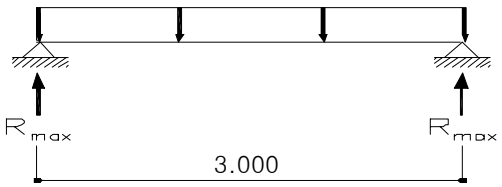
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 231.888 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS11 : 해체2)

$P = 231.888 \times 3.00\ m / 1\ ea = 695.663\ kN$

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 695.663 / (13 \times 3.000)$
$= 214.050\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 214.050 \times 3.000^{2} / 8$
$= 240.807\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 214.050 \times 3.000 / 12$
$= 374.588\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 240.807 \times 1000000 / 1440000.0 = 167.227$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 374.588 \times 1000 / 4050 = 92.491$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$t = 15.000$ ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 0.9 \times 140$
$= 189.000$ MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (167.227 + 167.227) / 167.227$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 3000 / 305$
$= 9.836$ ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

$f_{bag} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (9.836 - 4.5))$
$= 171.711$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
$= 171.711$ MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
$= 108.000$ MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 171.711$ MPa > $f_b = 167.227$ MPa ---> O.K

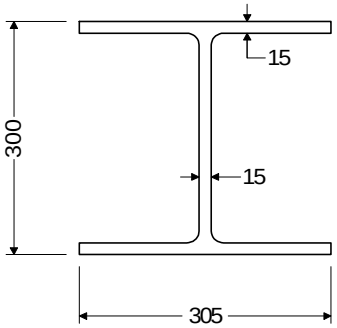
▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 92.491$ MPa ---> O.K

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

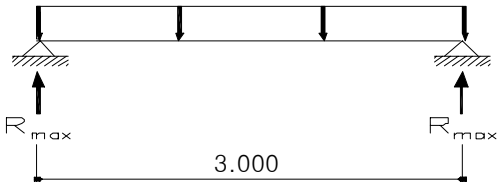
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 162.691 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 6.321 m)

P = 162.691 × 3.00 m / 1 ea = 488.074 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 488.074 / (13 × 3.000)
= 150.177 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 150.177 × 3.000 ^{2} / 8
= 168.949 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 150.177 × 3.000 / 12
= 262.809 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 168.949 x 1000000 / 1440000.0 = 117.325 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 262.809 x 1000 / 4050 = 64.891 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (117.325 + 117.325) / 117.325$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 305

= 9.836 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (9.836 − 4.5))

= 171.711 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 171.711 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.711 MPa > f_b = 117.325 MPa ---> O.K

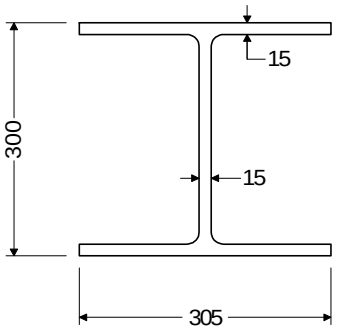
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 64.891 MPa ---> O.K

8.4 강관버팀보-3단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

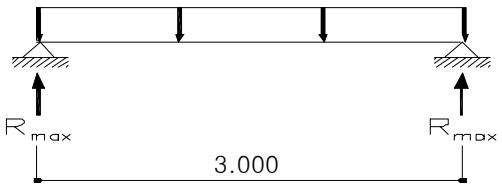
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 172.840 kN/m ---> 강관버팀보-3단 (CS9 : 굴착 7.621 m)

$P = 172.840 \times 3.00\ m / 1\ ea = 518.521\ kN$

$R_{max} = 13 \times W_{max} \times L / 12$

$\therefore W_{max} = 12 \times R_{max} / (13 \times L)$
$= 12 \times 518.521 / (13 \times 3.000)$
$= 159.545\ kN/m$

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 8$
$= 159.545 \times 3.000^{2} / 8$
$= 179.488\ kN\cdot m$

$S_{max} = 7 \times W_{max} \times L / 12$
$= 7 \times 159.545 \times 3.000 / 12$
$= 279.204\ kN$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 179.488 \times 1000000 / 1440000.0 = 124.645$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 279.204 \times 1000 / 4050 = 68.939$ MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$t = 15.000$ ---> b/(39.6i) ≤ t 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 0.9 \times 140$
$= 189.000$ MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (124.645 + 124.645) / 124.645$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 3000 / 305$
$= 9.836$ ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

$f_{bag} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (9.836 - 4.5))$
$= 171.711$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
$= 171.711$ MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
$= 108.000$ MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 171.711$ MPa > $f_b = 124.645$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000$ MPa > $\tau = 68.939$ MPa ---> O.K

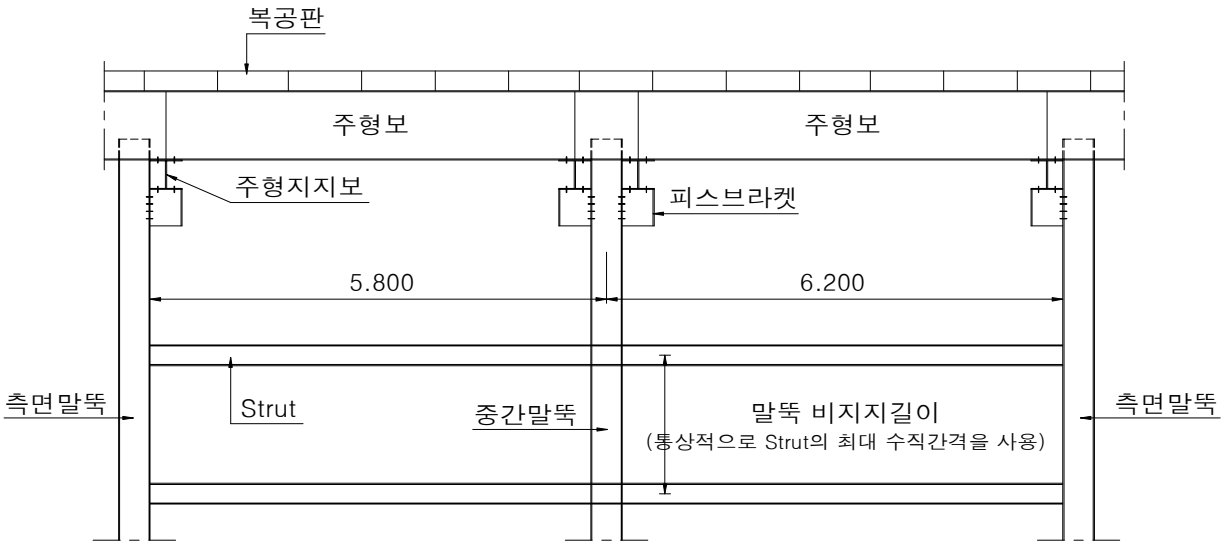
9.중간말뚝 설계

9.1 설계제원

가. 계산지간 : 5.800 + 6.200 = 12.000 m

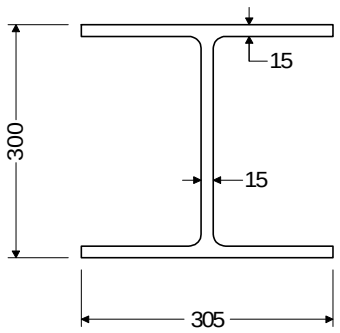
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 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
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



9.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 19.574 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 4.722 kN

(3) 버팀보 자중 = 49.216 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 4.905 kN

ΣP_s = 79.477 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.698 x 5.800) / 2 = 16.523 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.698 x 6.200) / 2 = 17.662 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 5.800)

= 0.328 > 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

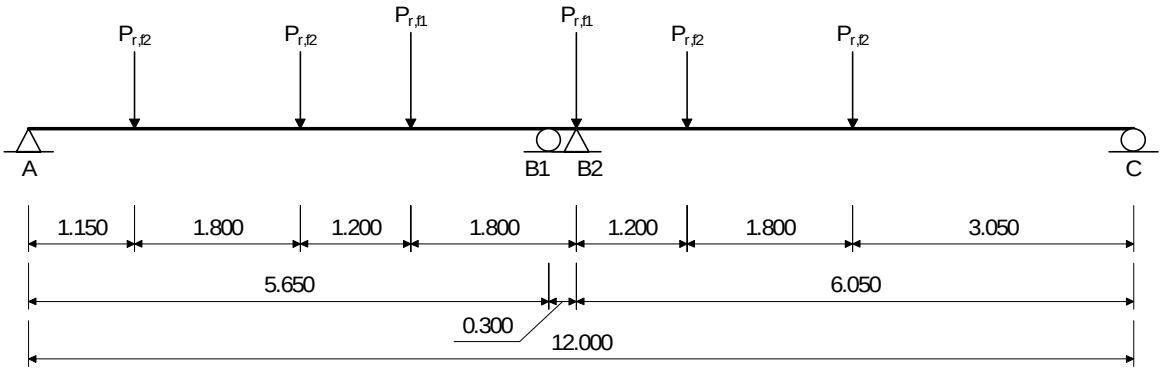
(2) 전륜하중

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 1.5 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.150 + 93.600 x 2.950 + 93.600 x 1.150) / 5.650

= 159.589 kN

R_{B2} = (124.800 x 6.050 + 93.600 x 4.850 + 93.600 x 3.050) / 6.050

= 247.021 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 159.589 x 1.00 = 159.589 kN

P_{r2} = 247.021 x 1.00 = 247.021 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.150 + 23.400 x 2.950 + 23.400 x 1.150) / 5.650

= 39.897 kN

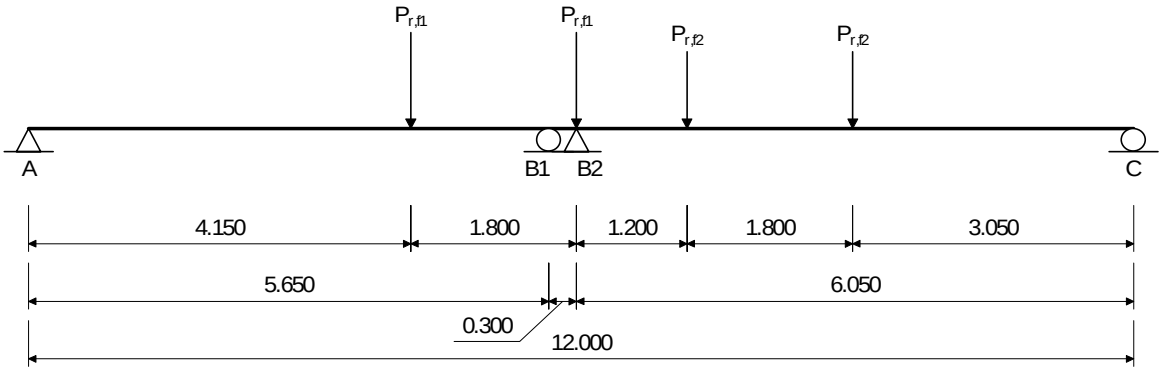
R_{B2} = (31.200 x 6.050 + 23.400 x 4.850 + 23.400 x 3.050) / 6.050

= 61.755 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 39.897 x 1.00 = 39.897 kN

P_{f2} = 61.755 x 1.00 = 61.755 kN

② 1.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 4.150) / 5.650

= 91.667 kN

R_{B2} = (124.800 x 6.050 + 93.600 x 4.850 + 93.600 x 3.050) / 6.050

= 247.021 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 91.667 x 1.00 = 91.667 kN

P_{r2} = 247.021 x 1.00 = 247.021 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 4.150) / 5.650

= 22.917 kN

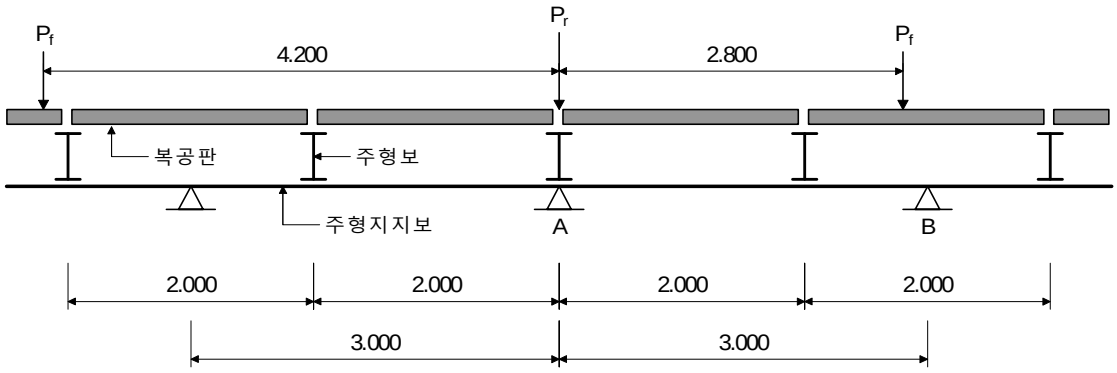
R_{B2} = (31.200 x 6.050 + 23.400 x 4.850 + 23.400 x 3.050) / 6.050

= 61.755 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 22.917 x 1.00 = 22.917 kN

P_{f2} = 61.755 x 1.00 = 61.755 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (159.589 x 3.000 + 39.897 x 0.200) / 3.000

= 162.249 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} x 3.00 / 2.00

= 162.249 + 16.523 x 3.00 / 2.00 = 187.033 kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

R_2 = (247.021 x 3.000 + 61.755 x 0.200) / 3.000

= 251.139 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} x 3.00 / 2.00

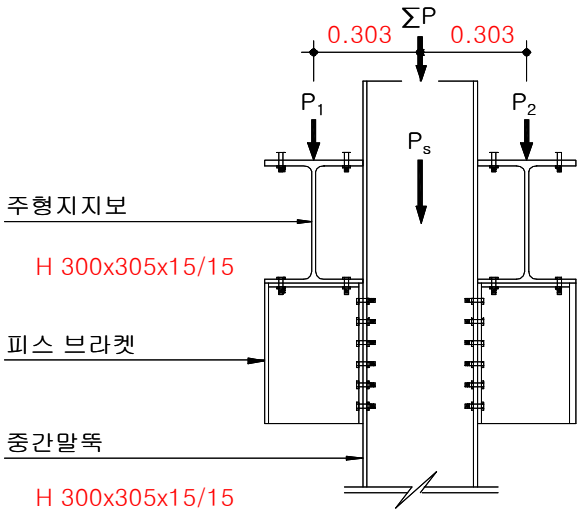
= 251.139 + 17.662 x 3.00 / 2.00 = 277.632 kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P$ = P_1 + P_2 + P_s

= 187.033 + 277.632 + 79.477 = 544.143 kN

9.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , f_c = $\sum P$ / A = 544.143 x 1000 / 13480 = 40.367 MPa

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 83.984 x 1000000 / 1440000 = 58.322 MPa

여기서, M_{max} = P_2 x e = 277.632 x 0.303 = 83.984 kN·m

나. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 2.062

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (98.689 − −17.955) / 98.689

= 1.182

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 2400 / 126

19.048 ---> Lx/Rx ≤ 20 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 189.000 MPa

L_y / R_y = 2400 / 72.6

33.058 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (33.058 − 20))

= 174.192 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 174.192 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 174.192 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2400 / 305

= 7.869 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (7.869 − 4.5))

= 178.085 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 178.085 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (19.048)^2

= 4465.125 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 174.192 MPa > f_c = 40.367 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 178.085 MPa > f_b = 58.322 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{40.367}{174.192} + \frac{58.322}{178.085 \times (1 - (40.367 / 4465.125))}$

$= 0.562 < 1.0$ ---> O.K

$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$= 40.367 + \frac{58.322}{1 - (40.367 / 4465.125)}$

$= 99.221 < f_{cal} = 189.000$ ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.562 , 0.525)

= 0.562 < 1.0 ---> O.K

9.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 544.14 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , Q_u = 25·N·A_p + 0.2·N_s·U·L_s + 0.5·N_c·U·L_c(선굴착 최종경타 공법)

여기서,
- N(선단의 N치) = 50
- N_s(선단까지의 모래층 N치 평균값) = 20
- N_c(선단까지의 점토층 N치 평균값) = 0
- L_s(모래층 중의 길이) = 14.621 m
- L_c(점토층 중의 길이) = 0.000 m
- A_p(H-Pile 단면적) = 0.0915 m^2
- U(파일의 둘레길이) = 1.210 m

= 25 x 50 x 0.0915 + 0.2 x 20 x 1.210 x ###

+ 0.5 x 0 x 1.210 x 0.000

= 185.141 tonf

= 1815.61 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 1815.61 / 2.0

= 907.805 kN

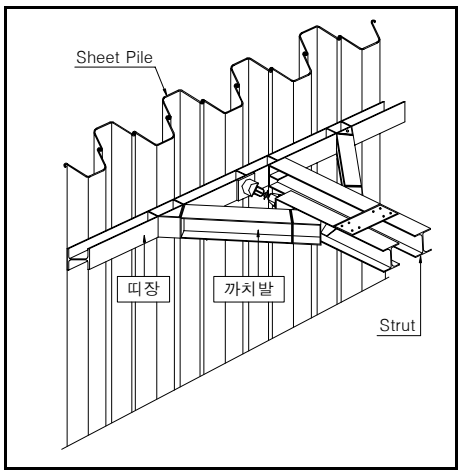
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

10. Sheet 설계

10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 14.62m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY390(SY40)
Sheet Pile Size	U:SP-IV
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	235.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	125.0
총단면적(A, mm^2)	24250.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	13180.0
$I_x(mm^4)$	386000000.0
$Z_x(mm^3)$	2270000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 195.835 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS9 : 굴착 7.621 m)

= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭

= 195.835 (kN·m/m) × 1.00 m = 195.835 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 185.018 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS9 : 굴착 7.621 m)

= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭

= 185.018 (kN/m) × 1.00 m = 185.018 kN

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

P_{max} = 주형보 반력 + 자중 및 작업하중 + 지보재 수직분력

= 145.895 kN/m + 29.564 kN/m + 0.000 kN/m

= 175.459 kN/m

= 단위폭당 최대 연직하중 × 단위폭

= 175.459 (kN/m) × 1.00 m = 175.459 kN

다. 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

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 235.0) × 0.9 = 317.25 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 125.0) × 0.9 = 168.75 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{max}}{A}$$

$$= \frac{195.835 \times 10^{6}}{0.6 \times 2270000.00} + \frac{175.459 \times 10^{3}}{24250.0} = 151.020 \text{ MPa}$$

$f_b < f_{ba}' = 317.25$ MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{185.018 \times 10^{3}}{13180.00} = 14.038 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_a' = 168.75$ MPa ---> O.K

11. 탄소성 입력 데이터

11.1 해석종류 : 탄소성보법

11.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

11.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 25.2 m, 굴착폭 = 6.2 m, 최대굴착깊이 = 7.621 m, 전모델높이 = 40 m

11.4 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	5.19	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(모래)	9.52	18.00	19.00	0.00	28.00	6	-	20000.00
3	퇴적층(자갈)	18.32	20.00	21.00	0.00	35.00	50	-	32000.00
4	풍화토	23.64	20.00	21.00	21.00	29.00	35	-	31000.00
5	풍화암	28.00	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
7	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	5	9000.00	12000.00

11.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-IV	SY390(SY40)	14.621	1

11.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.45	2	6.2	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x9	SS400	2.821	3	6.2	50	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x9	SS400	4.321	3	6.2	50	1
4	강관버팀보-3단	P 406.4x9	SS400	5.821	3	6.2	50	1

11.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	슬래브	2.028	0	5.2	C27	0.7	-
2	기초	7.121	0	5.2	C27	1	-
3	벽체	5.2	1.678	7.621	C27	0.9	뒤채움

11.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

11.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 4.8 m, 수위차 = 14.621 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	0.95	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	3.32	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	4.82	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	6.32	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	강관버팀보-3단		-	-	-	-	X	X
9	7.62	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	-	-	6.727	-	-	-	X	X
11	-		강관버팀보-2단	-	-	-	-	X	X
12	-	-	-	4.234	-	-	-	X	X
13	-		강관버팀보-1단	-	-	-	-	X	X
14	-	-	-	2.896	-	-	-	X	X
15	-	-	-	1.678	-	-	-	X	X

12. 해석 결과
12.1 전산 해석결과 집계

12.1.1 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 0.95 m	0.95	5.91	9.5	-4.51	3.8	3.83	4.8	-4.49	10.4
CS2 : 생성 주형보	0.95	5.91	9.5	-4.51	3.8	3.83	4.8	-4.49	10.4
CS3 : 굴착 3.321 m	3.32	33.44	4.8	-40.07	0.5	62.75	2.9	-12.96	6.7
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.32	24.75	4.8	-32.34	0.5	45.85	3.3	-11.06	10.4
CS5 : 굴착 4.821 m	4.82	44.12	7.6	-106.19	2.8	91.65	5.2	-43.60	10.0
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.82	41.01	7.6	-92.89	2.8	83.27	5.2	-40.45	10.0
CS7 : 굴착 6.321 m	6.32	89.49	9.5	-150.04	4.3	151.52	6.7	-82.42	10.9
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.32	86.73	9.5	-136.46	4.3	142.93	6.7	-79.25	10.9
CS9 : 굴착 7.621 m	7.62	99.39	10.0	-185.02	5.8	195.83	8.1	-83.48	12.3
CS10 : 해체1	7.62	99.23	10.0	-184.77	5.8	195.75	8.1	-82.87	12.3
CS11 : 해체2	7.62	80.84	10.0	-154.93	2.8	125.29	8.1	-138.18	2.8
CS12 : 해체3	7.62	80.84	10.0	-154.93	2.8	125.29	8.1	-138.18	2.8
CS13 : 해체4	7.62	99.25	7.2	-95.87	7.6	136.93	3.8	-76.32	11.8
CS14 : 해체5	7.62	100.76	7.2	-95.95	7.6	136.98	3.8	-76.29	11.8
CS15 : 해체6	7.62	100.77	7.2	-95.95	7.6	136.98	3.8	-76.29	11.8
TOTAL		100.77	7.2	-185.02	5.8	195.83	8.1	-138.18	2.8

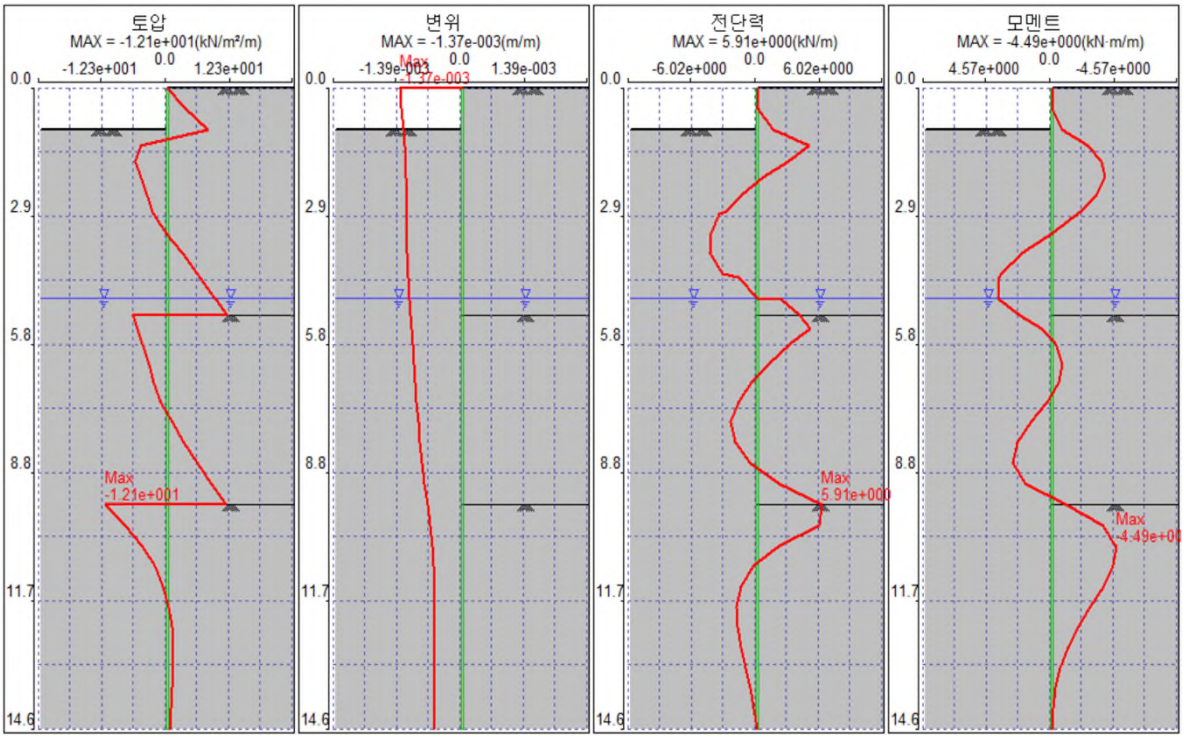
12.1.2 지보재 반력 집계

* 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.

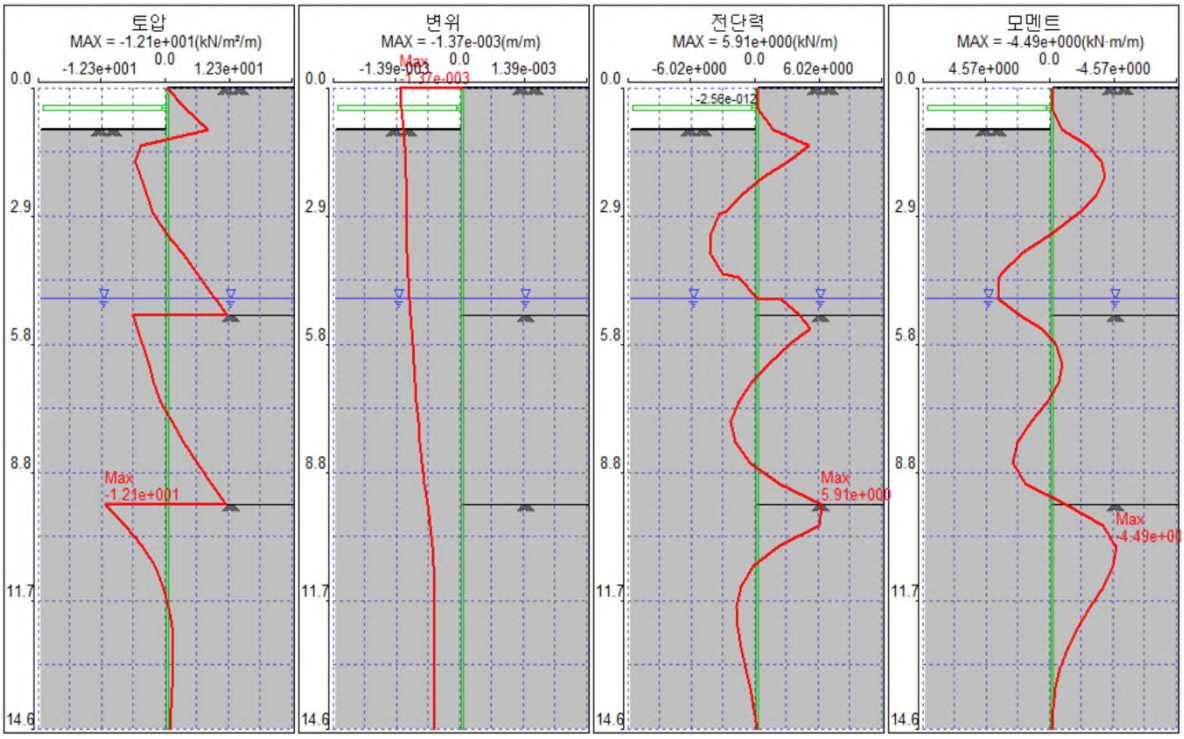
시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단	강관버팀보-3단	
		0.45 (m)	2.821 (m)	4.321 (m)	5.821 (m)	
CS1 : 굴착 0.95 m	0.95	-	-	-	-	
CS2 : 생성 주형보	0.95	0.00	-	-	-	
CS3 : 굴착 3.321 m	3.32	40.06	-	-	-	
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.32	32.32	16.67	-	-	
CS5 : 굴착 4.821 m	4.82	-2.01	140.53	-	-	
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.82	1.66	123.56	16.67	-	
CS7 : 굴착 6.321 m	6.32	-15.50	97.15	162.69	-	
CS8 : 생성 강관버팀보-3단	6.32	-13.66	98.46	145.97	16.67	
CS9 : 굴착 7.621 m	7.62	-13.68	69.91	124.77	172.84	
CS10 : 해체1	7.62	-13.68	69.91	124.70	172.65	
CS11 : 해체2	7.62	-44.62	231.89	-	-	
CS12 : 해체3	7.62	-44.62	231.89	-	-	
CS13 : 해체4	7.62	65.64	-	-	-	
CS14 : 해체5	7.62	65.65	-	-	-	
CS15 : 해체6	7.62	65.65	-	-	-	
TOTAL		65.65	231.89	162.69	172.84	

12.2 시공단계별 단면력도

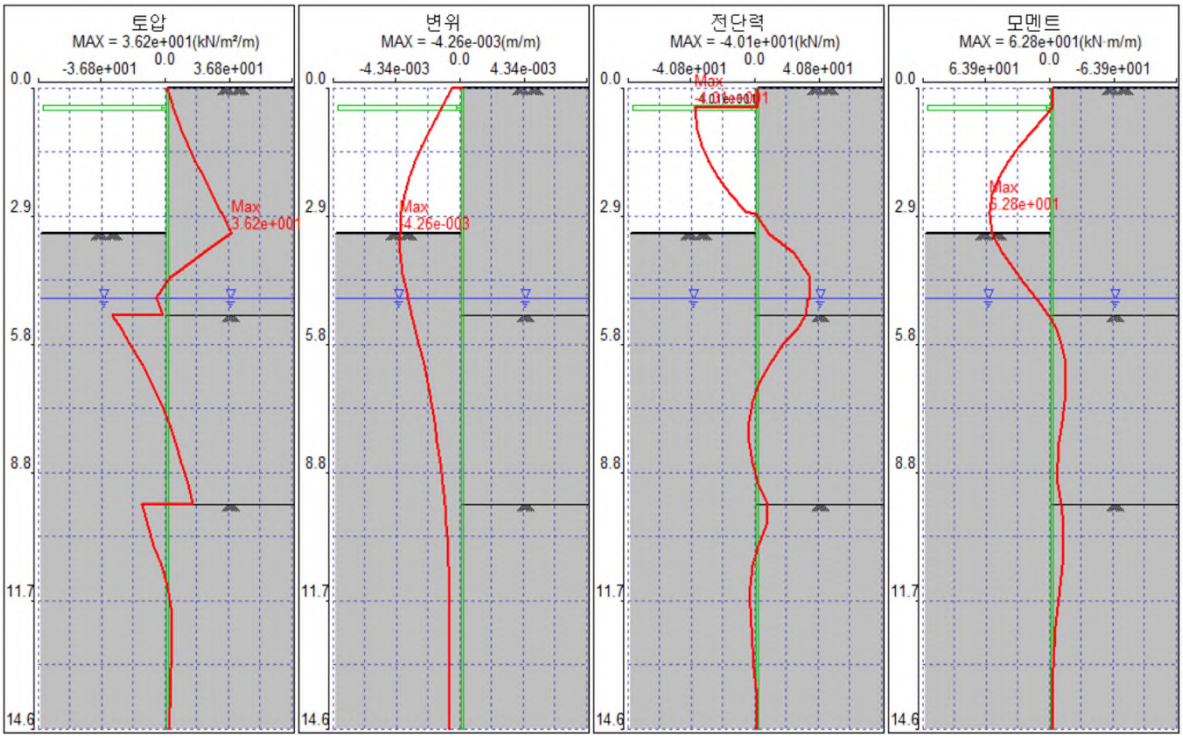
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 0.95 m]



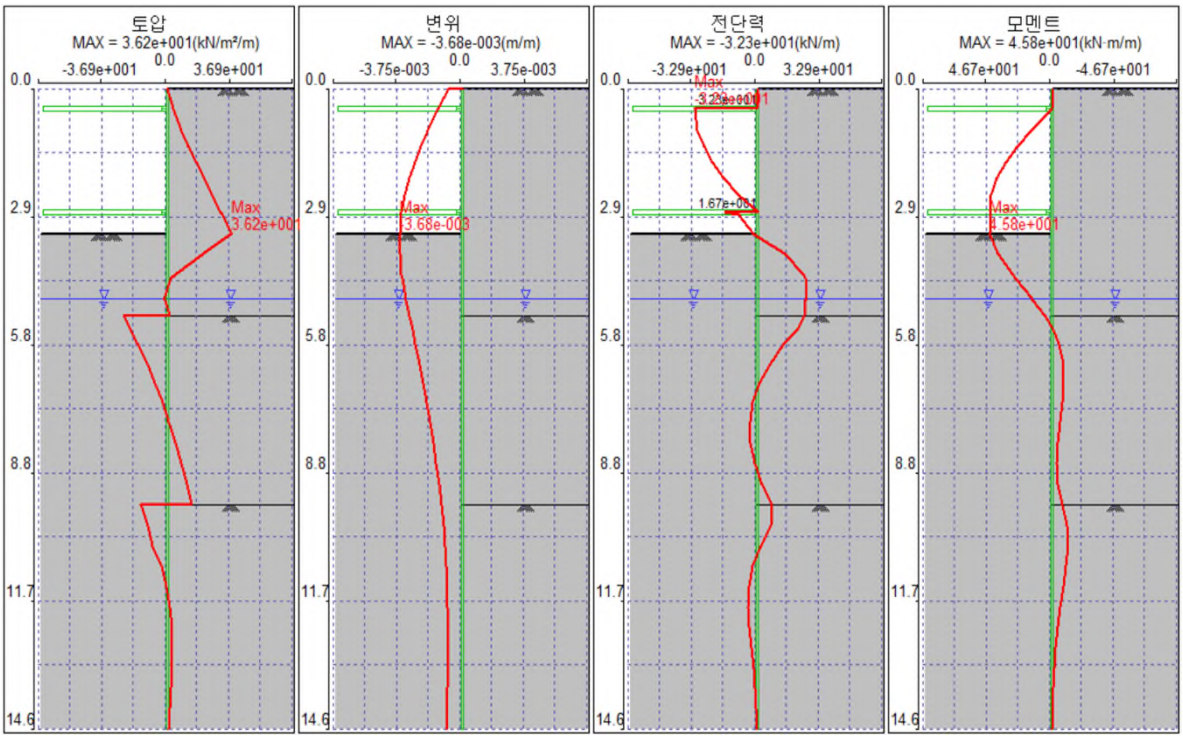
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



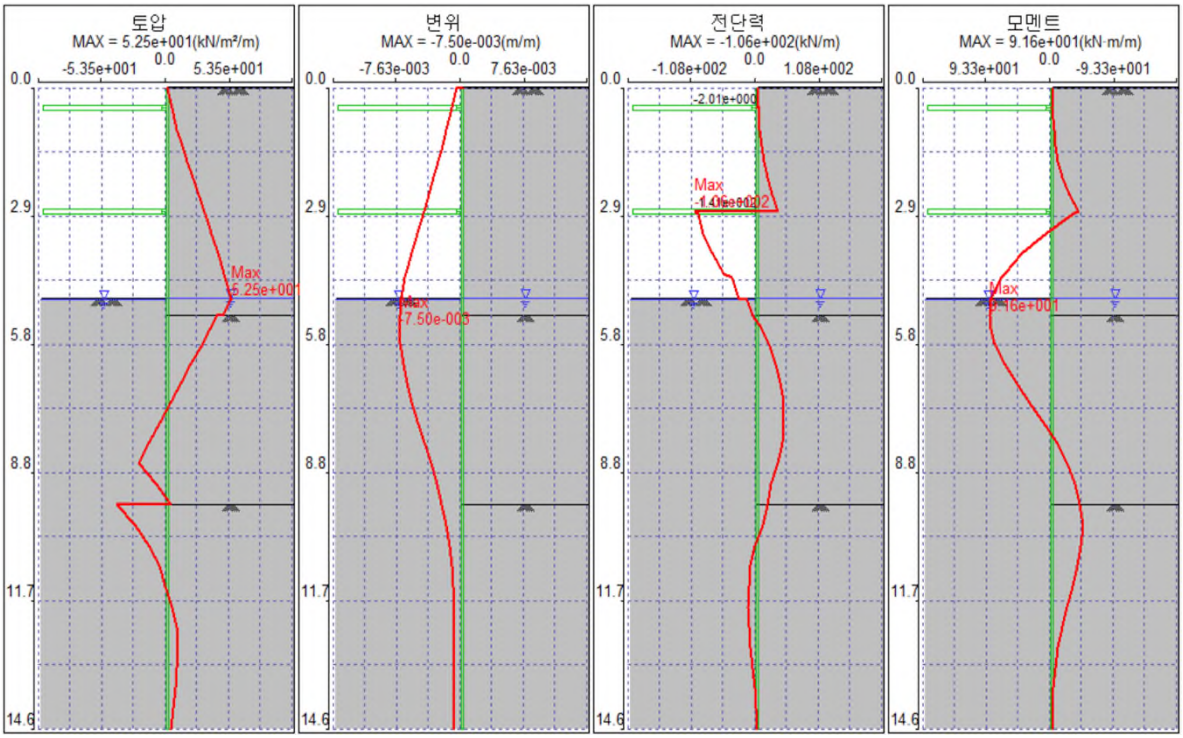
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 3.321 m]



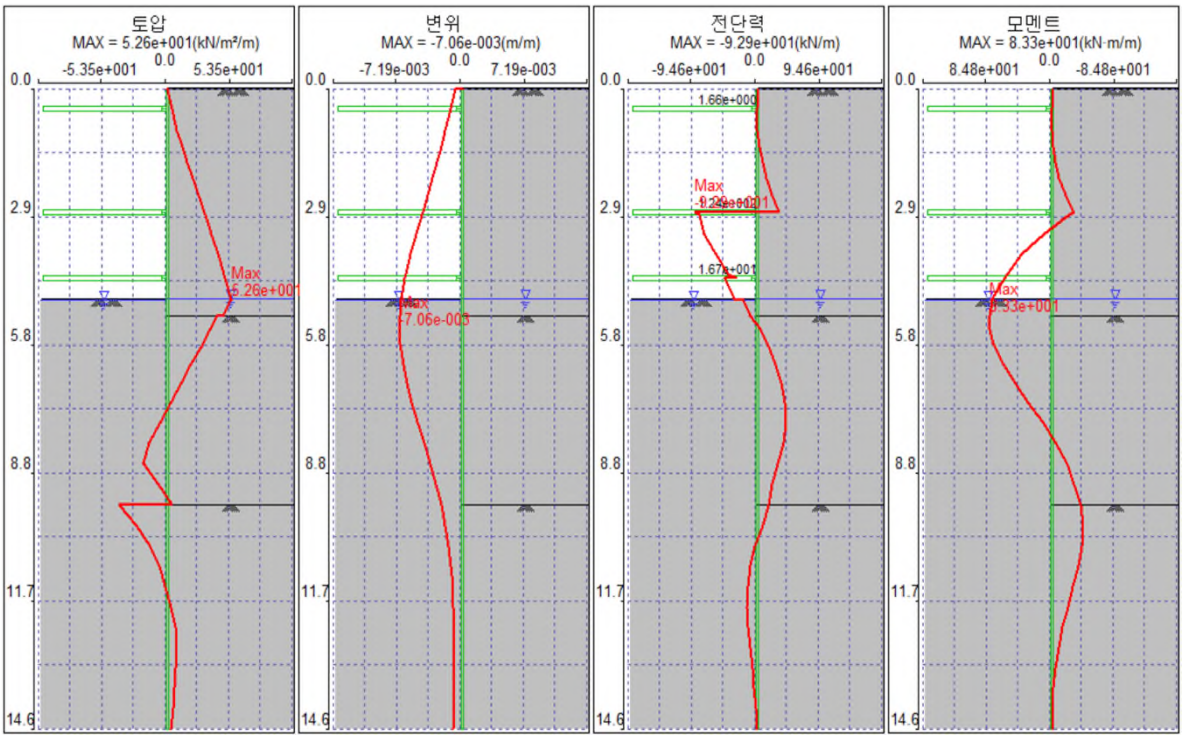
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



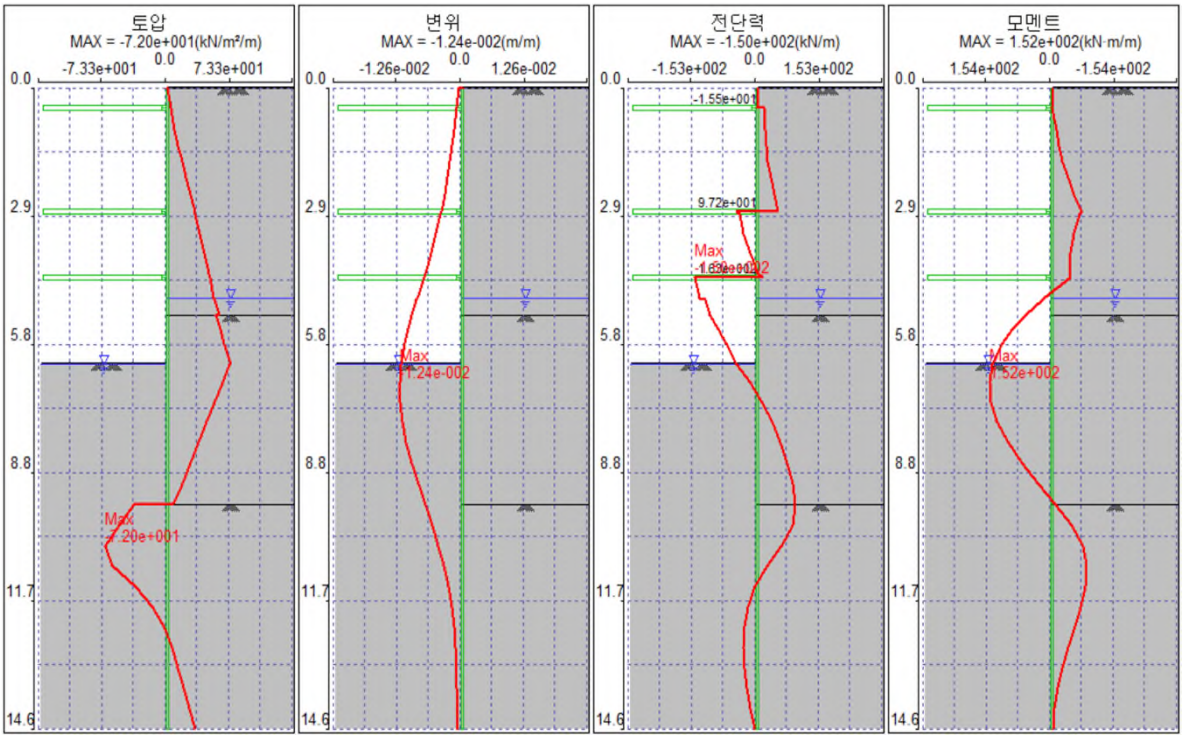
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 4.821 m]



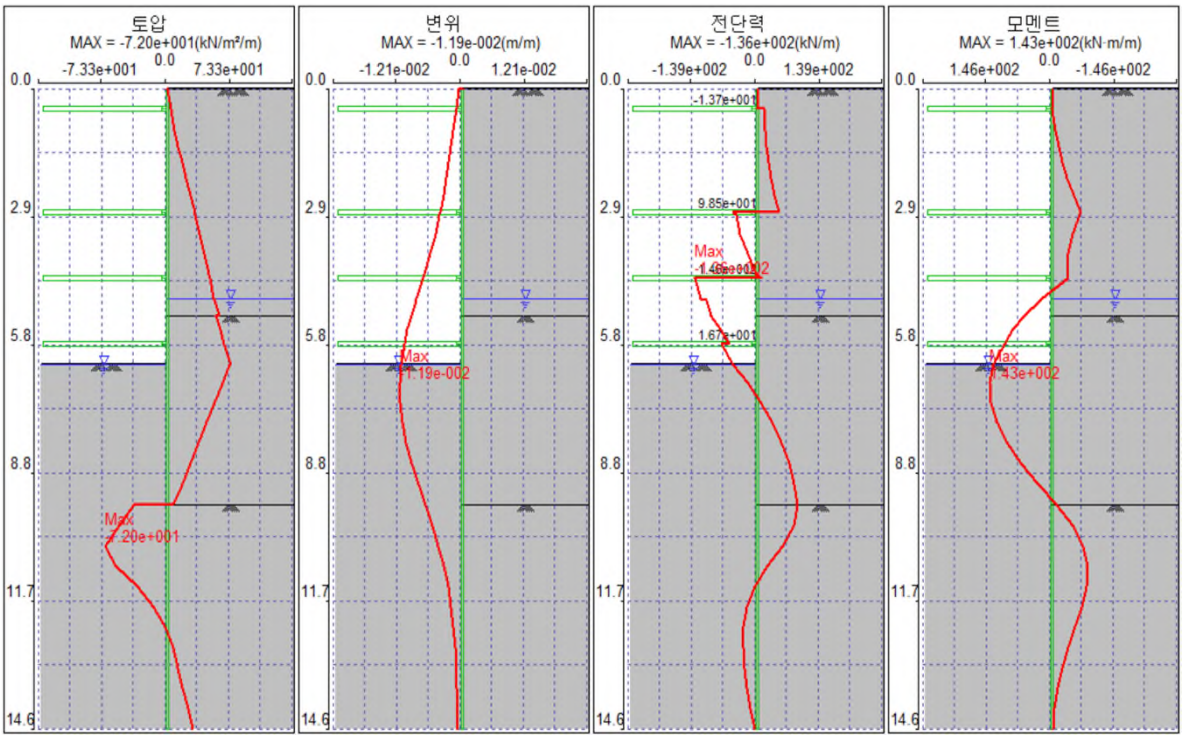
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



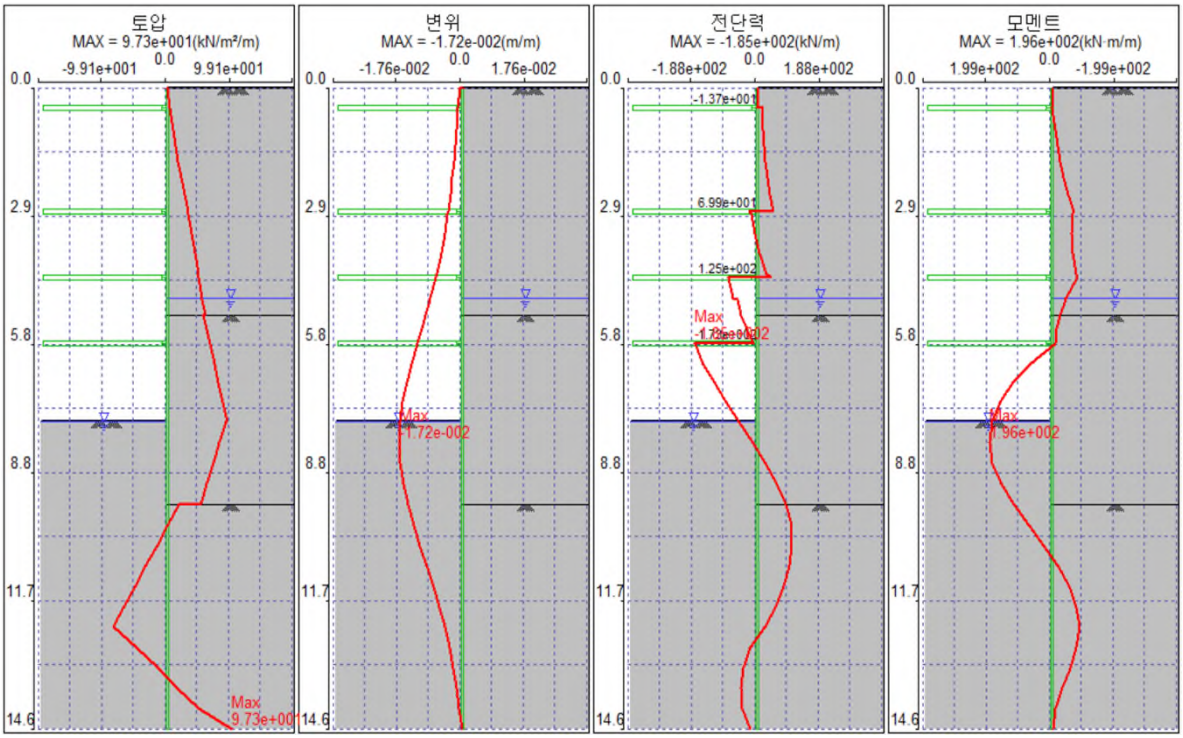
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 6.321 m]



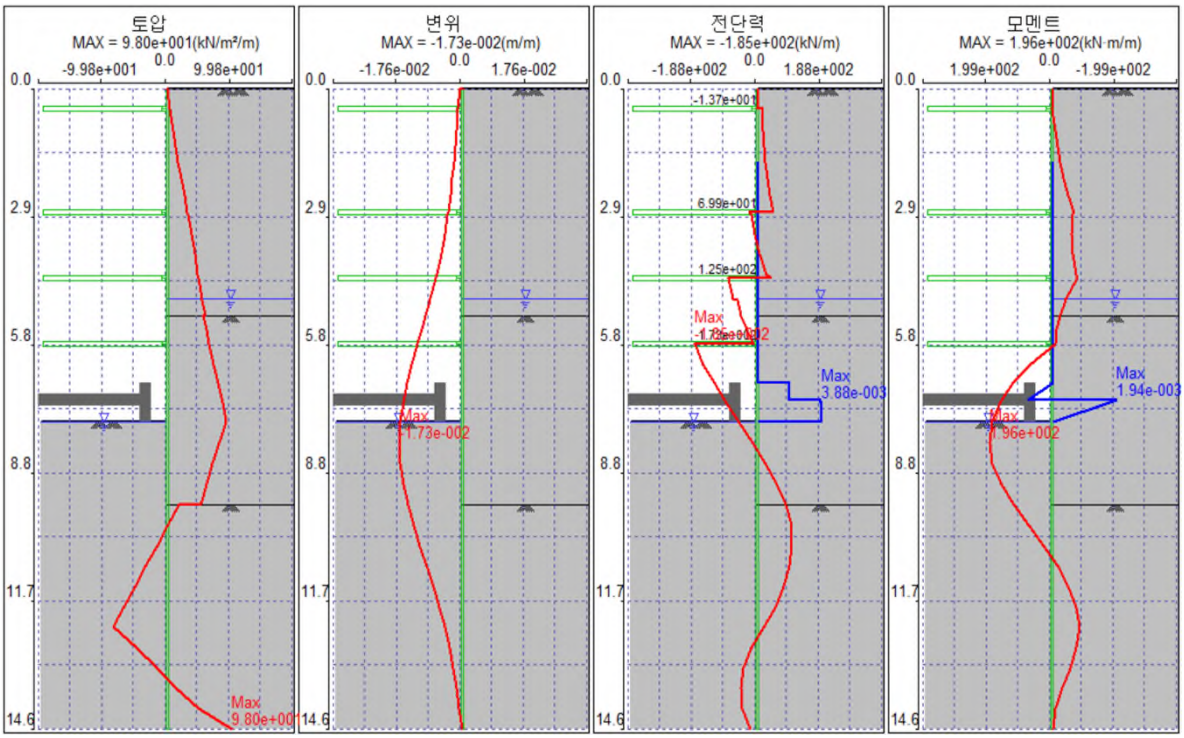
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 강관버팀보-3단]



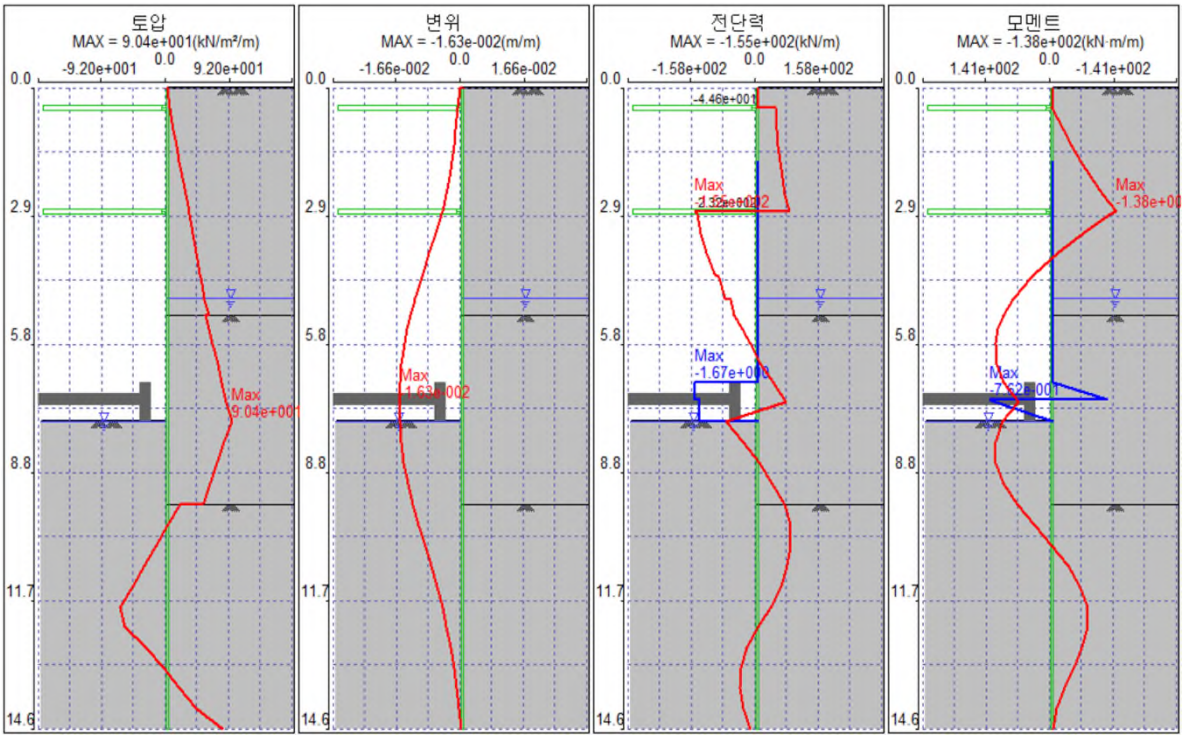
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 7.621 m]



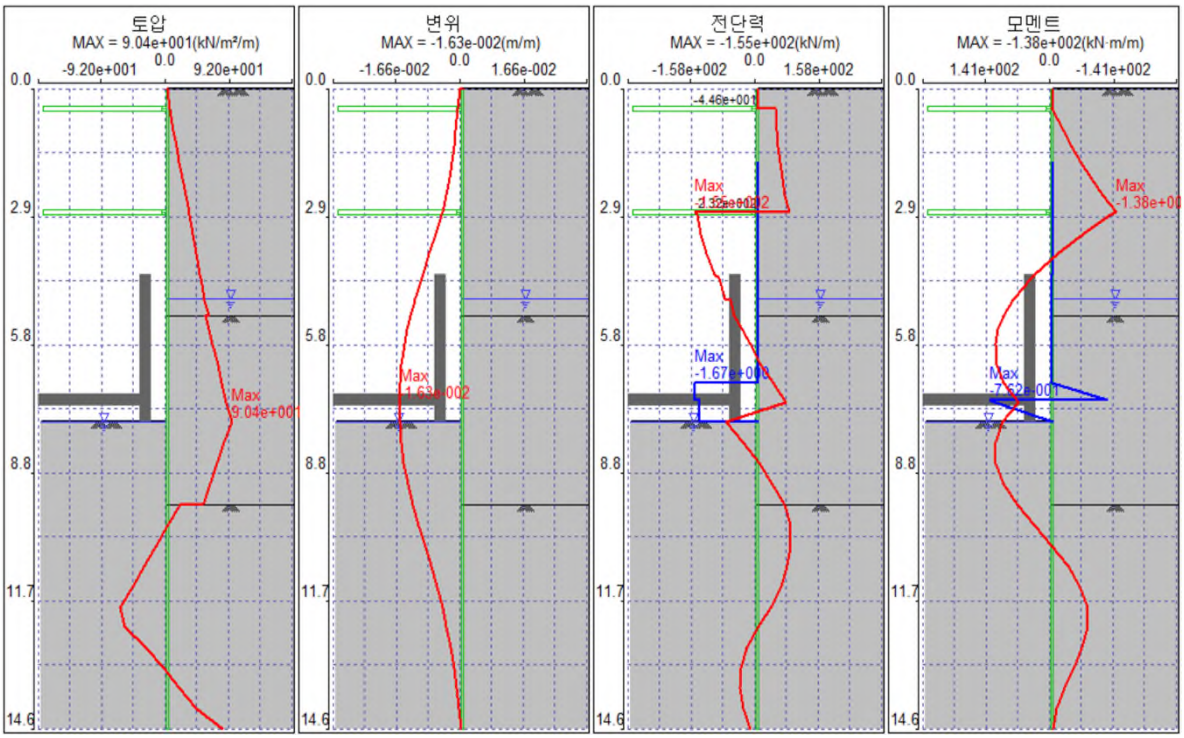
10) 시공 10 단계 [CS10 : 해체1]



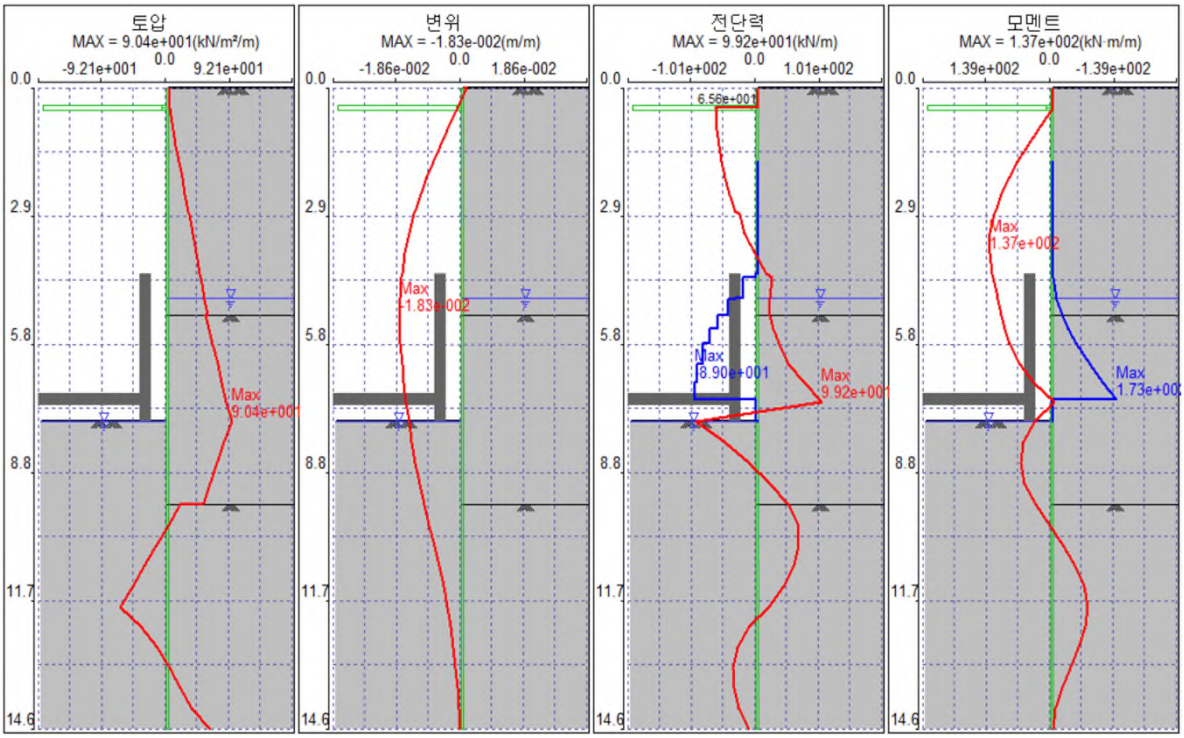
11) 시공 11 단계 [CS11 : 해체2]



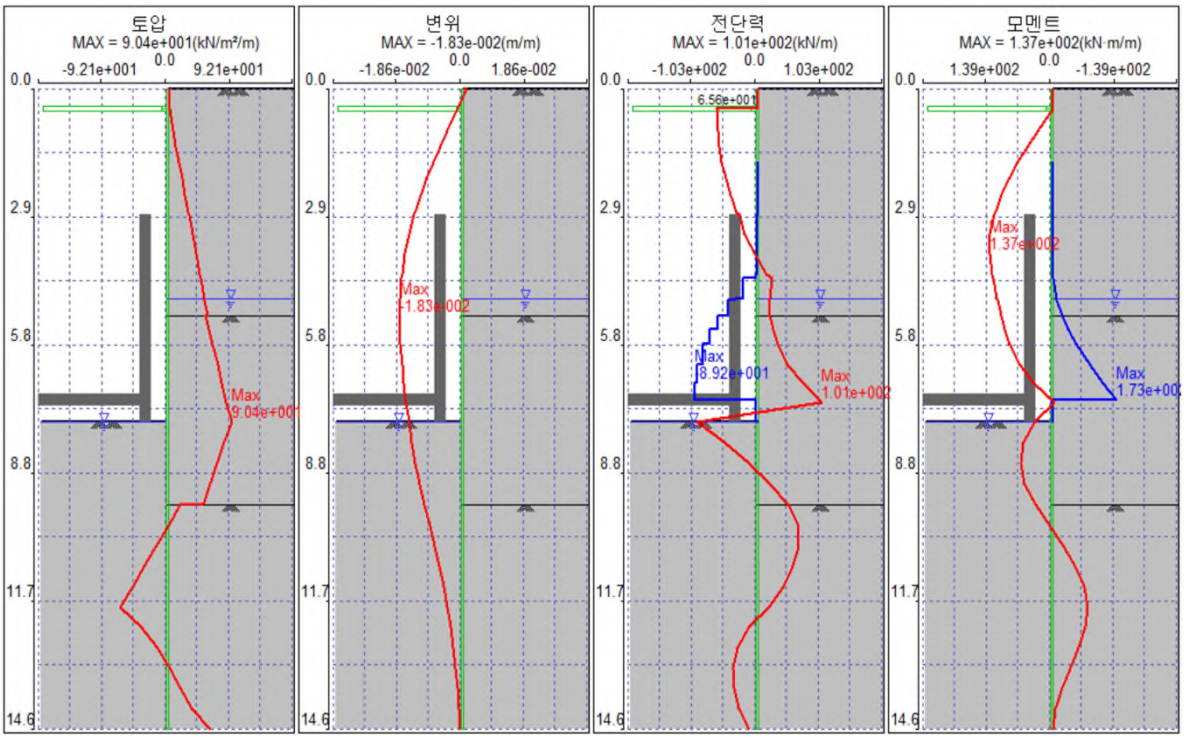
12) 시공 12 단계 [CS12 : 해체3]



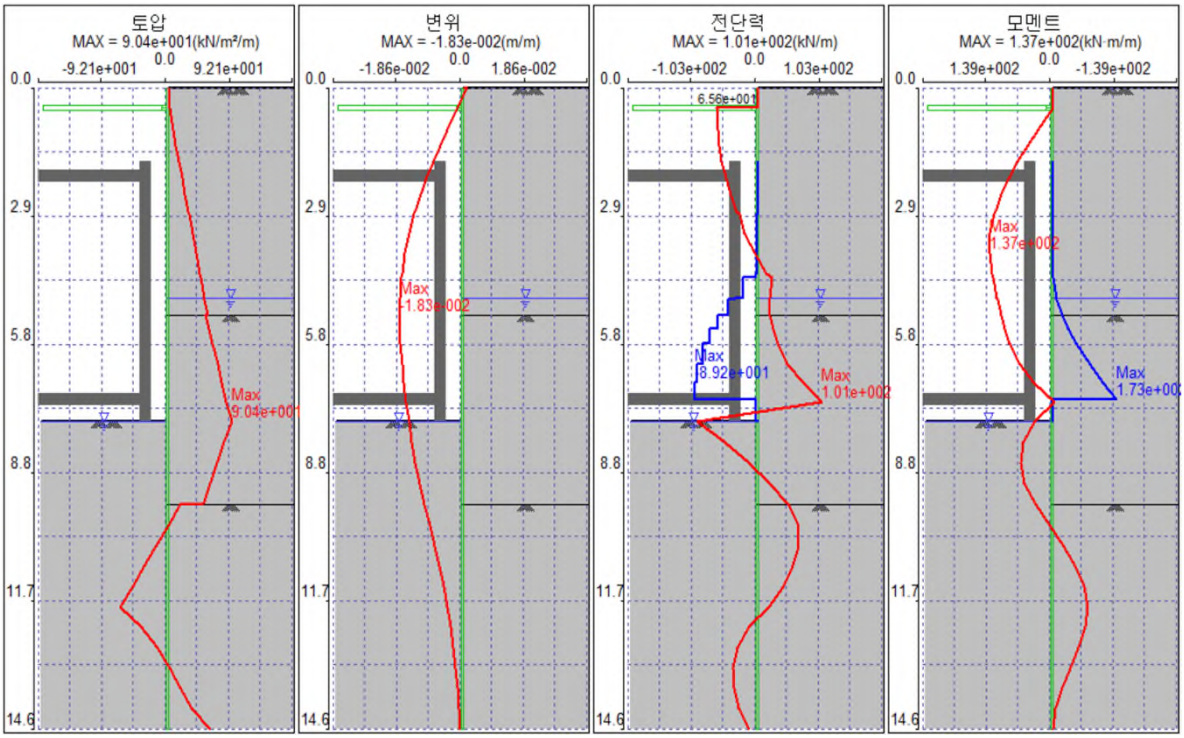
13) 시공 13 단계 [CS13 : 해체4]



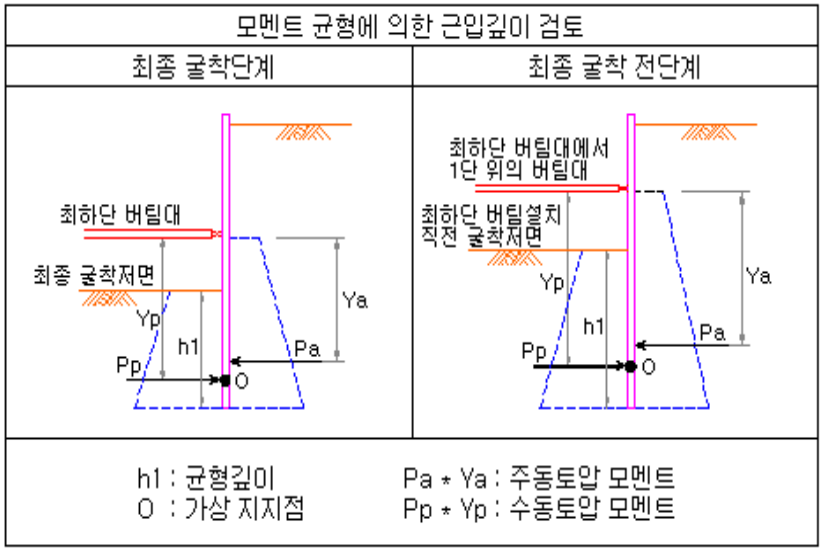
14) 시공 14 단계 [CS14 : 해체5]



15) 시공 15 단계 [CS15 : 해체6]



12.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	4.624	7.000	5152.622	7482.355	1.452	1.200	OK
최종 굴착 전단계	4.606	8.300	6766.035	11863.383	1.753	1.200	OK

12.3.1 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 -5.821 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 141.33 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.952 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 890.382 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 5.636 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (141.33 x 0.952) + (890.382 x 5.636) = 5152.622 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1139.607 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 6.566 m

Mp = (Pp x Yp) = (1139.607 x 6.566) = 7482.355 kN · m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 7482.355 / 5152.622 = 1.452

S.F. = 1.452 > 1.2 ... OK

12.3.2. 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 -4.321 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 118.081 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.069 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 997.347 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 6.658 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (118.081 x 1.069) + (997.347 x 6.658) = 6766.035 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1541.865 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 7.694 m

Mp = (Pp x Yp) = (1541.865 x 7.694) = 11863.383 kN·m

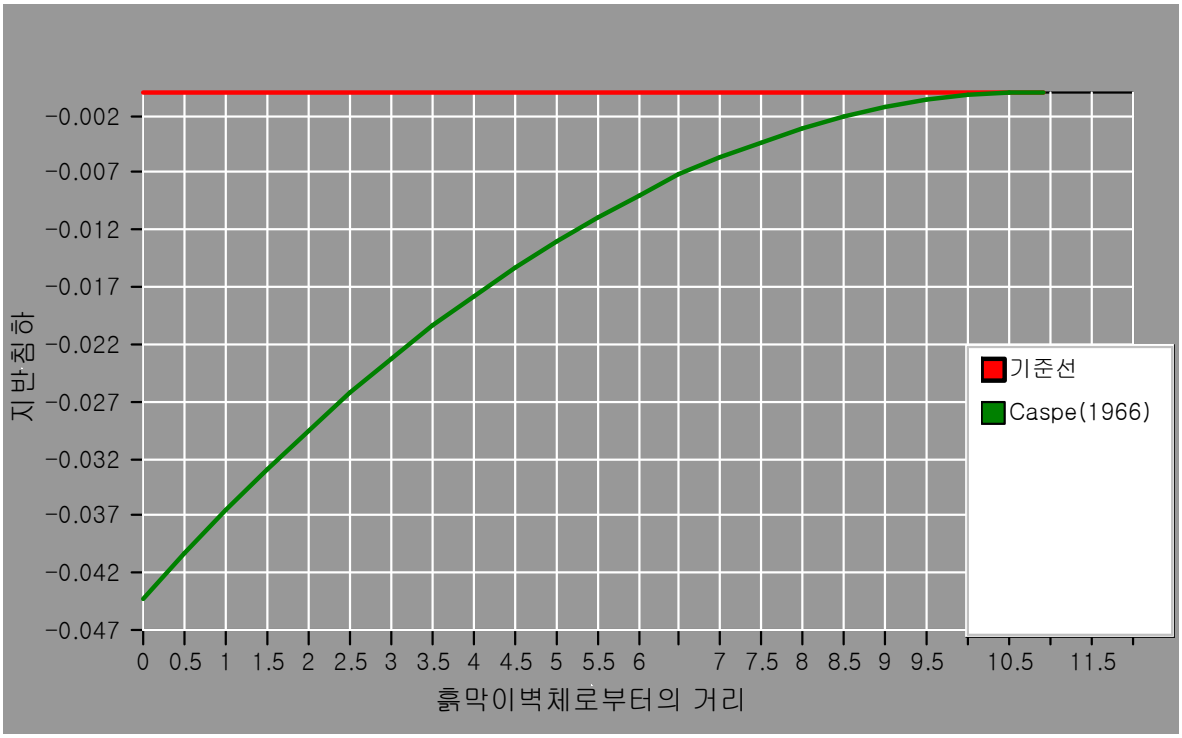
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 11863.383 / 6766.035 = 1.753

S.F. = 1.753 > 1.2 ... OK

12.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



12.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.121 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 12.4 m, Hw = 7.621 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 26.638 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ /2)

Hp = 0.5 x 12.4 x tan(45 + 26.638/2) = 10.046 m

Ht = Hp + Hw = 10.046 + 7.621 = 17.667 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ /2)

D = 17.667 x tan(45-26.638/2) = 10.903 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.121 / 10.903 = -0.044 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.044 x ((10.903 - Xi) / 10.903)^2

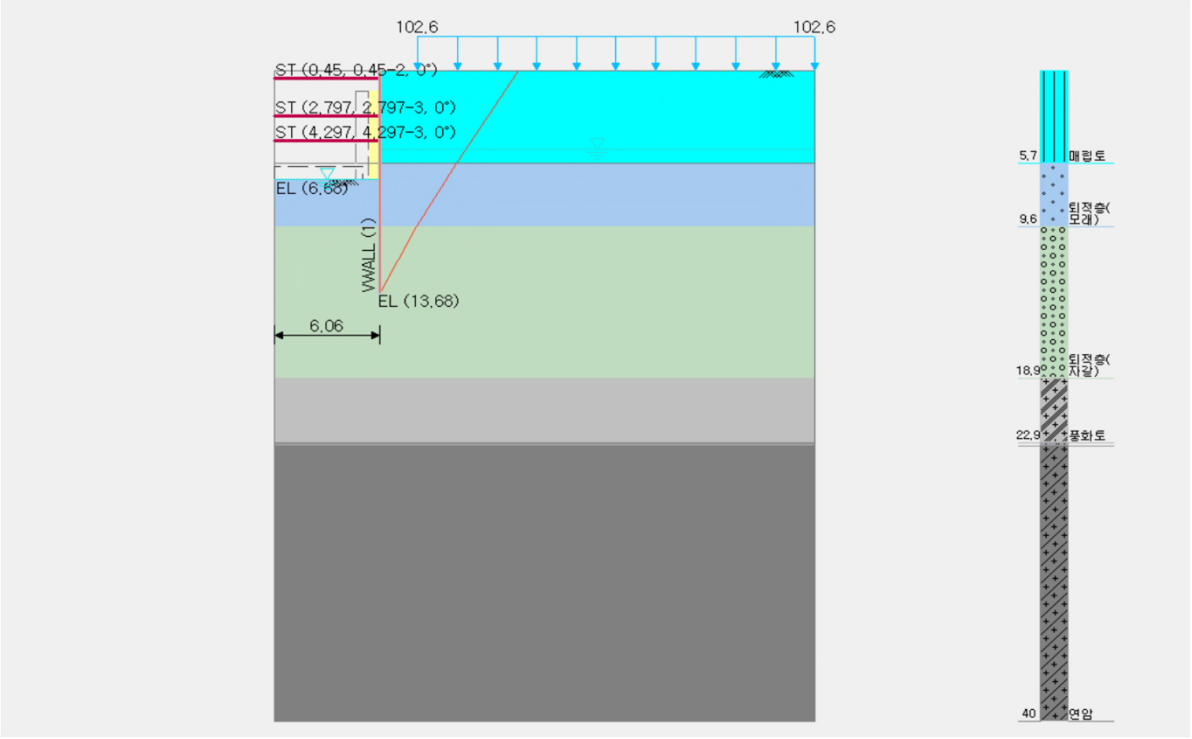
변 경

14. RAMP-C(STA.0+758.000~765.000)

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)
8.띠장 설계
  8.1 주형보 띠장 설계
  8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계
  8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계
9.중간말뚝 설계
10. Sheet 설계
  10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 13.68m)
11.전산 입력 정보
12.해석결과

1.표준단면


102.6
102.6
ST (0.45, 0.45-2, 0°)
ST (2.797, 2.797-3, 0°)
ST (4.297, 4.297-3, 0°)
EL (6.68)
VWALL (1)
EL (13.68)
6.06
5.7
매립토
9.6
퇴적층(모래)
18.9
퇴적층(자갈)
22.9
풍화토
40
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-B:750x1990x200	-	휨응력	199.674	210.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	12.878	120.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	60.929	176.580	O.K	처짐	O.K
		전단응력	33.914	108.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형지지보(중앙) H 440x300x11/18	-	휨응력	85.081	171.180	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	69.374	108.000	O.K		
주형지지보(측벽) H 300x305x15/15	-	휨응력	100.172	182.334	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	71.234	108.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	0.45	휨응력	3.985	138.132	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	9.727	110.322	O.K		
		전단응력	1.787	108.000	O.K		
강관버팀보-1단 P 406.4x9	2.80	휨응력	21.019	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	72.336	162.769	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.696	106.692	O.K		
강관버팀보-2단 P 406.4x9	4.30	휨응력	21.019	189.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	67.632	162.769	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	2.696	106.692	O.K		

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
주형보 H 300x305x15/15	0.45	휨응력	17.481	182.334	O.K	
		전단응력	14.503	108.000	O.K	
강관버팀보-1단 H 300x305x15/15	2.80	휨응력	166.535	171.711	O.K	
		전단응력	92.108	108.000	O.K	
강관버팀보-2단 H 300x305x15/15	4.30	휨응력	153.828	171.711	O.K	
		전단응력	85.080	108.000	O.K	

2.6 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	63.652	178.085	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	39.650	174.192	O.K	지지력	O.K

2.7 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
흙막이벽(우) J:SP-IV(SY390(SY40)	0.00 ~ 13.68	휨응력	142.107	317.250	O.K	
		전단응력	14.409	168.750	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관)로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.40m

다. 지보재

Strut	-	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	3.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	3.00	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-B:750x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 440x300x11/18(SS400)	-	
	H 300x305x15/15(SS400)	-	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x9(SS400)	3.00m	
띠장	H 300x305x15/15(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	315	390
축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 20$ 210	$0 < \ell/r \le 15$ 285	$0 < \ell/r \le 14$ 315	$0 < \ell/r \le 18$ 390
		$20 < \ell/r \le 93$ $210 - 1.3(\ell/r - 20)$	$15 < \ell/r \le 80$ $285 - 2.0(\ell/r - 15)$	$14 < \ell/r \le 76$ $315 - 2.3(\ell/r - 14)$	$18 < \ell/r \le 67$ $390 - 3.3(\ell/r - 18)$
		$93 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$76 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,500+(\ell/r)^2}$	$67 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨 압축 응력	인장연 (순단면)	210	285	315	390
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.5$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.5$ 315	$\ell/b \le 5.0$ 390
		$4.5 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.6(\ell/b-4.5)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.7(\ell/b-4.0)$	$3.5 < \ell/b \le 27$ $315 - 6.6(\ell/b-3.5)$	$5.0 < \ell/b \le 25$ $390 - 9.9(\ell/b-4.5)$
전단응력 (총단면)		120	165	180	225
지압응력		315	420	465	585
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 210x1.5=315 260x1.5=390	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	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

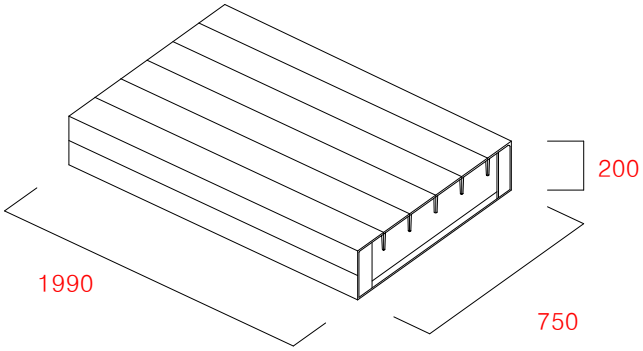
가. midas GeoX V 4.5.0
나. 탄소성법
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64130000
A (mm^2)	13806
Z_x (mm^3)	443000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

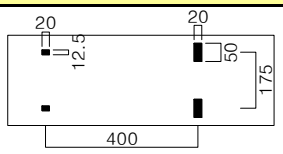
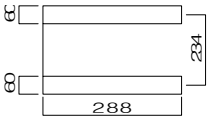
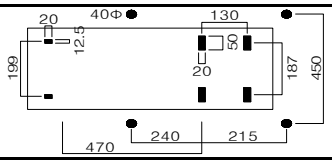
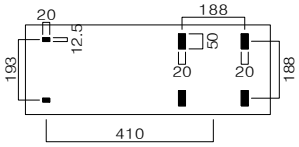
가. 고정하중

w_d = 2.800 × 1 / 1.990

= 1.407 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

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.407 \times \text{###}^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.455 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.407 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.800 kN

4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.455 × 1000000.000 / 443000 = 199.674 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.800 × 1000.000 / 13806 = 12.878 MPa

4.4 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	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 199.674 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 12.878 MPa ---> O.K

4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.407 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 64130000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 64130000}$$

= 0.0213336 + 2.150

= 2.172 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

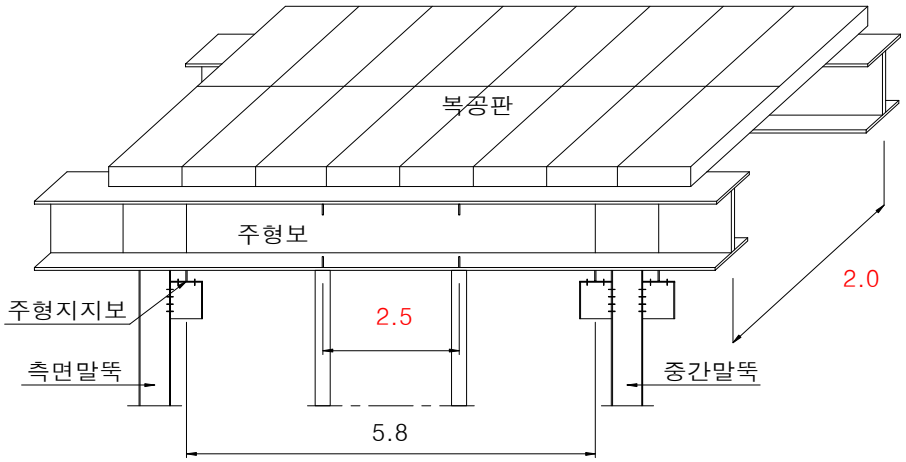
= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 2.172 mm ---> O.K

5.주형보 설계

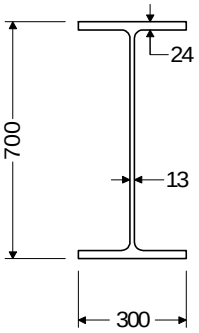
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 5.760 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1814.2
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 = 3.733 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.814 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.698 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.698 \times 5.760 \times 5.760 / 8 = 23.629$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.698 \times 5.760 / 2 = 16.409$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 5.760)

= 0.328 > 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

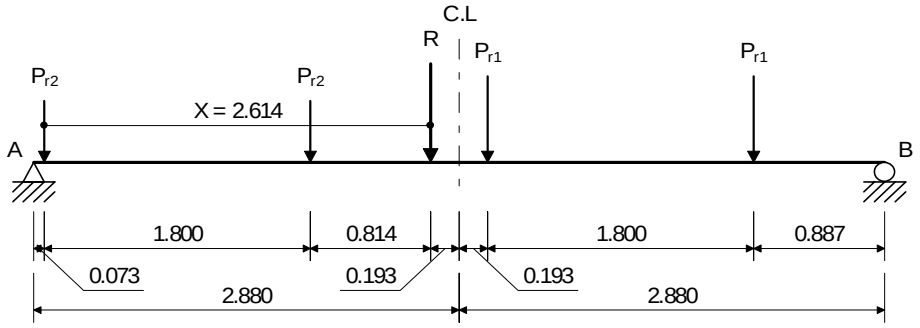
(3) 전륜하중

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 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

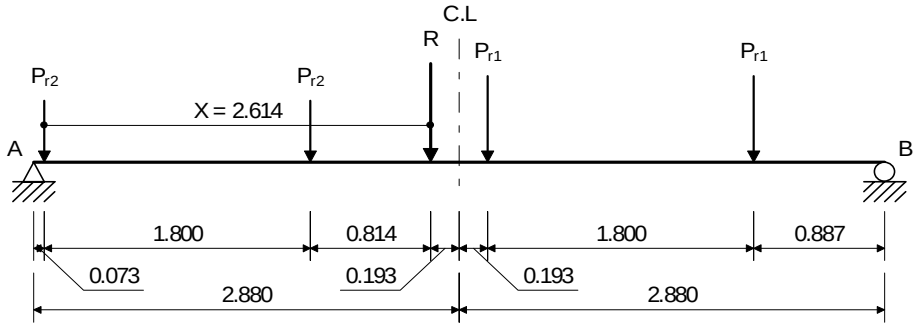
= 436.800 kN

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 5.687 + Pr2 x 3.887 + Pr1 x 2.687 + Pr1 x 0.887) / L

= (93.600 x 5.687 + 93.600 x 3.887 + 124.800 x 2.687 + 124.800 x 0.887) / 5.760

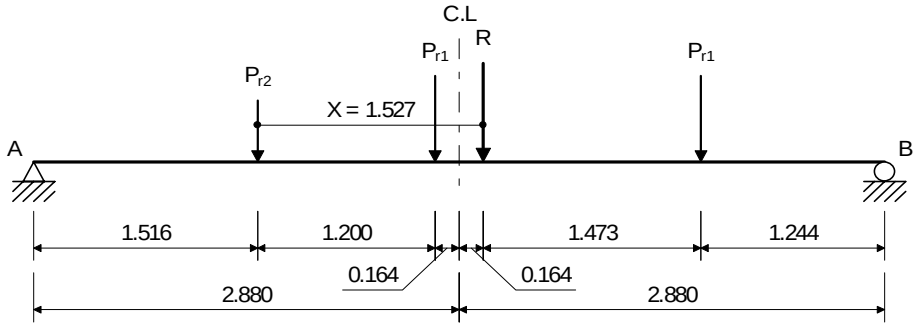
= 233.025 kN

M_l = (Ra x 3.073 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00

= (233.025 x 3.073 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00

= 322.933 kN·m

② 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

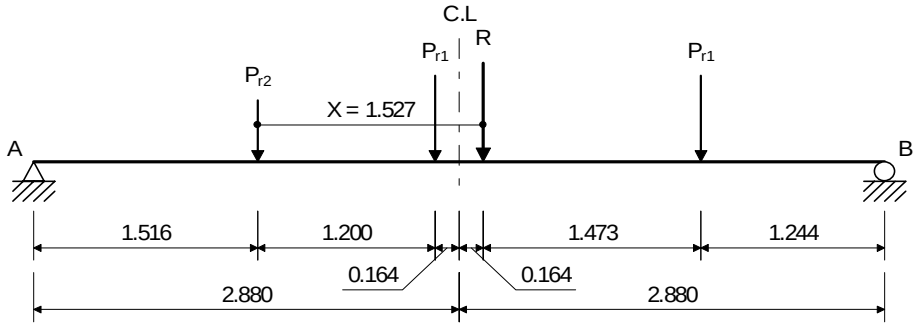


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

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

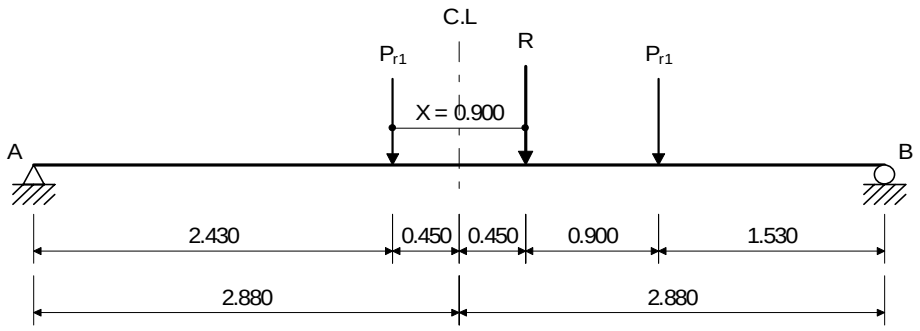
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 4.244 + Pr1 x 3.044 + Pr1 x 1.244) / L
= (93.600 x 4.244 + 124.800 x 3.044 + 124.800 x 1.244) / 5.760
= 161.850 kN

M_l = (Ra x 2.716 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (161.850 x 2.716 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 327.323 kN·m

③ 1 차선 재하시 (후륜하중)

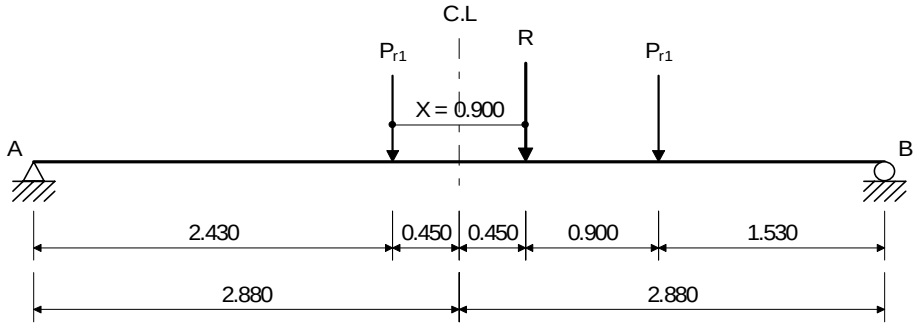


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 = 124.800 x 2
= 249.600 kN

X = (Pr1 x 1.800) / R
= (124.800 x 1.800) / 249.600
= 0.900 m

b. 최대 휨모멘트

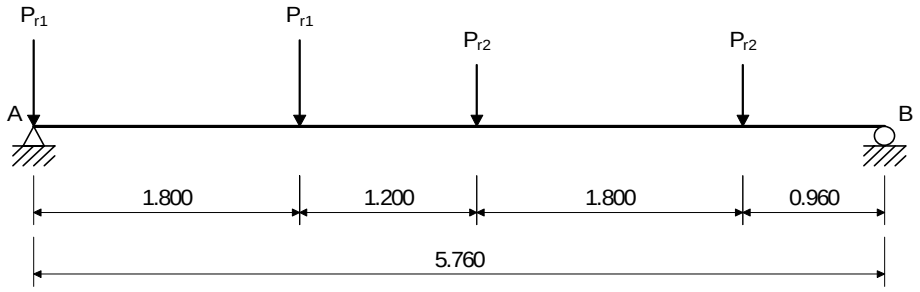


R_a = (Pr1 x 3.330 + Pr1 x 1.530) / L
= (124.800 x 3.330 + 124.800 x 1.530) / 5.760
= 105.300 kN

M_l = (Ra x 2.430) x 1.00
= (105.300 x 2.430) x 1.00
= 255.879 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① 2 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 5.760 + Pr1 x 3.960 + Pr2 x 2.760 + Pr2 x 0.960) / L

= (124.800 x 5.760 + 124.800 x 3.960 + 93.600 x 2.760 + 93.600 x 0.960) / 5.760

= 271.050 kN

S_l = 271.050 x 1.00 = 271.050 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 23.629 + 327.323 = 350.952 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 16.409 + 271.050 = 287.459 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 350.952 x 1000000 / 5760000.0 = 60.929 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 287.459 x 1000 / 8476 = 33.914 MPa

5.4 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (60.929 + 60.929) / 60.929

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (8.333 − 4.5))

= 176.580 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 176.580 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 176.580 MPa > f_b = 60.929 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 33.914 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

$M = M_{l\,max} / (1+i) = 327.323 / 1.300 = 251.787$ kN·m

$w = 8 \times M / L^2 = 8 \times 251.787 / (5.76 \times 5.76) = 60.713$ kN/m

$\delta_l = 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_x)$

$= 5 \times 60.713 \times 5760.0^{\,4} / (384 \times 210000 \times 2010000000)$

$= 2.062$ mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (5760.0 / 400 , 25)

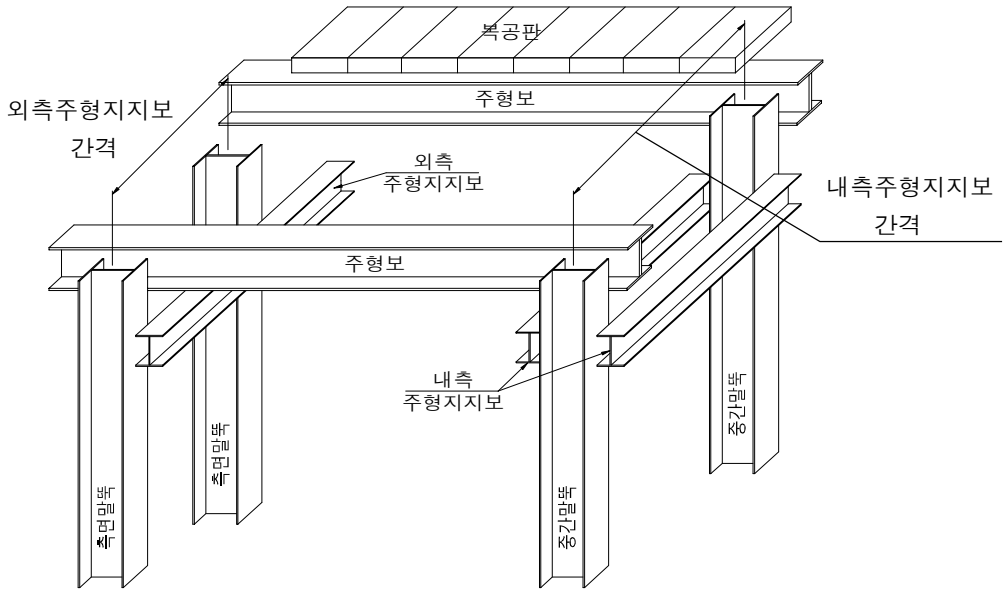
= 14.400 mm > δ_l = 2.062 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 주형지지보(중앙)

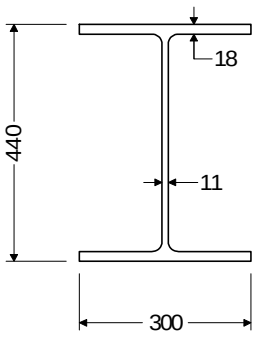
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

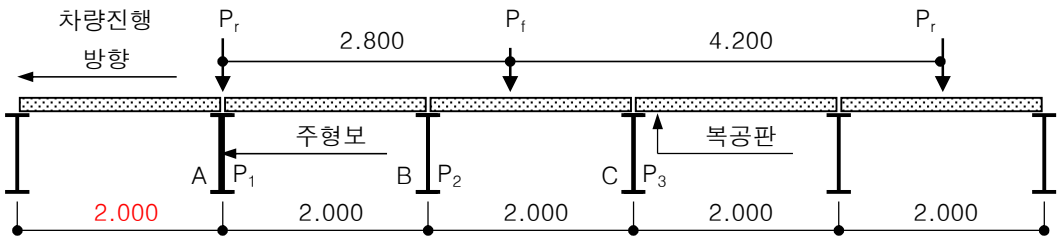


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

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



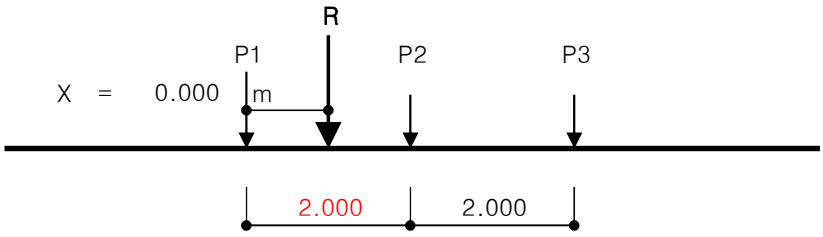
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 16.409 + 271.050 = 287.459 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000

= 16.409 + 67.763 x 1.200 / 2.000 = 57.066 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

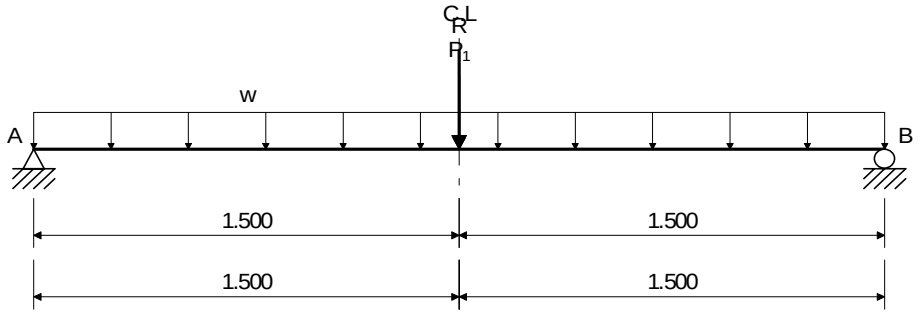


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

$R = P_1$
$= 287.459$
$= 287.459$ kN

$X = (0.000) / R$
$= (0.000) / 287.459$
$= 0.000$ m

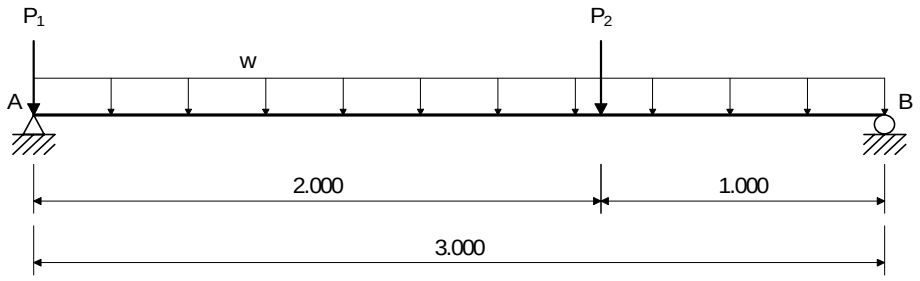
② 최대 휨모멘트



$R_a = (P_1 \times 1.500) / L$
$= (287.459 \times 1.500) / 3.000$
$= 143.729$ kN

$M_{max} = (Ra \times 1.500) + w \times L^2 / 8$
$= (143.729 \times 1.500) + 1.212 \times 3.00^2 / 8$
$= 216.957$ kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (287.459 x 3.000 + 57.066 x 1.000) / 3.000
= 306.481 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 306.481 + 1.212 x 3.00 / 2
= 308.299 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 216.957 x 1000000 / 2550000.0 = 85.081 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 308.299 x 1000 / 4444 = 69.374 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (85.081 + 85.081) / 85.081
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300
= 10.000 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (10.000 − 4.5))
= 171.180 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 171.180 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.180 MPa > f_b = 85.081 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 69.374 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = (S_{max} + 주형보 전단력) / (τ_a x π x d^2 / 4)

= (308299 + 15150)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

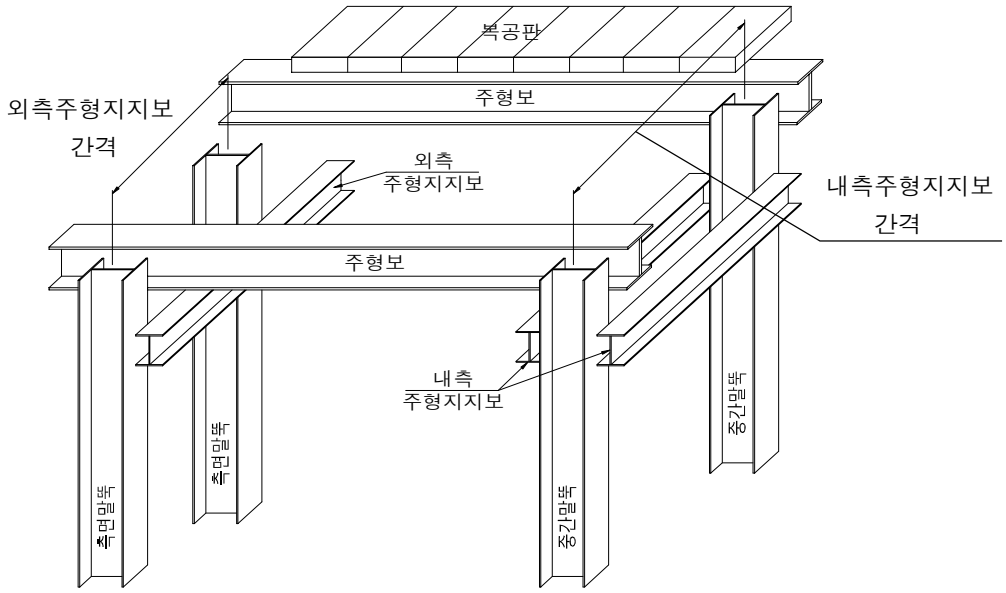
= 4.24 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 4.24 ea ---> O.K

6.2 주형지지보(측벽)

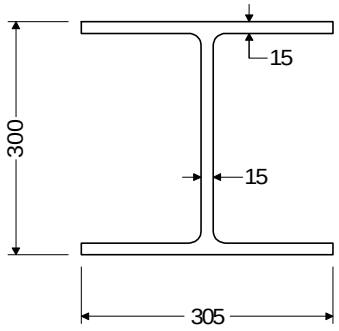
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 2.00 m

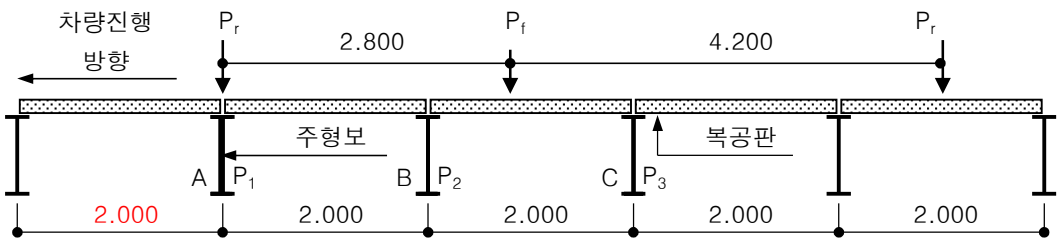


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

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



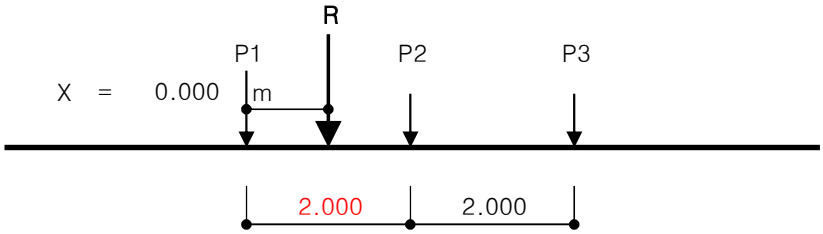
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)
= 16.409 + 271.050 = 287.459 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000
= 16.409 + 67.763 x 1.200 / 2.000 = 57.066 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

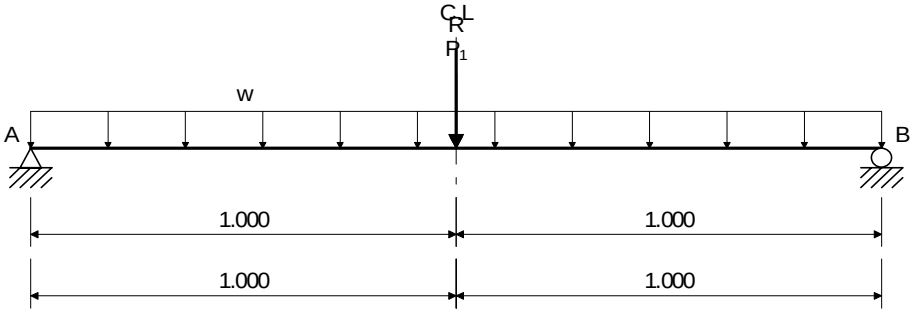


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 287.459
= 287.459 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 287.459
= 0.000 m

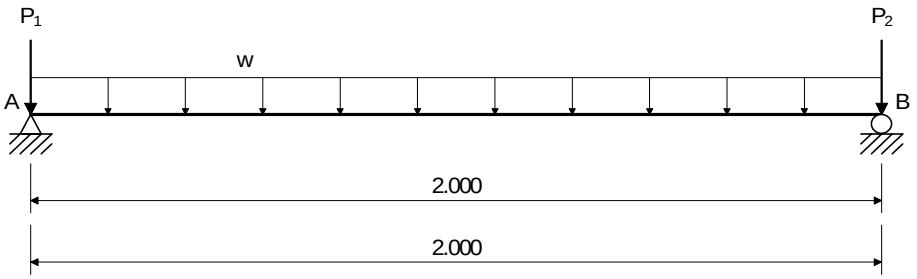
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.000) / L
= (287.459 x 1.000) / 2.000
= 143.729 kN

M_{max} = (Ra x 1.000) + w x L^2 / 8
= (143.729 x 1.000) + 1.038 x 2.00^2 / 8
= 144.248 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 2.000 + P_2 x 0.000) / L
= (287.459 x 2.000 + 57.066 x 0.000) / 2.000
= 287.459 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 287.459 + 1.038 x 2.00 / 2
= 288.497 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 144.248 x 1000000 / 1440000.0 = 100.172 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 288.497 x 1000 / 4050 = 71.234 MPa

바. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (100.172 + 100.172) / 100.172
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 100.172 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 71.234 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F10T , M 24

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 0.9 x 125 = 168.8 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = (S_{max} + 주형보 전단력) / (τ_a x π x d^2 / 4)

= (288497 + 15150)

/ (168.8 x π x 24.0 x 24.0 / 4)

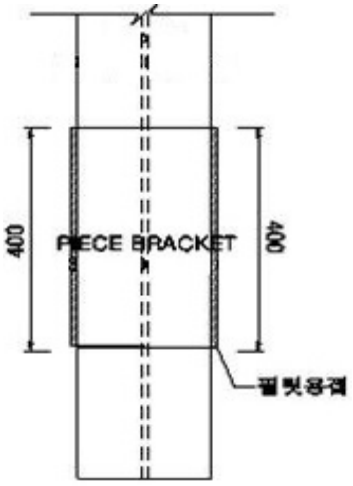
= 3.98 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 3.98 ea ---> O.K

자. 브라켓 필릿용접검토

▶ 전단응력

$$\tau = \frac{P}{\sum a \times l} = \frac{303.647 \times 10^3}{10.61 \times 800} = 35.79 \text{ MPa}$$



(1) ∑ a (목두께) = a : 모재 두께 (브라켓 H-pile의 Flange)

→ 0.707 × a = 0.707 × 15 = 10.605

(2) l : 유효길이 (브라켓 길이=400mm)

→ 400 + 400 = 800

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80 = 108.0 MPa

→ 모재의 전 강도의 75%이상 갖도록 설계 (도로교설계기준 P.176 3.5.1.1)

τ_a = 108.000 x 0.75

= 81.000 MPa

∴ τ < τa = 35.79 < 81.00 ---> O.K

7.지보재 설계

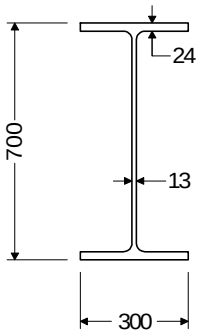
7.1 Strut 설계 (주형보)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.060 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} = 54.540 kN/m ---> 주형보 (CS12 : 해체5)
= 54.540 x 2.00 / 1 단
= 109.081 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 109.081 + 120.0 = 229.081 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.060 x 6.060 / 8 / 1 단
= 22.952 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.060 / 2 / 1 단
= 15.150 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 22.952 x 1000000 / 5760000.0 = 3.985 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 229.081 x 1000 / 23550 = 9.727 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 15.150 x 1000 / 8476 = 1.787 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 1.295

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (13.712 − 5.743) / 13.712

= 0.581

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 6060 / 293

20.683 ---> 20 < Lx/Rx ≤ 93 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (20.683 − 20))

= 188.226 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 188.226 MPa

L_y / R_y = 6060 / 67.8

89.381 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (89.381 − 20))

= 110.322 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 110.322 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 110.322 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 6060 / 300

= 20.200 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (20.200 − 4.5))

= 138.132 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 138.132 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (20.683)^2

= 3787.085 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 110.322 MPa > f_c = 9.727 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 138.132 MPa > f_b = 3.985 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 1.787 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{9.727}{110.322} + \frac{3.985}{138.132 \times (1 - (9.727 / 3787.085))}$$

$$= 0.117 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 9.727 + \frac{3.985}{1 - (9.727 / 3787.085)}$$

$$= 13.722 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.117 , 0.073)

= 0.117 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{13.712}{110.322} + \left\{ \frac{1.787}{108.000} \right\}^2$$

$$= 0.125 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

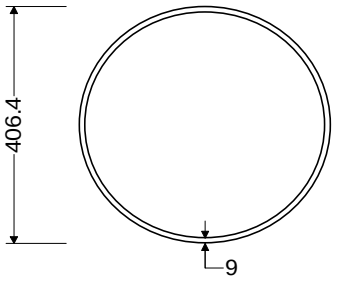
7.2 Strut 설계 (강관버팀보-1단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.060 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 230.929 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS10 : 해체3)
= 230.929 x 3.00 / 1 단
= 692.787 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 692.787 + 120.0 = 812.787 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.060 x 6.060 / 8 / 1 단
= 22.952 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.060 / 2 / 1 단
= 15.150 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 22.952 x 1000000 / 1092000.0 = 21.019 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 812.787 x 1000 / 11236.2 = 72.336 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{15.150 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.696 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.045 x 9)

= 21.605 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.045

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (93.355 − 51.318) / 93.355

= 0.450 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6060 / 140.5

43.132 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (43.132 − 20))

= 162.769 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 162.769 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (43.132)^2

= 870.808 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 162.769 MPa > f_c = 72.336 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 21.019 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.696 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{72.336}{162.769} + \frac{21.019}{189.000 \times (1 - (72.336 / 870.808))}$$

$$= 0.566 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 72.336 + \frac{21.019}{1 - (72.336 / 870.808)}$$

$$= 95.259 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.566 , 0.504)

= 0.566 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{93.355}{162.769} + \left\{ \frac{2.696}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.574 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

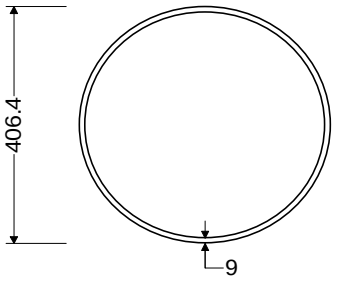
7.3 Strut 설계 (강관버팀보-2단)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.060 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 3.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 213.308 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 6.68 m)
= 213.308 x 3.00 / 1 단
= 639.925 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 639.925 + 120.0 = 759.925 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.060 x 6.060 / 8 / 1 단
= 22.952 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.060 / 2 / 1 단
= 15.150 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 22.952 x 1000000 / 1092000.0 = 21.019 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 759.925 x 1000 / 11236.2 = 67.632 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{15.150 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 2.696 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.047 x 9)

= 21.556 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10

= 1.047

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (88.650 − 46.613) / 88.650

= 0.474 ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L / R = 6060 / 140.5

43.132 ---> $20 < L/R \leq 93$ 이므로

f_{cag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (43.132 − 20))

= 162.769 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 162.769 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 189.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 189.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (43.132)^2

= 870.808 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> $r/t \leq 125$ 이므로

τ_a = 1.50 x 0.9 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 106.692 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 162.769 MPa > f_c = 67.632 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.000 MPa > f_b = 21.019 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 106.692 MPa > τ = 2.696 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{67.632}{162.769} + \dfrac{21.019}{189.000 \times (1 - (67.632 / 870.808))}$

= 0.536 < 1.0 ---> O.K

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 67.632 + \frac{21.019}{1 - (67.632 / 870.808)}$$

$$= 90.420 < f_{cal} = 189.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.536 , 0.478)

= 0.536 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{88.650}{162.769} + \left\{ \frac{2.696}{106.692} \right\}^2$$

$$= 0.545 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

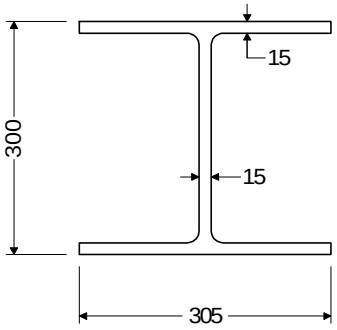
8.띠장 설계

8.1 주형보 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

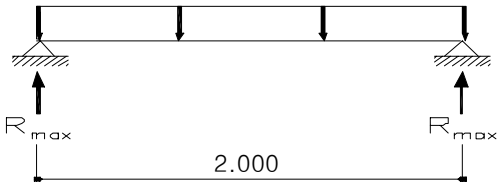
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 54.540 kN/m ---> 주형보 (CS12 : 해체5)

P = 54.540 × 2.00 m / 1 ea = 109.081 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 109.081 / (13 × 2.000)
= 50.345 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 50.345 × 2.000^2 / 8
= 25.172 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 50.345 × 2.000 / 12
= 58.736 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 25.172 x 1000000 / 1440000.0 = 17.481 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 58.736 x 1000 / 4050 = 14.503 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (17.481 + 17.481) / 17.481$

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2000 / 305

= 6.557 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (6.557 − 4.5))

= 182.334 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 182.334 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 182.334 MPa > f_b = 17.481 MPa ---> O.K

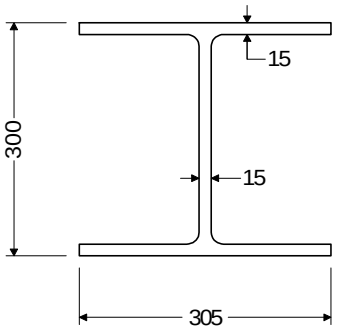
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 14.503 MPa ---> O.K

8.2 강관버팀보-1단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

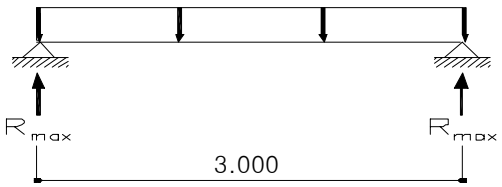
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 230.929 kN/m ---> 강관버팀보-1단 (CS10 : 해체3)

P = 230.929 × 3.00 m / 1 ea = 692.787 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 692.787 / (13 × 3.000)
= 213.165 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 213.165 × 3.000 ^{2} / 8
= 239.811 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 213.165 × 3.000 / 12
= 373.039 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 239.811 x 1000000 / 1440000.0 = 166.535 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 373.039 x 1000 / 4050 = 92.108 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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 = (166.535 + 166.535) / 166.535
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 305
= 9.836 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (9.836 − 4.5))
= 171.711 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 171.711 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80
= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.711 MPa > f_b = 166.535 MPa ---> O.K

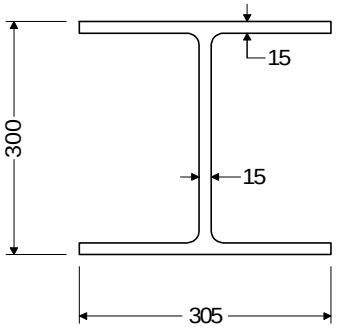
▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 92.108 MPa ---> O.K

8.3 강관버팀보-2단 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

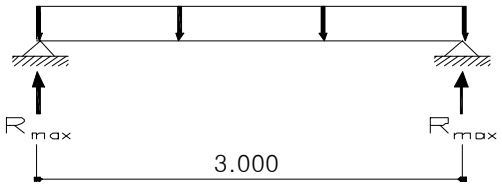
w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



(2) 띠장 계산지간 : 3.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 단순보 설계



R_{max} = 213.308 kN/m ---> 강관버팀보-2단 (CS7 : 굴착 6.68 m)

P = 213.308 × 3.00 m / 1 ea = 639.925 kN

R_{max} = 13 × W_{max} × L / 12

∴ W_{max} = 12 × R_{max} / (13 × L)
= 12 × 639.925 / (13 × 3.000)
= 196.900 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 8
= 196.900 × 3.000 ^{2} / 8
= 221.513 kN·m

S_{max} = 7 × W_{max} × L / 12
= 7 × 196.900 × 3.000 / 12
= 344.575 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 221.513 x 1000000 / 1440000.0 = 153.828 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 344.575 x 1000 / 4050 = 85.080 MPa

라. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> $b/(39.6i) \le t$ 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 = $(f_1 - f_2) / f_1$ = (153.828 + 153.828) / 153.828

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 305

= 9.836 ---> $4.5 < L/B \le 30$ 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (9.836 − 4.5))

= 171.711 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 171.711 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 0.9 x 80

= 108.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 171.711 MPa > f_b = 153.828 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 108.000 MPa > τ = 85.080 MPa ---> O.K

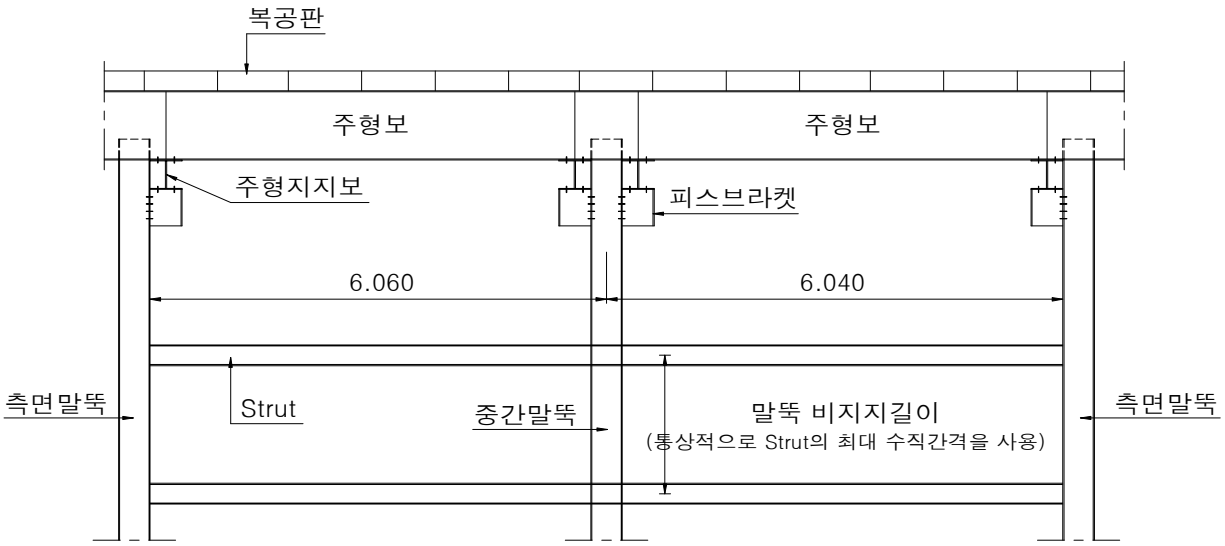
9.중간말뚝 설계

9.1 설계제원

가. 계산지간 : 6.060 + 6.040 = 12.100 m

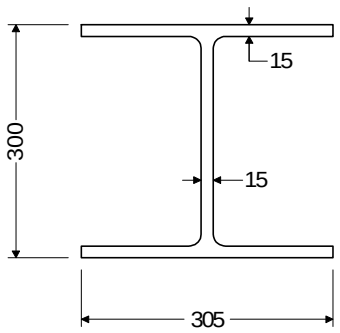
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 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
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



9.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 18.441 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 4.722 kN

(3) 버팀보 자중 = 32.070 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 3.270 kN

ΣP_s = 59.563 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.698 x 6.060) / 2 = 17.264 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.698 x 6.040) / 2 = 17.207 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 6.040)

= 0.326 > 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

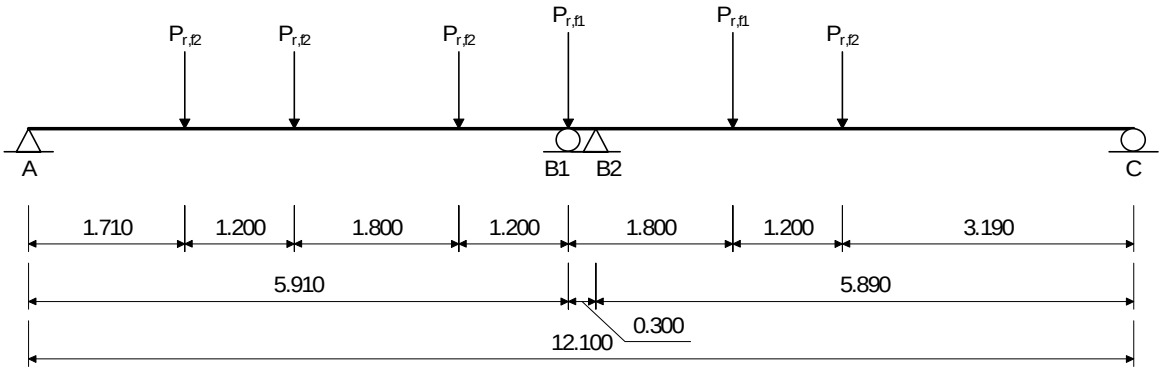
(2) 전륜하중

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 1.5 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 5.910 + 93.600 x 4.710 + 93.600 x 2.910 + 93.600 x 1.710) / 5.910

= 272.564 kN

R_{B2} = (124.800 x 4.390 + 93.600 x 3.190) / 5.890

= 143.711 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 272.564 x 1.00 = 272.564 kN

P_{r2} = 143.711 x 1.00 = 143.711 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 5.910 + 23.400 x 4.710 + 23.400 x 2.910 + 23.400 x 1.710) / 5.910

= 68.141 kN

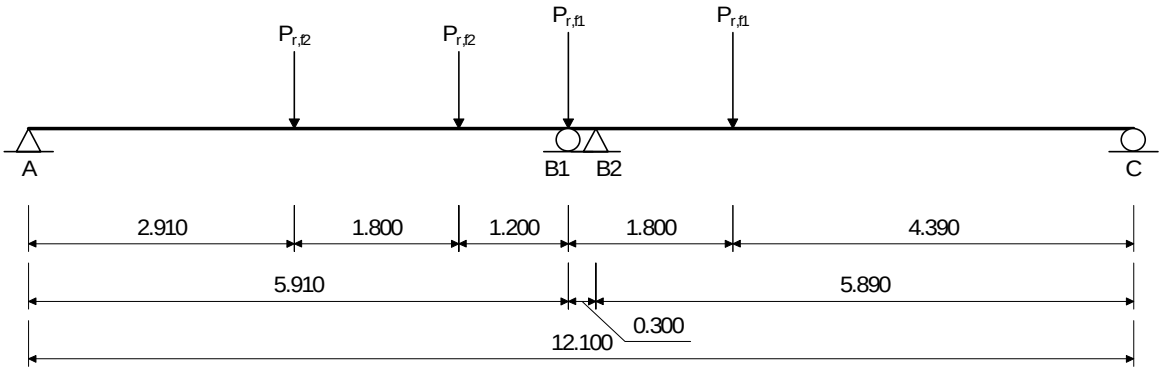
R_{B2} = (31.200 x 4.390 + 23.400 x 3.190) / 5.890

= 35.928 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 68.141 x 1.00 = 68.141 kN

P_{f2} = 35.928 x 1.00 = 35.928 kN

② 1.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 5.910 + 93.600 x 4.710 + 93.600 x 2.910) / 5.910

= 245.482 kN

R_{B2} = (124.800 x 4.390) / 5.890

= 93.017 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 245.482 x 1.00 = 245.482 kN

P_{r2} = 93.017 x 1.00 = 93.017 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 5.910 + 23.400 x 4.710 + 23.400 x 2.910) / 5.910

= 61.371 kN

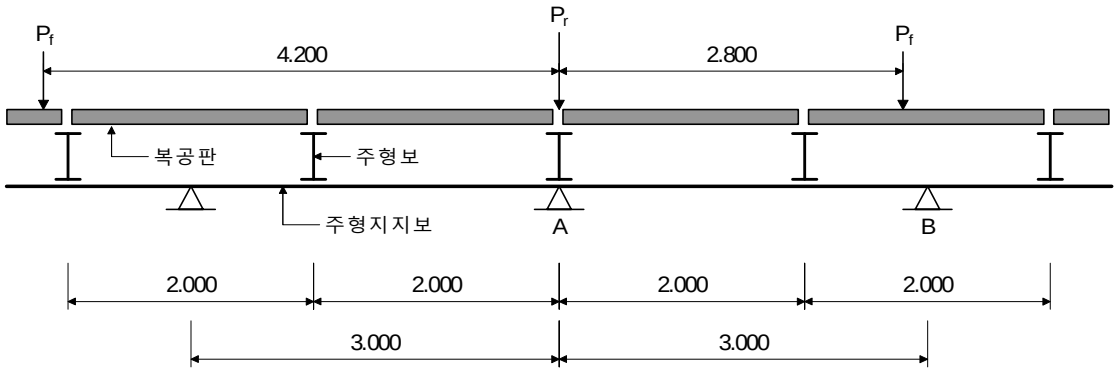
R_{B2} = (31.200 x 4.390) / 5.890

= 23.254 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 61.371 x 1.00 = 61.371 kN

P_{f2} = 23.254 x 1.00 = 23.254 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (272.564 x 3.000 + 68.141 x 0.200) / 3.000

= 277.107 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} x 3.00 / 2.00

= 277.107 + 17.264 x 3.00 / 2.00 = 303.002 kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

R_2 = (143.711 x 3.000 + 35.928 x 0.200) / 3.000

= 146.106 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} x 3.00 / 2.00

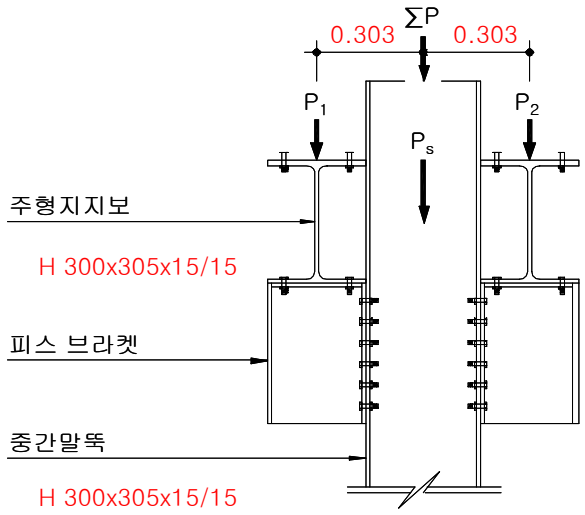
= 146.106 + 17.207 x 3.00 / 2.00 = 171.916 kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P$ = P_1 + P_2 + P_s

= 303.002 + 171.916 + 59.563 = 534.481 kN

9.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , f_c = $\sum P$ / A = 534.481 x 1000 / 13480 = 39.650 MPa

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 91.658 x 1000000 / 1440000 = 63.652 MPa

여기서, M_{max} = P_1 x e = 303.002 x 0.303 = 91.658 kN·m

나. 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

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.6i) ≤ 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

= 2.147

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (103.302 − −24.002) / 103.302

= 1.232

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 0.9 x 140.000

= 189.000 MPa

L_x / R_x = 2400 / 126

19.048 ---> Lx/Rx ≤ 20 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 0.9 x 140

= 189.000 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 189.000 MPa

L_y / R_y = 2400 / 72.6

33.058 ---> 20 < Ly/Ry ≤ 93 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 0.9 x (140 − 0.84 x (33.058 − 20))

= 174.192 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 174.192 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 174.192 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2400 / 305

= 7.869 ---> 4.5 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 0.9 x (140 − 2.4 x (7.869 − 4.5))

= 178.085 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 178.085 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.9 x 1200000 / (19.048)^2

= 4465.125 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 174.192 MPa > f_c = 39.650 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 178.085 MPa > f_b = 63.652 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{39.650}{174.192} + \frac{63.652}{178.085 \times (1 - (39.650 / 4465.125))}$$

$$= 0.588 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 39.650 + \frac{63.652}{1 - (39.650 / 4465.125)}$$

$$= 103.872 < f_{cal} = 189.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.588 , 0.550)

= 0.588 < 1.0 ---> O.K

9.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 534.48 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , Q_u = $25 \cdot N \cdot A_p + 0.2 \cdot N_s \cdot U \cdot L_s + 0.5 \cdot N_c \cdot U \cdot L_c$(선굴착 최종경타 공법)

여기서,

N(선단의 N치)	=	50	
N_s(선단까지의 모래층 N치 평균값)	=	20	
N_c(선단까지의 점토층 N치 평균값)	=	0	
L_s(모래층 중의 길이)	=	13.680	m
L_c(점토층 중의 길이)	=	0.000	m
A_p(H-Pile 단면적)	=	0.0915	m^2
U(파일의 둘레길이)	=	1.210	m

= 25 x 50 x 0.0915 + 0.2 x 20 x 1.210 x ###

+ 0.5 x 0 x 1.210 x 0.000

= 180.586 tonf

= 1770.95 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 1770.95 / 2.0

= 885.473 kN

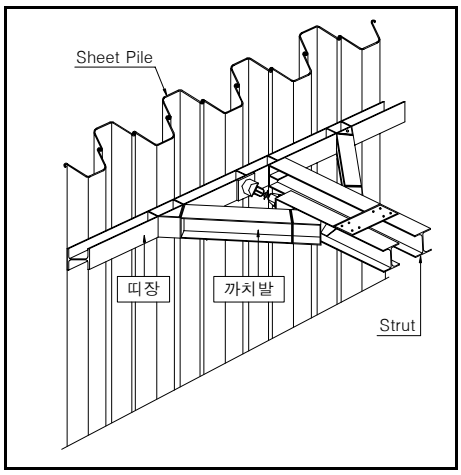
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

10. Sheet 설계

10.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 13.68m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY390(SY40)
Sheet Pile Size	U:SP-IV
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	235.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	125.0
총단면적(A, mm^2)	24250.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	13180.0
$I_x(mm^4)$	386000000.0
$Z_x(mm^3)$	2270000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 184.329 kN·m/m ---> 흙막이벽(우) (CS8 : 해체1)

= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭

= 184.329 (kN·m/m) × 1.00 m = 184.329 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 189.916 kN/m ---> 흙막이벽(우) (CS7 : 굴착 6.68 m)

= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭

= 189.916 (kN/m) × 1.00 m = 189.916 kN

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

P_{max} = 주형보 반력 + 자중 및 작업하중 + 지보재 수직분력

= 143.729 kN/m + 20.433 kN/m + 0.000 kN/m

= 164.162 kN/m

= 단위폭당 최대 연직하중 × 단위폭

= 164.162 (kN/m) × 1.00 m = 164.162 kN

다. 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

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 235.0) × 0.9 = 317.25 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 125.0) × 0.9 = 168.75 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{max}}{A}$$

$$= \frac{184.329 \times 10^{6}}{0.6 \times 2270000.00} + \frac{164.162 \times 10^{3}}{24250.0} = 142.107 \text{ MPa}$$

f_b < f_{ba}' = 317.25 MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{189.916 \times 10^{3}}{13180.00} = 14.409 \text{ MPa}$$

τ < τ_a' = 168.75 MPa ---> O.K

11. 탄소성 입력 데이터

11.1 해석종류 : 탄소성보법

11.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

11.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 25.2 m, 굴착폭 = 6.06 m, 최대굴착깊이 = 6.68 m, 전모델높이 = 40 m

11.4 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	5.70	18.00	19.00	0.00	26.00	5	-	12000.00
2	퇴적층(모래)	9.58	18.00	19.00	0.00	28.00	6	-	20000.00
3	퇴적층(자갈)	18.90	20.00	21.00	0.00	35.00	50	-	32000.00
4	풍화토	22.91	20.00	21.00	21.00	29.00	35	-	31000.00
5	풍화암	23.12	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	40.00	23.00	24.00	400.00	36.00	50	-	50000.00
7	뒤채움	-	19.00	20.00	15.00	25.00	5	9000.00	12000.00

11.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-IV	SY390(SY40)	13.68	1

11.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보	H 700x300x13/24	SS400	0.45	2	6.06	0	1
2	강관버팀보-1단	P 406.4x9	SS400	2.797	3	6.06	50	1
3	강관버팀보-2단	P 406.4x9	SS400	4.297	3	6.06	50	1

11.7 벽체와 슬래브

번호	이름	설치위치 (설치깊이) (m)	상단깊이 (시작위치) (m)	하단깊이 (끝위치) (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	기초	6.28	0	5.06	C27	0.8	-
2	벽체	5.06	1.271	6.68	C27	0.7	뒤채움

11.8 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

11.9 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 4.8 m, 수위차 = 6.68 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	0.95	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보		-	-	-	-	X	X
3	3.30	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관버팀보-1단		-	-	-	-	X	X
5	4.80	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관버팀보-2단		-	-	-	-	X	X
7	6.68	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	-	-	5.786	-	-	-	X	X
9	-		강관버팀보-2단	-	-	-	-	X	X
10	-	-	-	3.307	-	-	-	X	X
11	-		강관버팀보-1단	-	-	-	-	X	X
12	-	-	-	1.271	-	-	-	X	X

12. 해석 결과
12.1 전산 해석결과 집계

12.1.1 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 0.95 m	0.95	6.79	5.8	-5.19	3.8	6.06	4.8	-4.84	10.5
CS2 : 생성 주형보	0.95	6.79	5.8	-5.19	3.8	6.06	4.8	-4.84	10.5
CS3 : 굴착 3.297 m	3.30	31.70	4.8	-41.15	0.5	65.04	2.8	-13.48	6.7
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.30	23.18	4.8	-33.26	0.5	48.86	3.3	-11.71	10.5
CS5 : 굴착 4.797 m	4.80	45.63	7.6	-107.33	2.8	95.66	5.2	-44.67	10.0
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.80	42.57	7.6	-93.99	2.8	87.55	5.2	-41.57	10.0
CS7 : 굴착 6.68 m	6.68	98.60	9.6	-189.92	4.3	184.33	7.2	-87.07	4.3
CS8 : 해체1	6.68	98.60	9.6	-189.92	4.3	184.33	7.2	-87.07	4.3
CS9 : 해체2	6.68	86.23	9.6	-156.76	2.8	137.19	5.8	-130.81	2.8
CS10 : 해체3	6.68	86.18	9.6	-156.83	2.8	137.41	5.8	-130.87	2.8
CS11 : 해체4	6.68	70.18	9.6	-54.51	0.5	112.80	4.8	-77.37	10.9
CS12 : 해체5	6.68	70.99	6.7	-54.52	0.5	112.94	4.8	-77.35	10.9
TOTAL		98.60	9.6	-189.92	4.3	184.33	7.2	-130.87	2.8

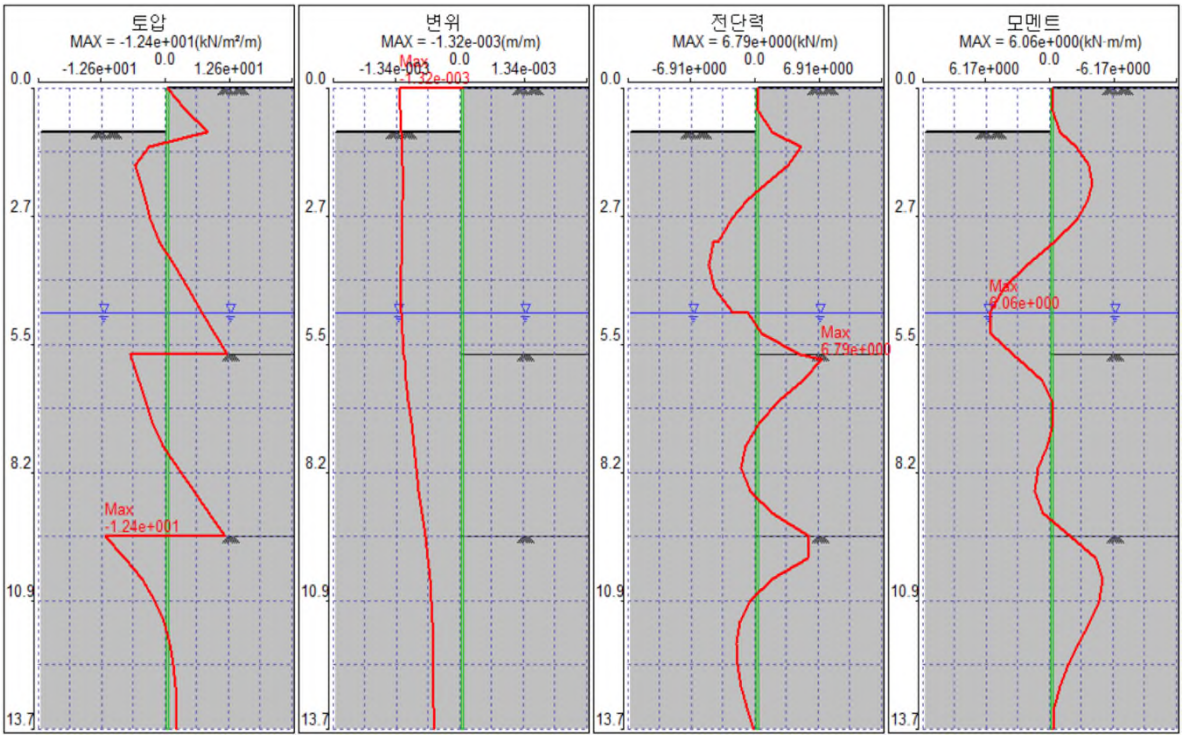
12.1.2 지보재 반력 집계

* 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.

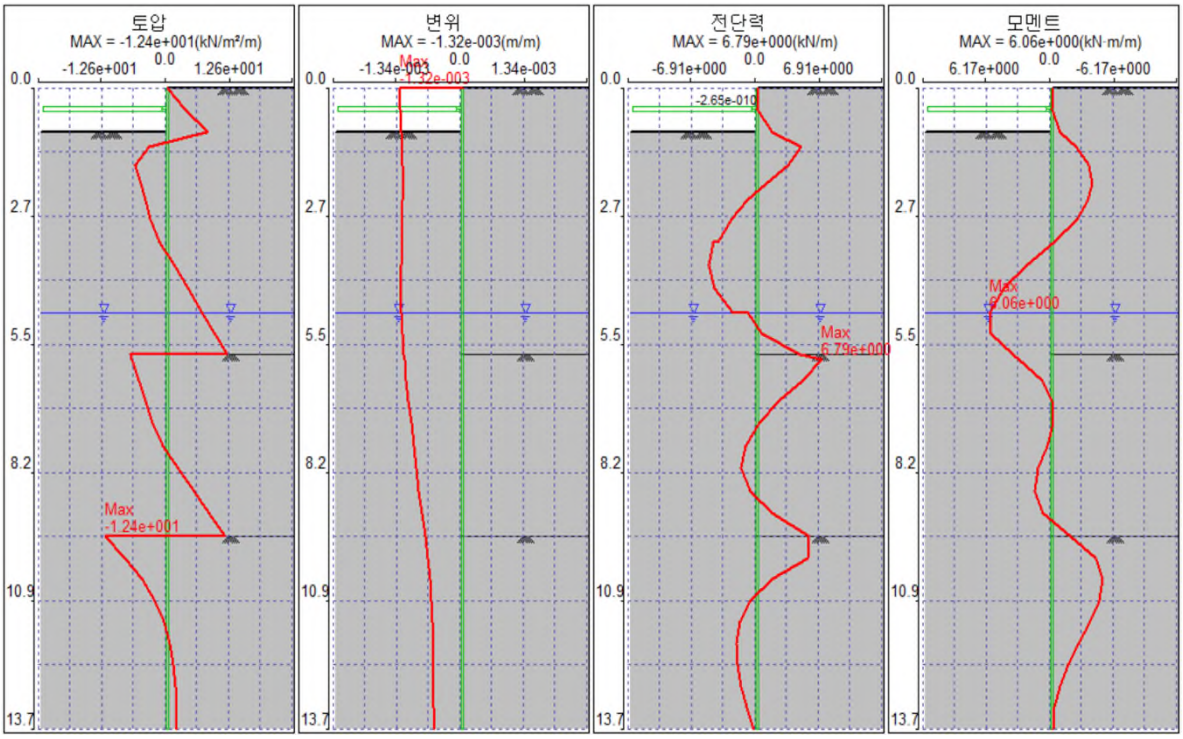
시공단계	굴착 깊이	주형보	강관버팀보-1단	강관버팀보-2단		
		0.45 (m)	2.797 (m)	4.297 (m)		
CS1 : 굴착 0.95 m	0.95	-	-	-		
CS2 : 생성 주형보	0.95	0.00	-	-		
CS3 : 굴착 3.297 m	3.30	41.14	-	-		
CS4 : 생성 강관버팀보-1단	3.30	33.24	16.67	-		
CS5 : 굴착 4.797 m	4.80	-1.90	141.03	-		
CS6 : 생성 강관버팀보-2단	4.80	1.87	123.92	16.67		
CS7 : 굴착 6.68 m	6.68	-21.46	82.14	213.31		
CS8 : 해체1	6.68	-21.46	82.14	213.31		
CS9 : 해체2	6.68	-42.27	230.83	-		
CS10 : 해체3	6.68	-42.29	230.93	-		
CS11 : 해체4	6.68	54.53	-	-		
CS12 : 해체5	6.68	54.54	-	-		
TOTAL		54.54	230.93	213.31		

12.2 시공단계별 단면력도

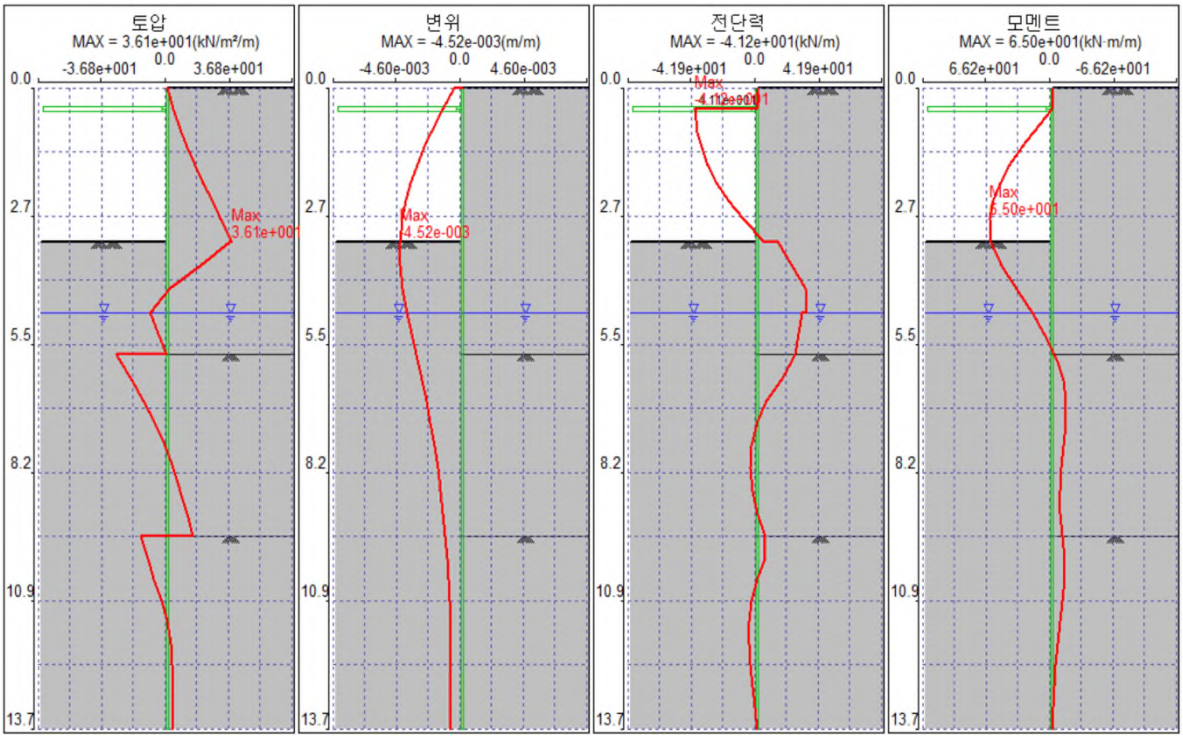
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 0.95 m]



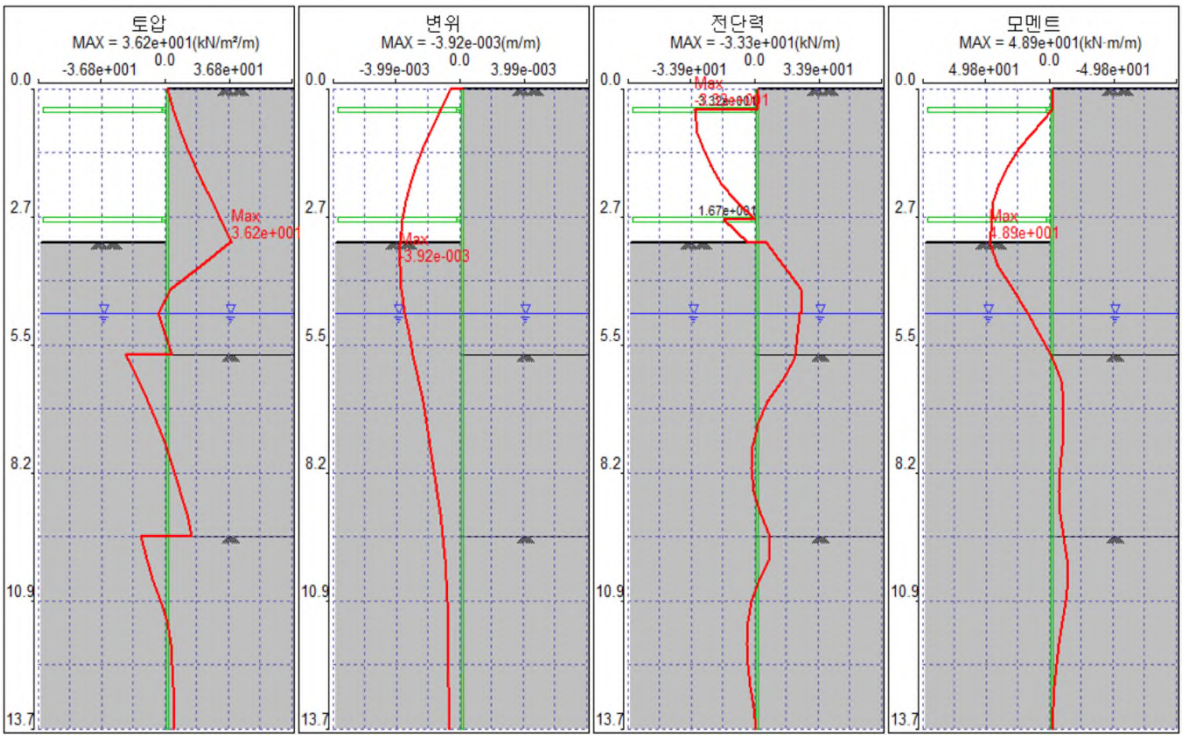
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보]



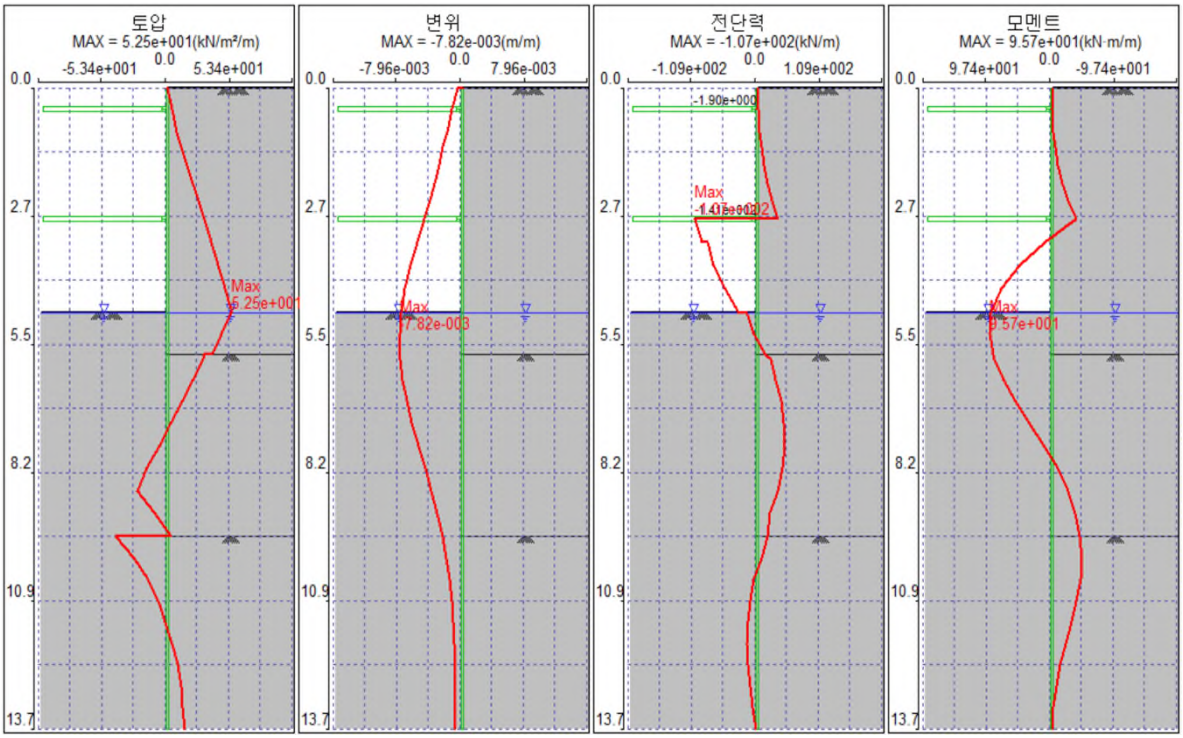
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 3.297 m]



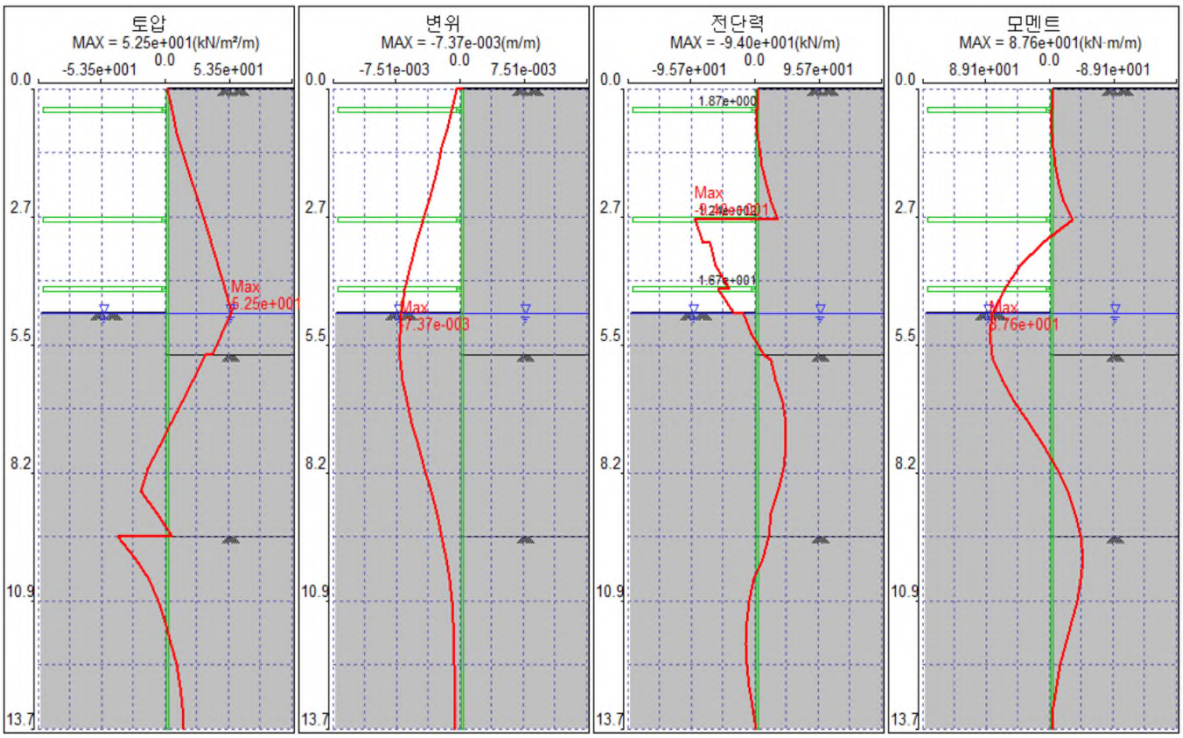
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관버팀보-1단]



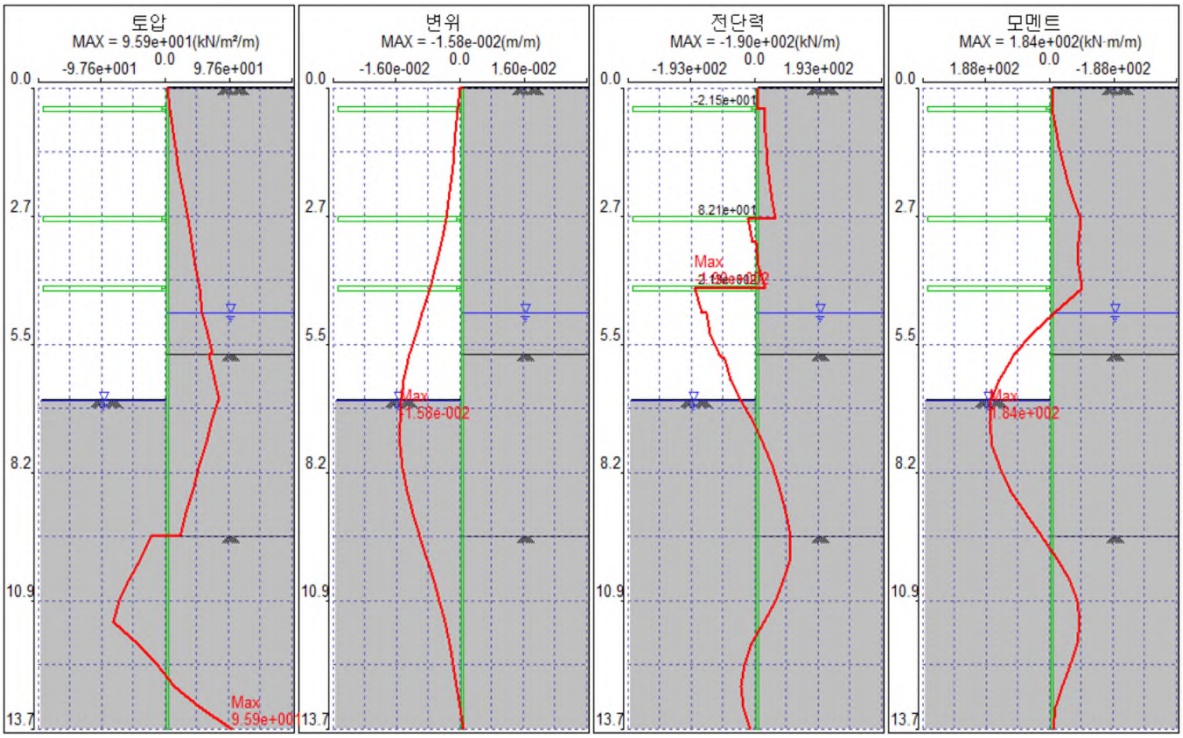
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 4.797 m]



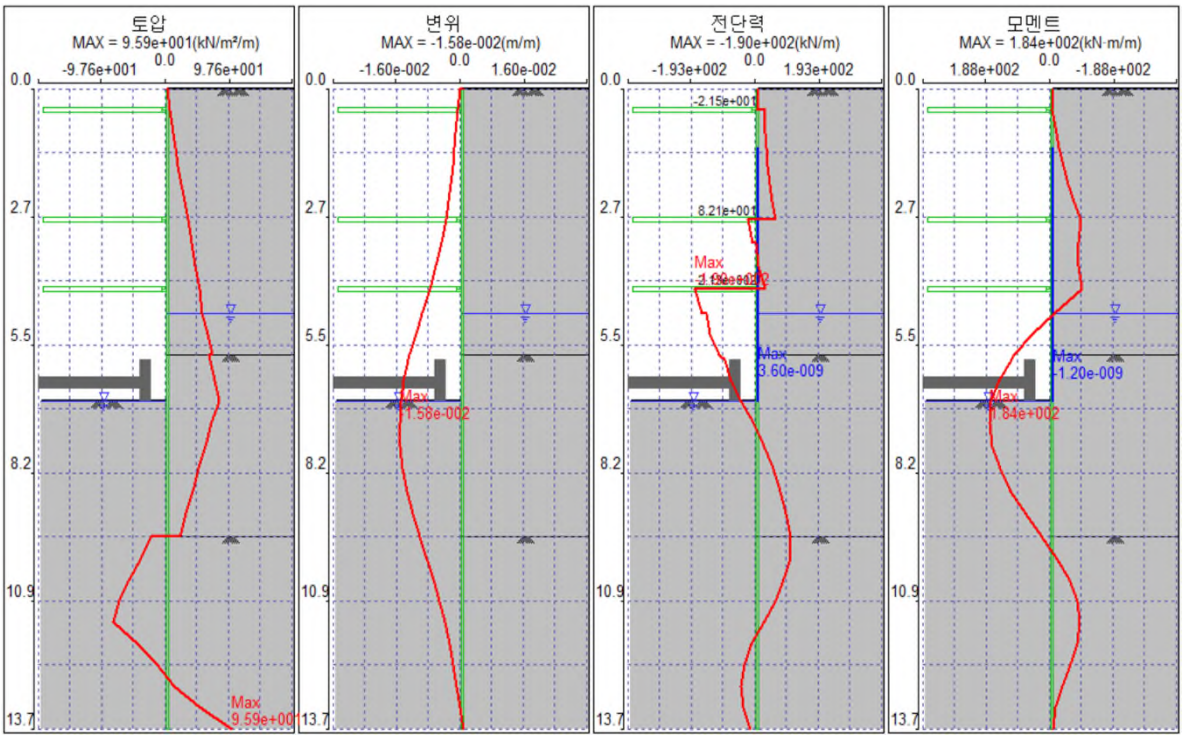
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관버팀보-2단]



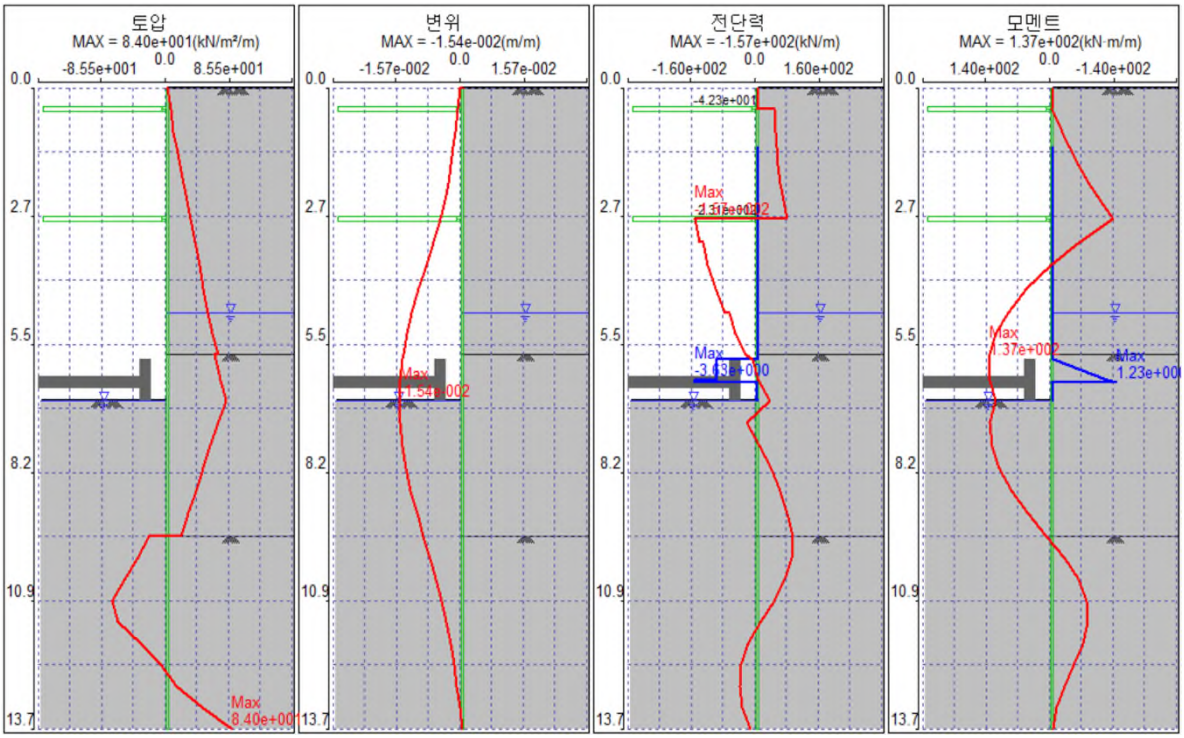
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 6.68 m]



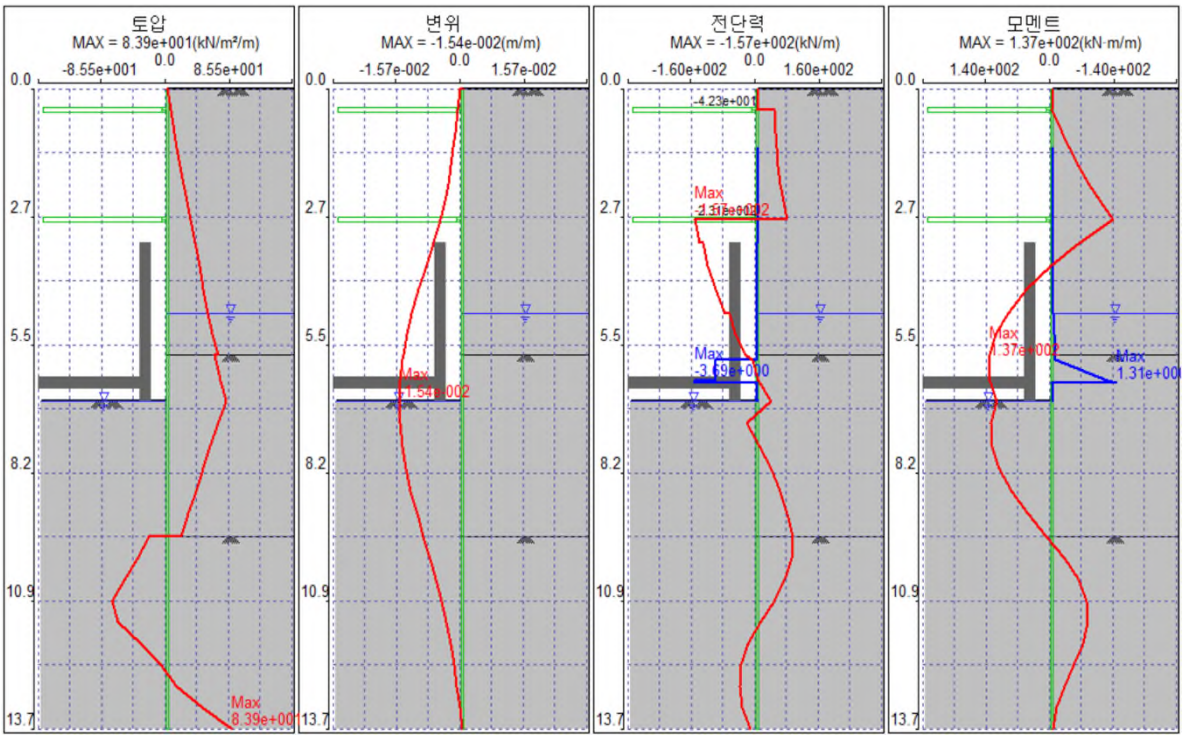
8) 시공 8 단계 [CS8 : 해체1]



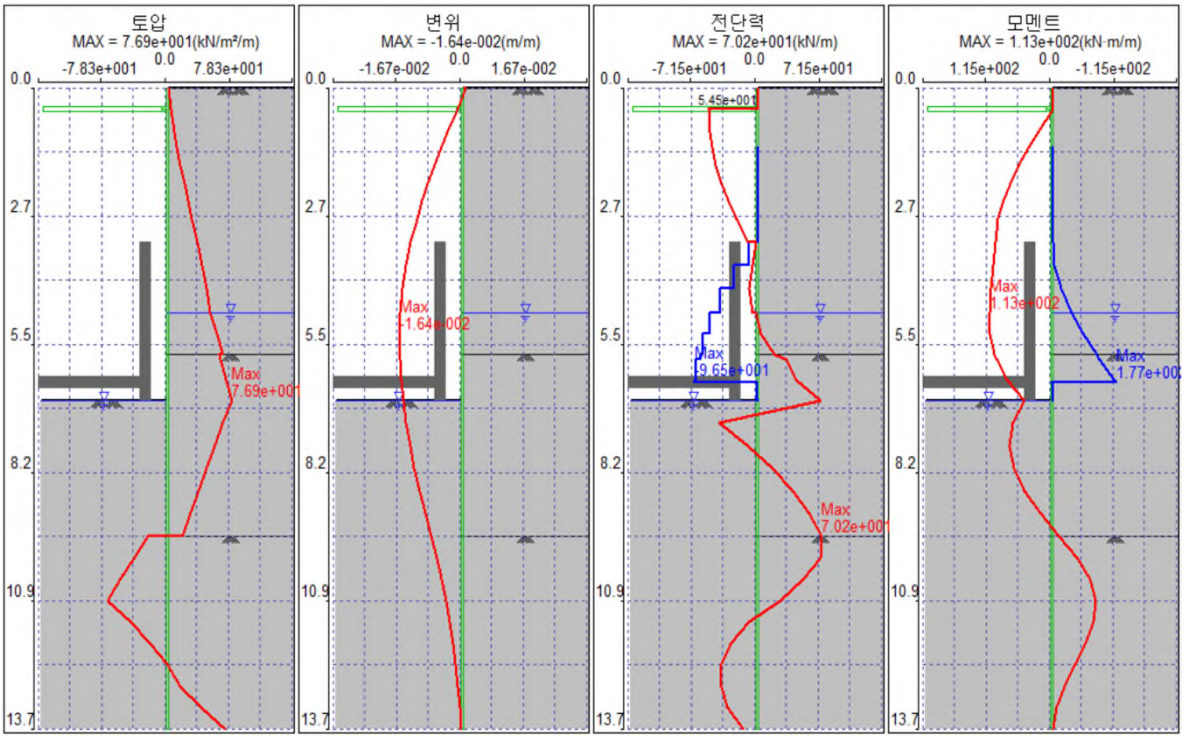
9) 시공 9 단계 [CS9 : 해체2]



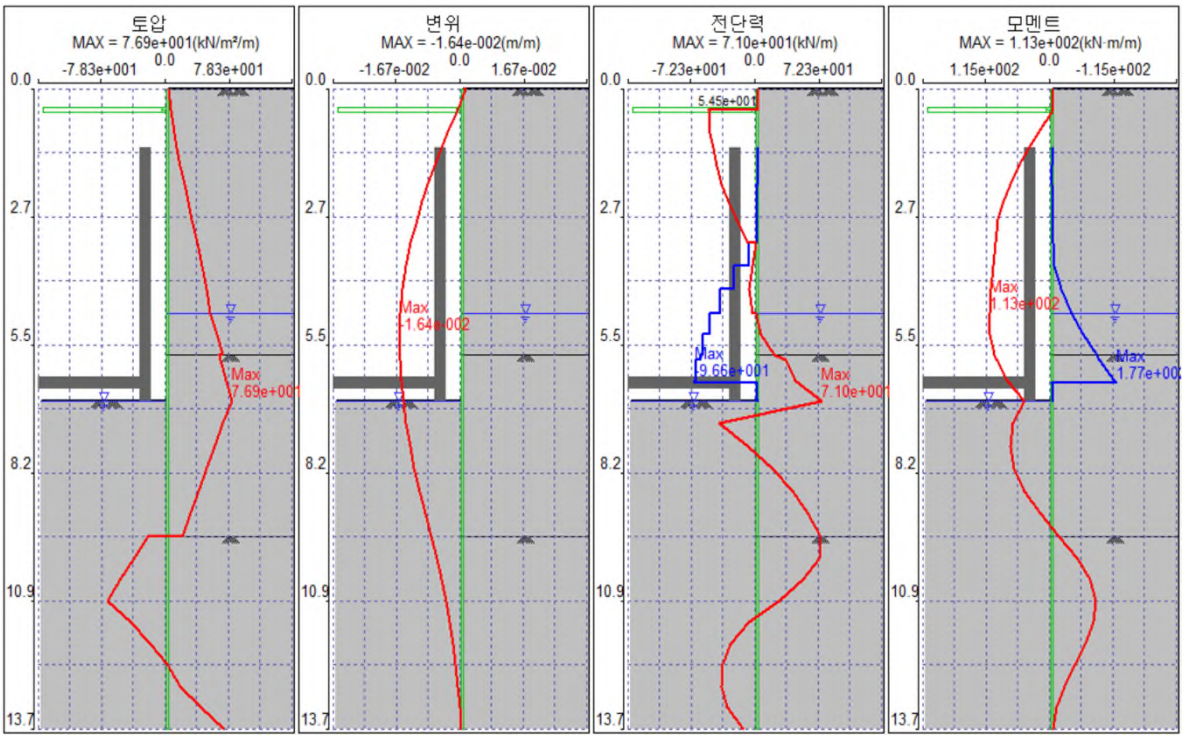
10) 시공 10 단계 [CS10 : 해체3]



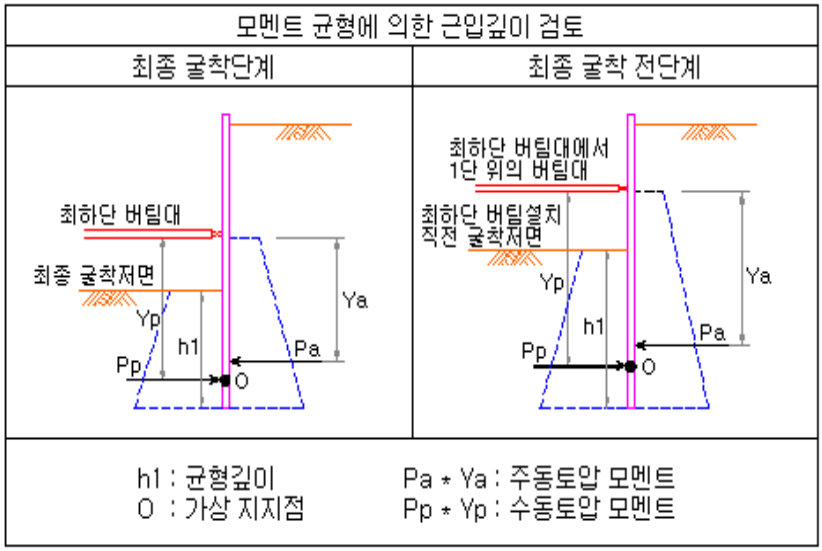
11) 시공 11 단계 [CS11 : 해체4]



12) 시공 12 단계 [CS12 : 해체5]



12.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	4.767	7.000	5306.026	7812.797	1.472	1.200	OK
최종 굴착 전단계	4.640	8.883	6808.451	13609.562	1.999	1.200	OK

12.3.1 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 -4.297 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 149.26 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.288 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 820.704 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 6.231 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (149.26 x 1.288) + (820.704 x 6.231) = 5306.026 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1086.101 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 7.193 m

Mp = (Pp x Yp) = (1086.101 x 7.193) = 7812.797 kN · m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 7812.797 / 5306.026 = 1.472

S.F. = 1.472 > 1.2 ... OK

12.3.2. 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 -2.797 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 84.043 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.091 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 944.765 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 7.109 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (84.043 x 1.091) + (944.765 x 7.109) = 6808.451 kN·m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1672.163 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 8.139 m

Mp = (Pp x Yp) = (1672.163 x 8.139) = 13609.562 kN·m

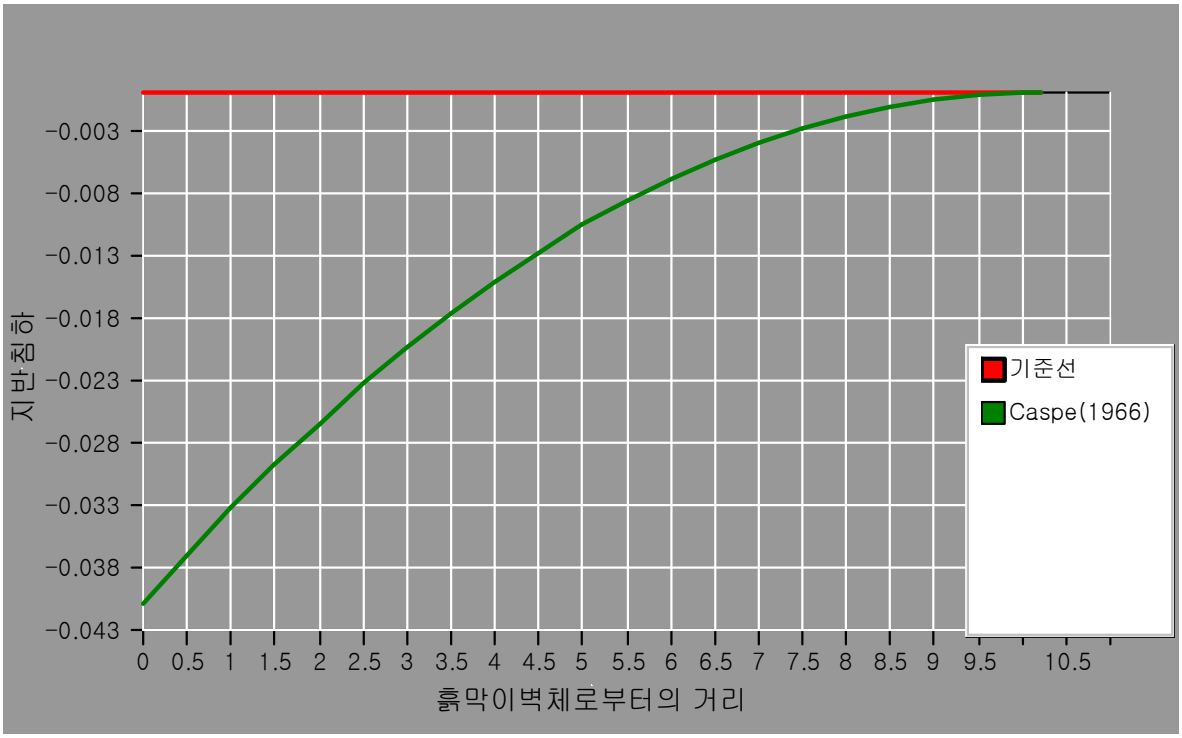
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 13609.562 / 6808.451 = 1.999

S.F. = 1.999 > 1.2 ... OK

12.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



12.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.104 m³ /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 12.12 m, Hw = 6.68 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 26.295 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ /2)

Hp = 0.5 x 12.12 x tan(45 + 26.295/2) = 9.754 m

Ht = Hp + Hw = 9.754 + 6.68 = 16.434 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ /2)

D = 16.434 x tan(45-26.295/2) = 10.21 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.104 / 10.21 = -0.041 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.041 x ((10.21 - Xi) / 10.21)^2

변 경

15. Ramp-C

(STA.0+ 765.000～STA.0+ 784.350)

목 차

1. 표준단면

2. 설계기준
   2.1 일반사항
   2.2 하　　중
   2.3 재료의 허용응력
   2.4 지반의 물성치

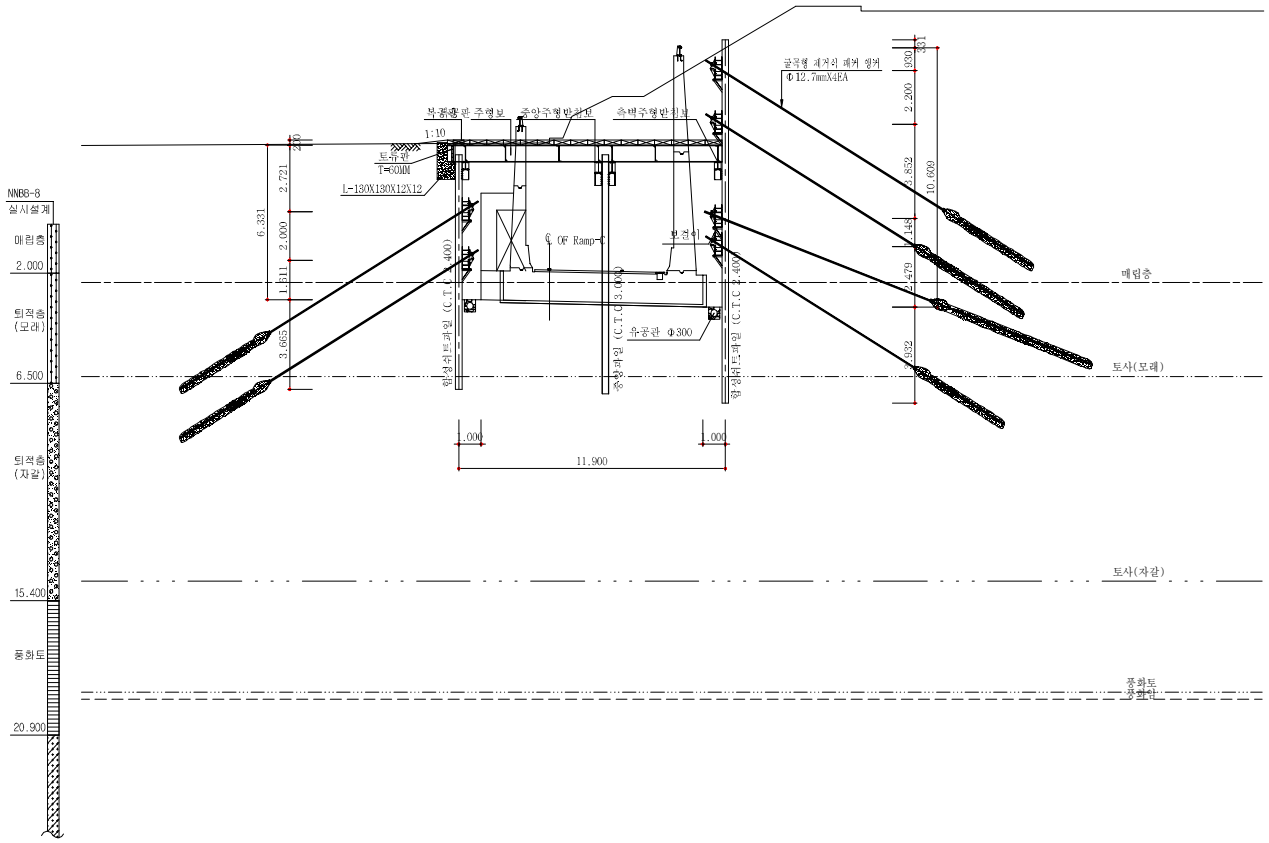
3. 노면복공 설계
   3.1 주형보 설계
   3.2 주형지지보 설계
   3.3 중앙말뚝 설계

4. 흙막이 벽 설계
   4.1 SHEET PILE 설계
   4.2 버팀보 설계
   4.3 버팀보 띠장 설계
   4.4 E/Anchor 설계
   4.5 E/Anchor 띠장 설계

5. 결과값 정리
   5.1 부재 검토 요약
   5.2 안전성 검토

6. 전산 DATA
   6.1 INPUT DATA
   6.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NNB8-8
설시설계
매립층
2.000
퇴적층
(모래)
6.500
퇴적층
(자갈)
15.400
풍화토
20.900
1:10
토류판
T=60MM
L-130X130X12X12
복공용 콘 주형보
주앙주형반침보
측벽주형반침보
굴곡형 계저리 패커 형커
Φ12.7mmX4EA
6.331
2.721
2.000
1.611
3.665
2.200
3.852
10.609
2.479
3.932
6 OF Ramp
보강재
우공관 Φ300
합성커트파일 (C.T.C 1.400)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
합성커트파일 (C.T.C 2.400)
1.000
1.000
11.900
매립층
토사(모래)
토사(자갈)
풍화토
풍화토

2. 설 계 기 준

2.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법

※ 지하수위 : G.L -8.69m

2.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 I = 15 / (40 + ℓ) ≤ 0.30

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

2.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.50

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		일반구조용 압연강재 SS400, SM400	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
지 압 응 력		315	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류		용접구조용 압연강재 SM490	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
지 압 응 력		420	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
휨응력	인 장	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

허용응력도 \ 목재의 종류		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18.0	
지압 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
	섬유에 직각	3.0	5.2	
전단 응력도	섬유에 평행	1.2	1.8	
	섬유에 직각	1.8	2.7	
축 방 향 압 축 응 력 도	섬유에 평행	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	ℓ : 고정점간 거리(mm) r : 최소단면2차 반지름(mm)
		$\ell/r > 100$ $33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	SS400 기준
	지 압	315	
고장력 볼 트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	SS400 기준

2.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(γ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	400
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	12000	14000	20000	32000	31000	34000	50000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 6.550 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 6.550) = 0.322 > 0.300

∴ I = 0.300

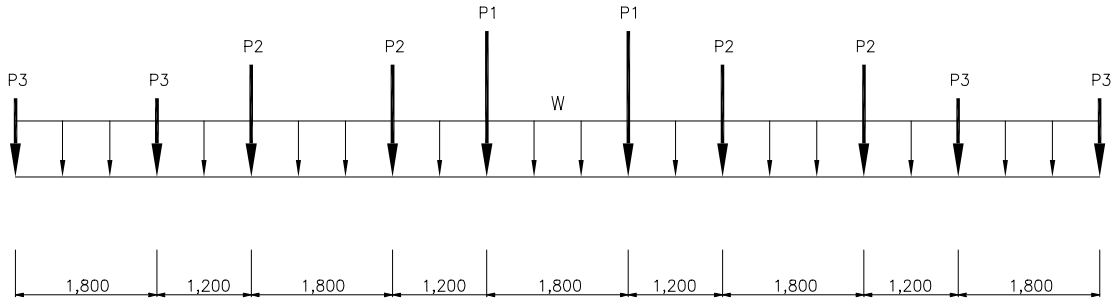
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

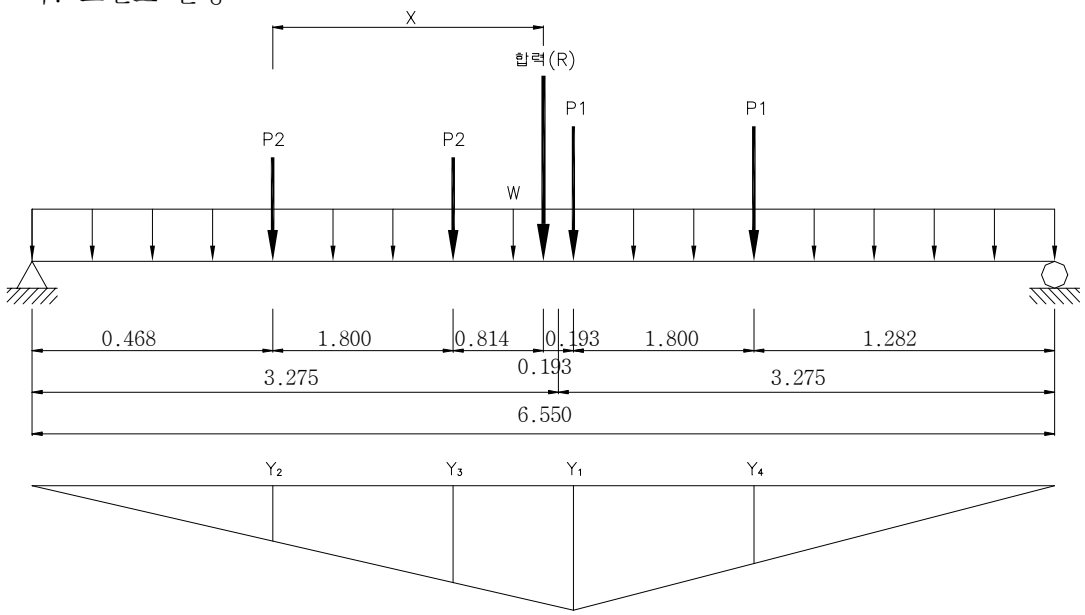
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

Y_1 =	1.632
Y_2 =	0.220
Y_3 =	1.067
Y_4 =	0.679

∑Yp1 = 1.632 + 0.679 = 2.311 m

∑Yp2 = 0.220 + 1.067 = 1.287 m

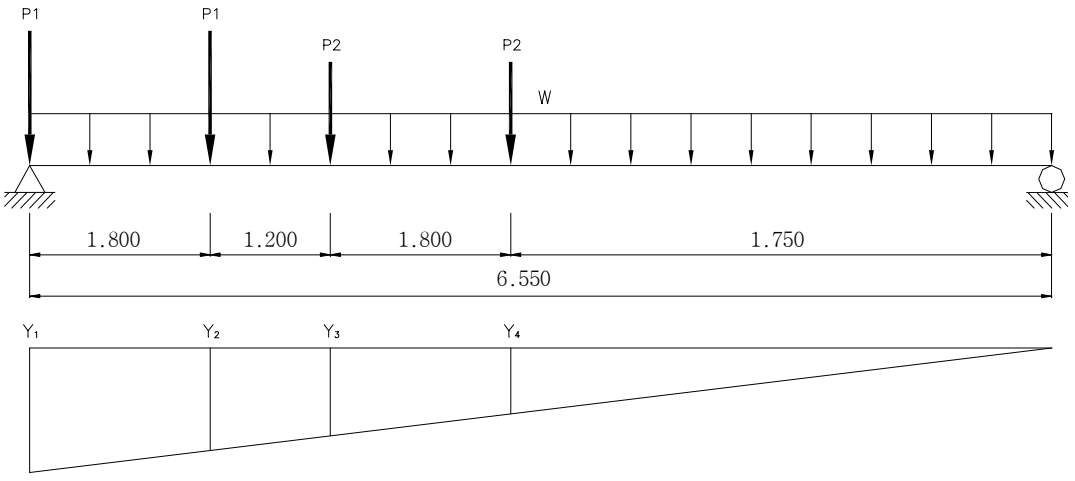
A = 6.550 x (1.632 / 2) = 5.345 m^2

Md = 5.345 x 6.435 = 34.395 kN·m

ML = 124.800 x 2.311 + 93.600 x 1.287 = 408.876 kN·m

M1 = Md + ML = 34.395 + 408.876 = 443.271 kN·m

나. 전단력 산정

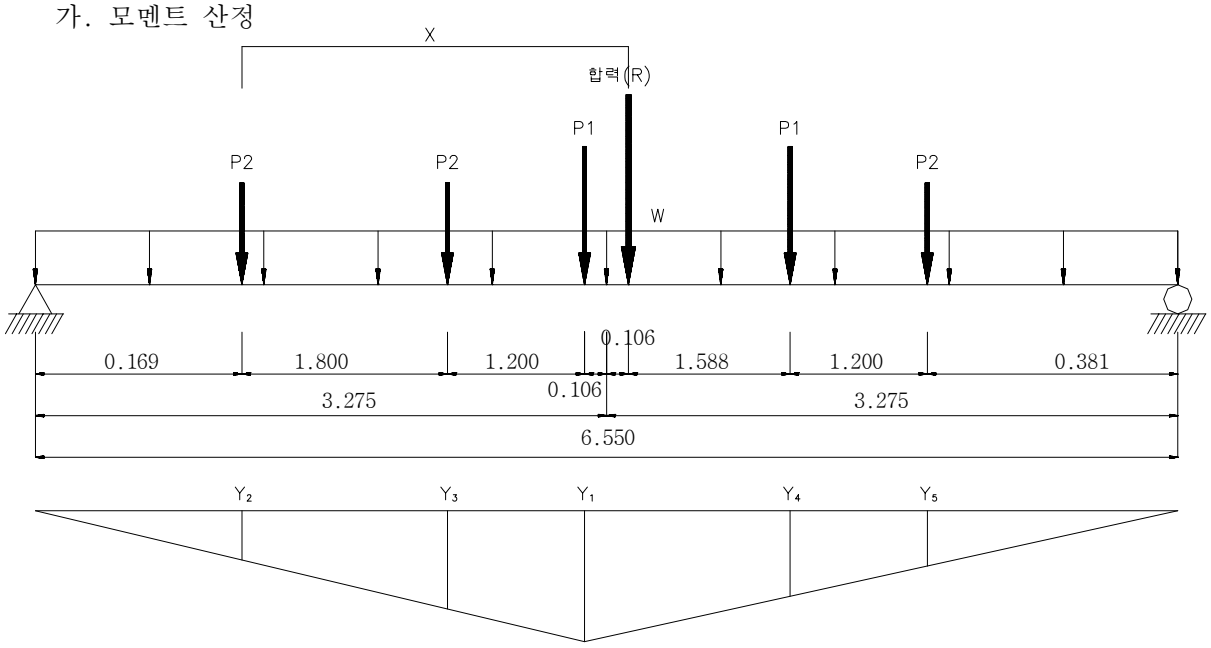


∑Yp1 = 1.000 + 0.725 =	1.725	m	
∑Yp2 = 0.542 + 0.267 =	0.809	m	
A = 6.550 x (1.000 / 2) =	3.275	㎡	
Sd = 3.275 x 6.435 =	21.075	kN	
SL = 124.800 x 1.725 + 93.600 x 0.809 =	291.002	kN	
S1 = Sd + SL = 21.075 + 291.002 =	312.077	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.725
Y_3 =	0.542
Y_4 =	0.267

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

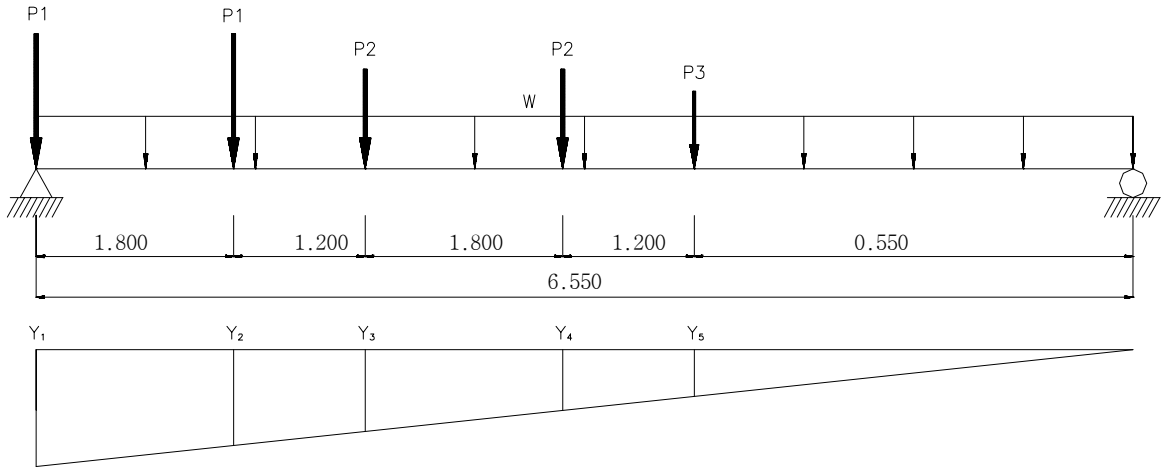
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.636 + 0.765 =	2.401	m	
∑Yp2 = 0.184 + 1.016 + 0.087 =	1.287	m	
A = 1/2 x 6.550 x 1.636 =	5.358	㎡	
Md = 5.358 x 6.435 =	34.478	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.401 + 93.600 x 1.287) =	378.097	kN·m	
M2 = Md + ML = 34.478 + 378.097 =	412.58	kN·m	

Y_1 =	1.636
Y_2 =	0.087
Y_3 =	1.016
Y_4 =	0.765
Y_5 =	0.184

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.725
Y_3 =	0.542
Y_4 =	0.267
Y_5 =	0.084

∑Yp1 = 1.000 + 0.725 = 1.725 m

∑Yp2 = 0.542 + 0.267 = 0.809 m

∑Yp3 = 0.084 = 0.084 m

A = 6.550 x (1.000 / 2) = 3.275 m²

Sd = 3.275 x 6.435 = 21.075 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.725 + 93.6 x 0.809 + 70.2 x 0.084)

= 267.209 kN

S2 = Sd + SL = 21.075 + 267.209 = 288.284 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 443.271 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 312.077 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 443271000 / 5760000 = 77.0 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 312077 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 36.8 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.50 m

ℓ /b = 2500 / 300.0 = 8.333 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 196.2 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 77.0 MPa < fba = 196.2 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 36.8 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 408.876 / (1 + 0.300) = 314.520 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 6.550^2 / 8 = 34.510 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 314520000 \times 6550^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 2.664 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 34510000 \times 6550^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.365 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 2.664 + 0.365 = 3.029 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 6550 / 400 = 16.4 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 16.4 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 3.029 mm < δa = 16.375 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

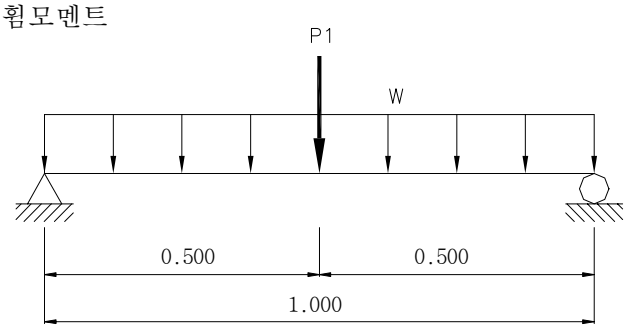
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 21.075 + 291.002 = 312.077 kN (후륜재하시)

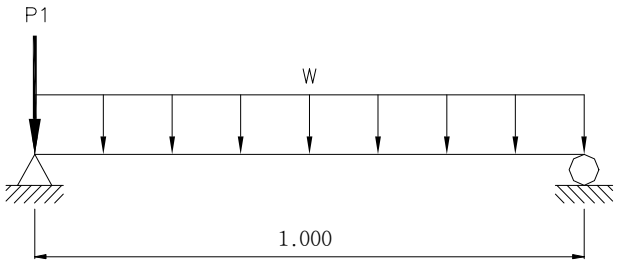
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (312.077 x 1.000) / 4

= 78.152 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 312.077 + (1.060 x 1.000) / 2

= 312.607 kN

Smin = 312.077 + 1.060 - 312.607 = 0.530 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 78152000 / 1440000 = 54.3 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 312,607 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 77.19 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 54.3 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 77.2 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((312.607+0.530) x 1000) / 61,072.6 = 5.127 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

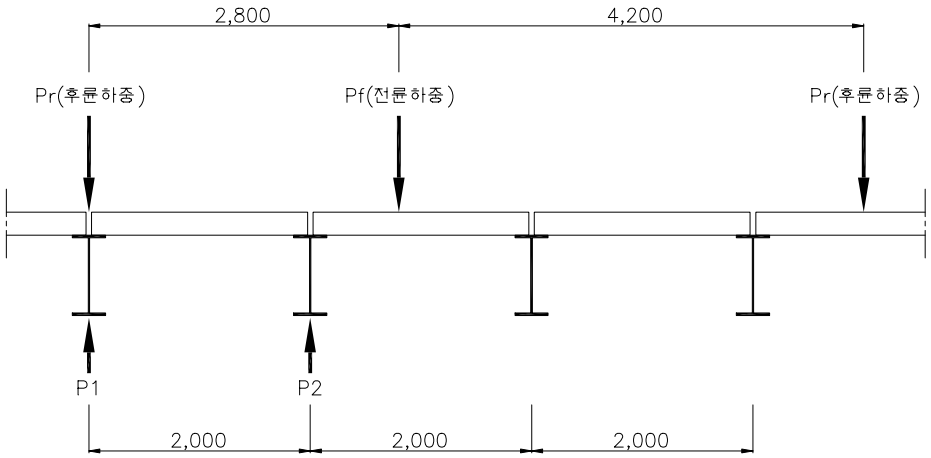
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



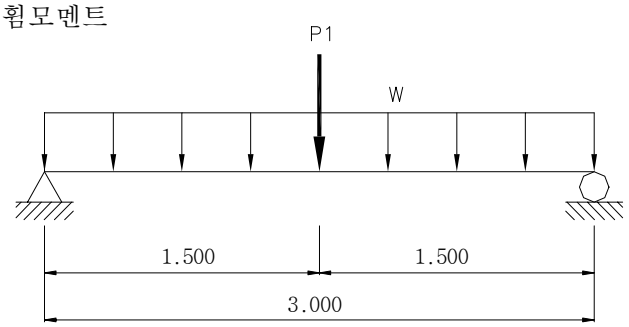
P1 = Sd + SLmax = 21.075 + 291.002

= 312.077 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 21.075 + (291.002 / 4) x (1.2 / 2)

= 56.295 kN (전륜재하시)

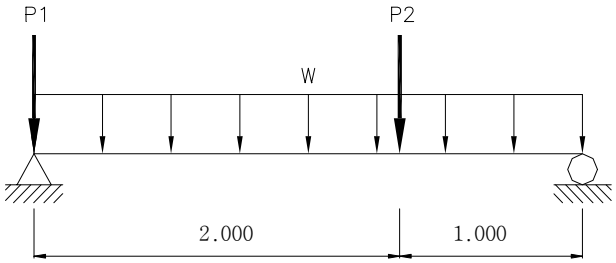
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (312.077 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 235.453 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 312.077 + 56.295 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 332.702 kN

Smin = 312.077 + 56.295 + 3.720 - 332.702 = 39.390 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 235,453,000 / 2,550,000 = 92.3 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 332,702/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 74.9 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 92.3 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 74.9 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((332.702+39.390) x 1000) / 61,072.6 = 6.093 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 14.54 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 : H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)

▣ 단면 제원 :

A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
w =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 6.550 + 5.350 = 11.900 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

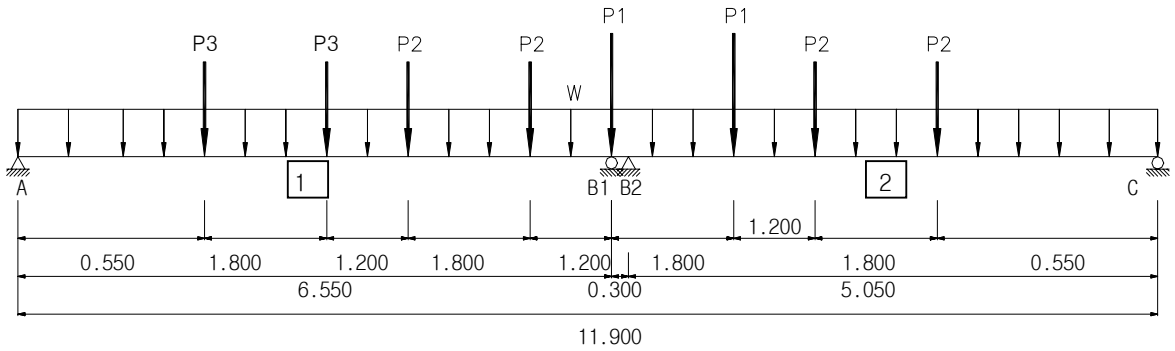
구 분	계 산 식		
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	=	7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 14.541	=	15.413 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 6.550 / 2 x 0단) / 3.00 x 3.00	=	0.000 kN
	(1.167 x 6.550 / 2 x 0단) / 3.00 x 3.00	=	0.000 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 0단) x 3.00	=	0.000 kN
합 계		Ps =	23.913 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 6.550 x 1/2 = 21.075 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 5.350 x 1/2 = 17.214 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (0.550 + 2.350) + 93.600 \times (3.550 + 5.350) + 124.800 \times 6.550}{6.550}$$

= 283.063 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (0.550 + 2.350) + 124.800 \times 3.550}{5.050}$$

$= 141.481$ kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 283.063 x 0.25 = 70.766 kN

RB2 = 141.481 x 0.25 = 35.370 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
RB1	283.063	70.766	
RB2	141.481	35.370	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = (2차선재하시 MAX(P1,P2)) = 283.063 kN (1.5차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

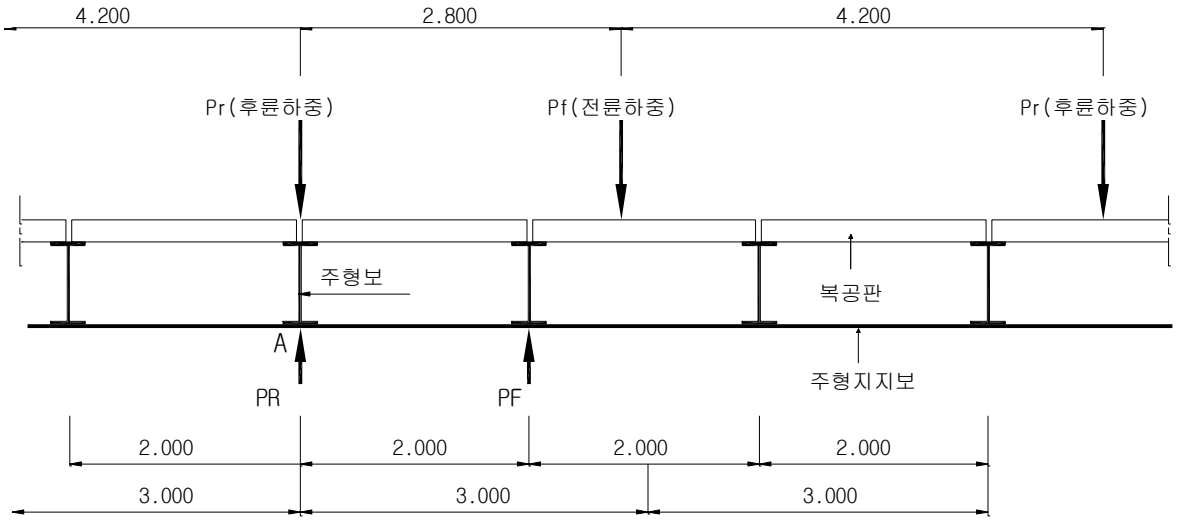
RB1 = 283.063 x 0.25 = 70.766 kN (1.5차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	RB1	283.063	70.766	
	RB2	141.481	35.370	
편재하시	RB1	283.063	70.766	

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 283.063 + 21.075 = 304.138 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (70.766 x 1.200 / 2.000) + 21.075 = 63.534 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 141.481 + 17.214 = 158.695 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (35.370 x 1.200 / 2.000) + 17.214 = 38.436 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 283.063 + 21.075 = 304.138 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (70.766 x 1.200 / 2.000) + 21.075 = 63.534 kN

PR2 = Sd1 = 21.075 kN

PF2 = Sd2 = 17.214 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 304.138 + 63.534 x (1.00 / 3.00)
+ 21.075 = 346.391 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 158.695 + 38.436 x (1.00 / 3.00)
+ 17.214 = 188.721 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 304.138 + 63.534 x (1.00 / 3.00)
+ 21.075 = 346.391 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 21.075 + 17.214 x (1.00 / 3.00)
+ 17.214 = 44.027 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(346.391 + 188.721 + 23.913) /2 =	279.513 kN
편재하시	압축응력 검토	(346.391 + 44.027 + 23.913) /2 =	207.166 kN
	휨압축응력 검토	(346.391 - 44.027) /2 =	151.182 kN

여기서, - 압축응력 및 지지력 검토시 (Pmax) = P1(연직력최대) + P2(연직력최대) + Ps
- 조합응력 검토의 압축응력 검토시 (Pp) = P1(편재하시) + P2(편재하시) + Ps
- 조합응력 검토의 휨응력 검토시 (Pm) = P1(편재하시) - P2(편재하시)
- 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.
① 중간말뚝의 간격 4.0m 미만의 경우 : 최대 반력의 1/3
② 중간말뚝의 간격 4.0m 이상의 경우 : 최대 반력의 1/2

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 279,512.5 / 13,480.00 = 20.7 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 207,165.5 / 13,480.00 = 15.4 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 151.182 x 0.300 = 45.355 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 45,355,000 / 1,440,000 = 31.5 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 3,852.0 / 126.0 = 30.571 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 196.3 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 3,852.0 / 72.6 = 53.058 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 167.0 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 3,852.0 / 305.0 = 12.840 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 180.0 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 3,852.0 / 126.0 = 30.571

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 1926.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력	fba =	180.0 MPa	>	fb =	31.5 MPa	∴ O.K !
압축응력	fca =	196.3 MPa	>	fc =	20.7 MPa	∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{15.4}{196.3} + \frac{31.5}{180.0 \times (1 - 15.4 / 1{,}926.0)} = 0.250$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력	fca =	167.0 MPa	>	fc =	20.7 MPa	∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(30 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값 = 40

Ap : 선단지지 단면적(㎡) = 0.090 ㎡

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

qu x Ap = 30 x N x Ap = 110 tonf = 1098.00 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 1,098.0 / 2 = 549.000 kN
- R(최대반력) = 279.513 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 279.513 kN < Qa(허용지지력) = 549.000 kN ∴ O.K !

3. 흙막이벽 설계

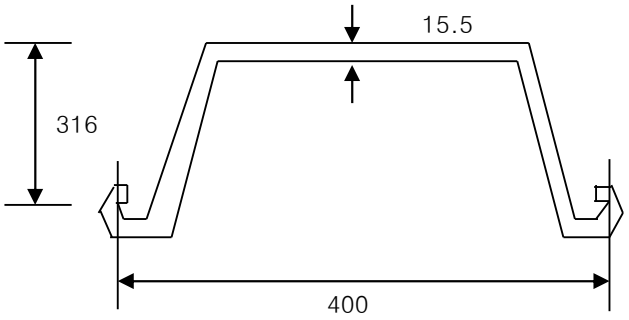
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15.5 (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
A_w(mm^2/m)	2445.1



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	1	×	0			=	0	kN	
		1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		0.82	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	10.900	×	1	×	0	/	3	=	0	kN	
		1.167	×	10.900	×	1	×	0	/	3	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	14.541							=	15.03	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	20.03	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 166.97 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 161.42 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	20.028	x	1000	/	27624.6	=	0.725	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	166.970	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa	
												=	102.593	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	161.420	x	100	/	2445.1	=	6.602	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (31.220)^2

= 1846.744 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	0.725	MPa	--->	O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	102.593	MPa	--->	O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	6.602	MPa	--->	O.K

조합응력 ,

$$= \frac{f_c}{f_{cax}} + \frac{f_b}{f_{cao} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$$

$$= \frac{0.725}{255.0} + \frac{102.593}{270.000 \times (1 - (0.725 / 1846.744))}$$

= 0.383 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 1488.530 kN

Total Passive Moment

Mp = 1888.430 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 1888.430 ÷ 1488.530

= 1.269 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 13.170 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

10.609 × 0.2% = 21.218 mm

13.170 < 21.218 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 11.86 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 27.29 mm (전산 OUTPUT 참조)

(3) 거리별 침하량(Si) 계산(Si = Sw x $\{(D - X) / D\}^2$)

거 리(X) (m)	0.00	1.20	2.40	3.60	5.90	11.90
침하량(Si) (mm)	27.29	22.11	17.47	13.37	6.82	0.00

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 1.2m 지점의 침하량: 22.11 mm

토류벽 설치중심에서 5.9m 지점의 침하량: 6.82 mm

부등 침하량: 15.29 mm

변위(δ/L) = 15.29 / 4,700 = 1 / 307 < 1 / 300 ∴ O.K !

위결과로볼때 굴착공사시 내부 터파기로 인한 주변피해는 근소할것으로 사료되나 실시공시 각별한 주위를 요함.

3.4 E/Anchor 설계

3.4.1 굴곡형 제거식 패커 앵커

1. **지 반 조 건**

TYPE	앵커 C.T.C (m)	설계하중 (kN)	정착지반	단위중량 (kN/㎥)	내부마찰각 (°)	지반과그라우트의 마찰저항값 (kN/㎡)
1단	2.00	228.0	매립층	18.00	26	200
2단	2.00	276.7	매립층	18.00	26	200
			토사(모래)	18.00	28	180
3단	2.00	334.6	토사(모래)	18.00	28	180
4단	2.00	451.9	토사(모래)	18.00	28	180
			토사(자갈)	20.00	35	450

■ 내부마찰각 적용 : 35 ° 적용

■ 단위중량 적용 : 20 kN/㎥적용

■ 주변마찰 저항값 적용 : 450 kN/㎡적용

■ 기본 및 실시설계시 대표 N값과 시공중 Ramp C와 Ramp D구간에서
시추조사를 통한 N값 분석으로 대표 N값을 재산정하여 마찰저항값 사용

-앵커의 주변마찰저항 (굴착 및 흙막이 공법 / 한국지반공학회 P252)

지반의 종류			주변마찰저항 (kN/㎡)
사력	N치	10	100~200
		20	**170~250**
		30	250~350
		40	350~450
		50	**450~700**
모래	N치	10	100~140
		20	180~220
		30	230~270
		40	290~350
		50	300~400
점성토			100c (c: Cohesion)

-Working Bond Vallue Between Grout & Strand(Ground Anchors And Anchored Structures, P133)

Strand Type	Working Bond (kN/㎡)
clean plain wire or plain bar tendon	1000
clean crimped wire tendon	1500
clean strand or deformed dar	**2000**

2. **설 계 조 건**

1) 천 공 직 경 (ø) : 127 mm

2) PC STRAND 제원

- 규 격 : 12.7 mm (KSD 7002 SWPC 7B LOW RELAXATION)
- 극 한 하 중 (Pu) : 183 kN
- 항 복 하 중 (Py) : 156 kN
- 단 면 적 : 98.71 ㎟
- 탄 성 계 수 : 2.0×10^5 MPa
- RELAXATION : 5% (max)

3) PC STRAND 허용 인장 응력도

- Pa = 0.65 × Pu = 0.65 × 183 = **118.95** kN/ea
- Pa = 0.80 × Py = 0.80 × 156 = **124.80** kN/ea

적용 118.95 kN/ea

3. 인장재 계산

(1) 1단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 228.0 / 118.95 = **1.92** 가닥

적용 4 가닥

(2) 2단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 276.7 / 118.95 = **2.33** 가닥

적용 4 가닥

(3) 3단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 334.6 / 118.95 = **2.81** 가닥

적용 4 가닥

(4) 4단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 451.9 / 118.95 = **3.80** 가닥

적용 4 가닥

4. 정착장 계산

(1) 1단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{228.0 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 200} = \mathbf{4.29}\ m$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 228.0 ÷ 2 = 114 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)
n : 내하체 의 개수
τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{114}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{20.2}\ cm \leq \mathbf{30.00}\ cm$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

(2) 2단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{T \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : 총 설계축력
Pw' : Pw - T (매립층)
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항
La1 : 매립층 정착길이 = 3.980 m
La2 : 추가필요앵커정착부 마찰길이 m

1) 매립층

$$T = \frac{\pi \times D \times \tau_u \times La}{S.F}$$

$$= \frac{\pi \times 0.127 \times 200 \times 3.98}{1.5} = 211.73 \text{ kN}$$

2) 토사(모래)

$$La = \frac{Pw' \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

$$= \frac{65.0 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 180} = 1.357 \text{ m}$$

따라서, 총 정착길이 (La)는 La1 + La2 = 3.980 + 1.357 = **5.337** m

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 276.7 ÷ 2 = 138.35 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{138.35}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{24.5} \text{ cm} \leq \mathbf{30.00} \text{ cm}$$

La : 5.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

(3) 3단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{334.6 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 180} = \mathbf{6.99} \text{ m}$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 334.6 ÷ 2 = 167.3 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)
n : 내하체 의 개수
τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{167.3}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{29.6} \text{ cm} \leq \mathbf{30.00} \text{ cm}$$

La : 6.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

(4) 4단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{T \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : 총 설계축력
Pw' : Pw - T (토사(모래))
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항
La1 : 토사(모래) 정착길이 = 0.500 m
La2 : 추가필요앵커정착부 마찰길이 m

1) 토사(모래)

$$T = \frac{\pi \times D \times \tau_u \times La}{S.F}$$

$$= \frac{\pi \times 0.127 \times 180 \times 0.50}{1.5} = 23.94 \text{ kN}$$

2) 토사(자갈)

$$La = \frac{Pw' \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

$$= \frac{427.9 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 450} = 3.575 \text{ m}$$

따라서, 총 정착길이 (La)는 La1 + La2 = 0.500 + 3.575 = **4.075** m

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 451.9 ÷ 2 = 225.925 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{225.925}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{40.0} \text{ cm} \leq \mathbf{30.00} \text{ cm}$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

5. 자유장 계산

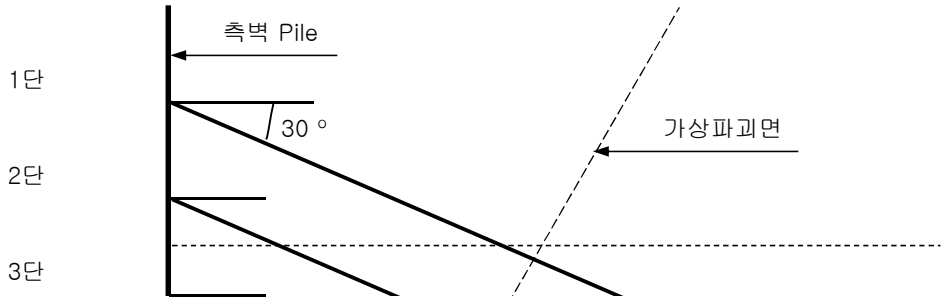
토층의 파괴면을 그 층의 내부마찰각에 따라 45 + ø/2 로 가정한 다음 ANCHOR의 자유장이 파괴면 밖에 위치하는지를 검토한다.

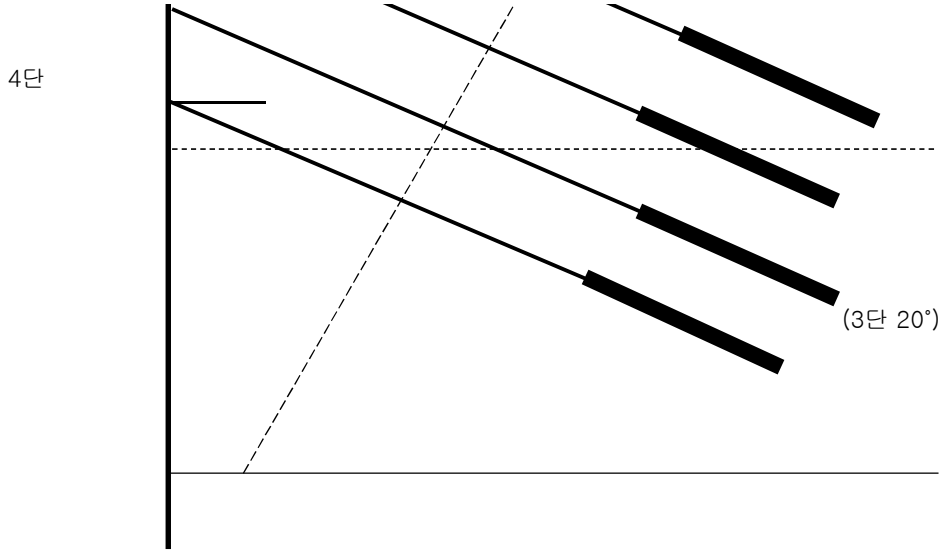
자유장은 굴착깊이를 H 라 할때 가상파괴면에서 0.15 x H 또는 최소 1.5 M 연장한다.

∴ 설계자유장 > ANCHOR지점에서 파괴면까지의 거리+0.15H (또는 1.5m)

로 하며 이 때 최소 설계자유장은 4.5M로 한다.

(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)





- Anchor의 자유장은 최소4.5M이상으로 한다. (그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

구분	형식	설계하중	적용 자유장
1단	굴곡형제거식패커앵커	228.00 KN	11.5 m
2단	굴곡형제거식패커앵커	276.70 KN	10.0 m
3단	굴곡형제거식패커앵커	334.60 KN	10.0 m
4단	굴곡형제거식패커앵커	451.85 KN	10.0 m

6. 초기 인장력 산정

(1) 1단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{11.5 \times 1000} = 41{,}201 \text{ N} = 41.20 \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

P_L = (P + Ps) x 5% ⓐ

= (228.0 + 41.20) x 5% = **13.5 kN**

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L$ = 228.0 + 41.20 + 13.5 = **282.7 kN**

4) Jacking Force Check

T_{at} = 0.65 × Pu × N

= 0.65 × 183 × 4 = **475.80** kN

P_j < T_{at} 이어야 하므로, 282.7 kN < 475.80 kN ∴ O.K

(2) 2단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ mm

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = 47{,}381 \text{ N} = 47.38 \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

P_L = (P + Ps) x 5% ⓐ

= (276.7 + 47.38) x 5% = **16.2 kN**

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L$ = 276.7 + 47.38 + 16.2 = **340.3 kN**

4) Jacking Force Check

T_{at} = 0.65 × Pu × N

= 0.65 × 183 × 4 = **475.80** kN

P_j < T_{at} 이어야 하므로, 340.3 kN < 475.80 kN ∴ O.K

(3) 3단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ mm)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ mm

A : 98.71 mm²

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = 47{,}381 \text{ N} = 47.38 \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (334.6 + 47.38) \times 5\% = \mathbf{19.1\ kN}$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∴2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 334.6 + 47.38 + 19.1 = \mathbf{401.1\ kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = 475.80$ kN

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 401.1 kN < 475.80 kN ∴ O.K

(4) 4단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ mm)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ mm

A : 98.71 mm²

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = 47{,}381 \text{ N} = 47.38 \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

P_L = (P + Ps) x 5% ⓐ

= (451.9 + 47.38) x 5% = **25 kN**

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∴2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

P_j = P + P_s + P_L = 451.85 + 47.38 + 25.0 = **524.2 kN**

4) Jacking Force Check

T_{at} = 0.65 × Pu × N

= 0.65 × 183 × 4 = **475.80** kN

P_j < T_{at} 이어야 하므로, 524.2 kN < 475.80 kN ∴ O.K

7. RESULT

위치	앵커 C.T.C (m)	설계 하중 (kN)	자유장 (M)	정착장 (M)	여유장 (M)	총길이 (M)	Jacking Force (kN)
1단	2.00	228	11.5	4.5	1.5	17.5	282.70
2단	2.00	276.7	10.0	5.5	1.5	17.0	340.28
3단	2.00	334.6	10.0	6.5	1.5	18.0	401.08
4단	2.00	451.85	10.0	4.5	1.5	16.0	524.23

* 설계도면에 표기된 정착장은 상기 계산된 정착장에 지반조건의 변화에 따른 설계상 안전율이 포함된 길이임.

* 구조검토시 적용된 지반조건은 설계시 제한된 지반조사 결과와 경험값에 의해 검토된 사항으로, 앵커시공시 시험시공을 통해 안정성 확보 여부를 검토하고, 안정성 미확보시 감독원의 승인을 득하여 안정성이 확보되도록 변경해야 함.

4.5 GROUND ANCHOR부 띠장 설계 (2H - 250 x 255)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 250 x 255 x 14 x 14 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	10470.0	mm^2	rx =	105.00	mm
w =	0.822	kN/m	ry =	60.90	mm
Ix =	115000000.0	mm^4	Zx =	919000.0	mm^3
Iy =	38800000.0	mm^4	Zy =	304000.0	mm^3

- Jacking Force = 524.231 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 2.000 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 524.231 kN
- EARTH ANCHOR 경사각 (α) = 30 deg
- 상부거리(Xu) = 0.200 m
- 하부거리(Xd) = 0.350 m
- 작용하중(T1) = Tmax x Xu x COS(α) / L = 524.231 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 165.090 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 524.231 x COS(30) - 165.090
  = 288.907 kN

∴설계하중 (w) = MAX(165.090, 288.907) = 288.907 kN

2) 단면력 산정

Mmax = P ℓ / 4 = (288.907 x 2.000) / 4 = 144.454 kN·m

Smax = Tmax = 288.907 = 288.907 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 144,454,000.0 / 919,000.0 = 157.2 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 288,907.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 93.0 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 2,000.0 / 255.0 = 7.843 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 198.0 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	198.0 MPa	>	fb =	157.2 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	93.0 MPa	∴ O.K !

5. 결과값 정리

5.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
주형보	휨 응 력		MPa	76.96	196.20	2.55	∴ O.K	I - 700x300x13x24 (SS400)
	전단응력		MPa	36.82	120.00	3.26	∴ O.K	
	처 짐		mm	3.03	16.38	5.41	∴ O.K	
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	54.27	210.00	3.87	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	전단응력		MPa	77.19	120.00	1.55	∴ O.K	
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	92.34	190.20	2.06	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	전단응력		MPa	74.87	120.00	1.60	∴ O.K	
중앙파일	휨응력		MPa	31.50	179.98	5.71	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	압축응력		MPa	20.74	196.26	9.47	∴ O.K	
	조합응력			0.25	1.00	4.00	∴ O.K	
	지지력		kN	279.51	549.00	1.96	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	102.59	270.00	2.63	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5 (SY30)
	압축응력		MPa	0.73	255.00	351.72	∴ O.K	
	전단응력		MPa	6.60	150.00	22.72	∴ O.K	
	조합응력			0.383	1.000	2.61	∴ O.K	
띠장	G/A	휨응력	MPa	157.19	197.97	1.26	∴ O.K	2H - 250x255x14x14 (SS400)
		전단응력	MPa	92.96	120.00	1.29	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	1.269	>	1.200	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	13.17㎜	<	21.22㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/307	<	1/300	∴ O.K

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT 0+765

UNIT    SI

SOIL   1   매립층
         18       9       0       26      12000       0         0      0
       2   퇴적층(점토)
         17       8       20      15      14000       0         0      0
       3   퇴적층(모래)
         18       9       0       28      20000       0         0      0
       4   퇴적층(자갈)
         20       11      0       35      32000       0         0      0
       5   풍화토
         20       11      21      29      31000       0         0      0
       6   풍화암
         21       12      30      33      34000       0         0      0
       7   연암
         23       14      400     36      50000       0         0      0
       8   경암
         25       17      500     40      80000       0         0      0

PROFILE   1    9.991     1      1
          2    13.627    3      3
          3    21.99     4      4
          4    26.539    5      5
          5    26.835    6      6
          6    30        7      7
          7    32        8      8

VWALL     1     14.541     .0276     .00042044     2.1E+08     1     1     1     0     0
          2     14.541     .008336     .000133     2.1E+08     2.4     .594     .201     0     0


ANCHOR   1   0.93    0.0003948      30     11.5   2         200     0    0
         2   3.13    0.0003948      30     10     2         220     0    0
         3   6.982   0.0003948      20     10     2         300     0    0
         4   8.13    0.0003948      30     10     2         350     0    0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.43
     gwl 8.686 8.686 10
     rankine 1.0 0.0 30
     surcharge 10
     EXCAVATION 1.43

STEP  2  const anchor 1 and excavation to 3.63
     const anchor 1
     EXCAVATION 3.63

STEP  3  const anchor 2 and excavation to 7.482
     const anchor 2
     EXCAVATION 7.482

STEP  4  const anchor 3 and excavation to 8.63
     CONSTRUCTION ANCHOR 3
     EXCAVATION 8.63

STEP  5  const anchor 4 and excavation to 10.609
     CONSTRUCTION ANCHOR 4
     EXCAVATION 10.609
     GROUND_SETTLEMENT 0 0
     DEPTH_CHECK

STEP  6  peck check
     peck 0.65 0 0


END
```

6.2 OUTPUT DATA

Input Data File = 0+765.dat Date : 2016-06-23

Project : 0+765 Time : 20:09:21

Step No. 99 << Pile, Strut, Anchor and Slab Force for each Step >>

>> Min and Max of Pile Force <<

Step No	Exca Depth	S H E A R(kN/m) Max	Depth	Min	Depth	M O M E N T(kNm/m) Max	Depth	Min	Depth
1	1.40	3.88	4.30	-8.67	1.40	5.45	8.60	-10.59	2.60
2	3.60	51.87	0.90	-28.60	0.90	38.28	3.00	-13.09	0.90
3	7.50	81.32	3.10	-63.57	7.70	116.70	6.00	-46.24	10.70
4	8.60	63.43	7.00	-64.47	7.00	55.45	5.40	-21.57	11.90
5	10.60	161.42	8.10	-80.27	7.00	166.97	10.50	-64.38	7.00
6	10.60	134.03	8.10	-127.48	7.00	70.89	4.70	-75.30	7.00

Note : unit is per m

(파일 간격이 고려되지 않았으므로

파일 1개당 부재력은 이 값에 파일 간격을 곱해야 함)

>> Anchor Force <<

Step No	Exca Depth	A N C H O R N o. a n d D E P T H 1 0.9	2 3.1	3 7.0	4 8.1
1	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.6	182.5	0.0	0.0	0.0
3	7.5	174.2	235.7	0.0	0.0
4	8.6	175.7	220.0	272.3	0.0
5	10.6	175.0	215.8	284.5	379.1
6	10.6	232.6	271.7	341.1	383.9

Note : unit of force = (kN/ea)

(Anchor inclination is included in the force calculation)

(앵커 1개당의 축력임.

앵커 경사를 고려하여 증가된 값임, 1/cosθ)

*INPUT

제 목	
10. Ramp-C	
0K	765.000
0K	773.500

표준단면

굴착깊이	10.609	m
근입깊이 측면	3.932	m
근입깊이 중앙	3.932	m
굴착폭 :	10.900	m
주형보계산지간	6.550	
주형보 2.5 차로 적용		
L1(큰지간입력)=	6.550	m
L2(작은지간입력)=	5.350	m
중앙말뚝 2-2 차로 적용		
지하수위	8.69	
지장물지지파일	7.50	
C.T.C(m)		m
측벽Pile	1.000	m
중앙Pile	3.000	m
주형보	2.000	m
버팀보	3.000	m
주형보 BRACING	2.500	m
버팀보 층수	3층	
띠장 단수		
띠장(300)	0 단	
띠장(440)	0 단	
띠장(2*300)	0 단	
띠장(2*440)	0 단	
띠장(250)	4 단	
좌굴장		
측벽Pile 좌굴장	3.852	m
중앙Pile 좌굴장 강축	3.852	m
중앙Pile 좌굴장 약축	3.852	m
버팀보강축 좌굴장	6.550	m
버팀보약축 좌굴장	6.550	m
증가계수	1.5	
사보강버팀보간격	0.000	m

*목차, 설계기준 및
어스앵커는 본 시트에서 입력!!

*OUTPUT

측면파일

최대모멘트	16.697	tonf.m
최대전단력	16.142	tonf
토압(w) MAX1(상부)	6.223	tonf/m^2
토압(w) MAX2(중간)	6.223	tonf/m^2
토압(w) MAX2(하부)	6.223	tonf/m^2
최대변위	13.170	mm
수동Mp:	188.843	tonf/m^2
주동Ma:	148.853	tonf/m^3

버팀보

최대 Strut Force(9t)	0.000	tonf
최대 Strut Force(12t)	0.000	tonf
최대축력위치	1단	<- 신경끌

띠장검토시

띠장(305) Strut F	0.000	tonf
띠장(440) Strut F	0.000	tonf
띠장(2*300) Strut F	0.000	tonf
띠장(2*440) Strut F	0.000	tonf

버팀보 축력 — 랭킨

주형보	0.000	tonf
1 단	0.000	tonf
2 단	0.000	tonf
3 단	0.000	tonf
4 단	0.000	tonf
5 단	0.000	tonf
6 단	0.000	tonf
7 단	0.000	tonf
8 단	0.000	tonf
9 단	0.000	tonf
10 단	0.000	tonf
11 단	0.000	tonf
12 단	0.000	tonf
13 단	0.000	tonf
14 단	0.000	tonf

어스앵커 축력 — 0

1 단	23.260	tonf
2 단	27.170	tonf
3 단	34.110	tonf
4 단	38.390	tonf
5 단	0.000	tonf
6 단	0.000	tonf
7 단	0.000	tonf

8 단	0.000	tonf

*INPUT

*OUTPUT

제 목	
10. Ramp-C	
0K	765.000
0K	773.500

표준단면

굴착깊이	10.609	m
근입깊이 측면	3.932	m
근입깊이 중앙	3.932	m
굴착폭 :	10.900	m
주형보계산지간	6.550	
L1(큰지간입력)=	6.550	m
L2(작은지간입력)=	5.350	m
지하수위	8.69	
지장물지지파일	7.50	
C.T.C(m)	0.000	m
측벽Pile	1.000	m
중앙Pile	3.000	m
주형보	2.000	m
버팀보	3.000	m
주형보 BRACING	2.500	m
버팀보 층수	3층	
띠장 단수	0	
띠장(300)	0 단	
띠장(440)	0 단	
띠장(2*300)	0 단	
띠장(2*440)	0 단	
띠장(250)	4 단	
좌굴장	0	
측벽Pile 좌굴장	3.852	m
중앙Pile 좌굴장 강축	3.852	m
중앙Pile 좌굴장 약축	3.852	m
버팀보강축 좌굴장	6.550	m
버팀보약축 좌굴장	6.550	m
증가계수	1.5	
사보강버팀보간격	0.000	m

***목차, 설계기준 및 어스앵커는 본 시트** 0

0

0

버팀보 0

최대 Strut Force(9t)	0.000
최대 Strut Force(12t)	0.000

최대축력위치	1단
띠장검토시	0
띠장(305) Strut F	0.000
띠장(440) Strut F	0.000
띠장(2*300) Strut F	0.000
띠장(2*440) Strut F	0.000
버팀보 축력	랭킨
주형보	0.000
1 단	0.000
2 단	0.000
3 단	0.000
4 단	0.000
5 단	0.000
6 단	0.000
7 단	0.000
8 단	0.000
9 단	0.000
10 단	0.000
11 단	0.000
12 단	0.000
13 단	0.000
14 단	0.000
측면파일	0
최대전단력	161.420
최대모멘트	166.970
최대변위	13.170
토압(w) MAX1(상부)	62.230
토압(w) MAX2(중간)	62.230
토압(w) MAX2(하부)	62.230
주동Ma:	1488.530
수동Mp:	1888.430
Distance of Influnce D	11.86
Settlement at Wall	27.29
어스앵커 축력	0
1 단	232.600
2 단	271.700
3 단	341.100
4 단	383.900
5 단	0.000
6 단	0.000
7 단	0.000
8 단	0.000
9 단	0.000
10 단	0.000

0

		단수정리	층수
9t	시작단	0	

	끝단	0	0.000
12t	시작단	0	
	끝단	0	0.000
H300	시작단	0	
	끝단	0	0.000
H440	시작단	0	
	끝단	0	0.000
2H300	시작단	0	
	끝단	0	0.000
2H400	시작단	0	
	끝단	0	0.000
H250		0	0.000

	신강재/구강재	1
용하	사하중	5
	온도하중	120
	쉬트파일 사용강재	3
	N값	40
	토사/암반	1
	사질토/점성토	1
락볼.	직경	29

구강재 : 0.9

신강재 : 1

kN/m
kN

1 SP - III		
2 SP - IV		
3 합성		V
4 SP-		V

파일 지지선단이 토사인 경우 "1"입력
파일 지지선단이 암인 경우 "2"입력

7. 사질토 = 1 , 점성토=2

변 경

16. Ramp-C

(STA.0+ 784.350～STA.0+ 796.150)

목 차

1. 표준단면

2. 설계기준
   2.1 일반사항
   2.2 하　　중
   2.3 재료의 허용응력
   2.4 지반의 물성치

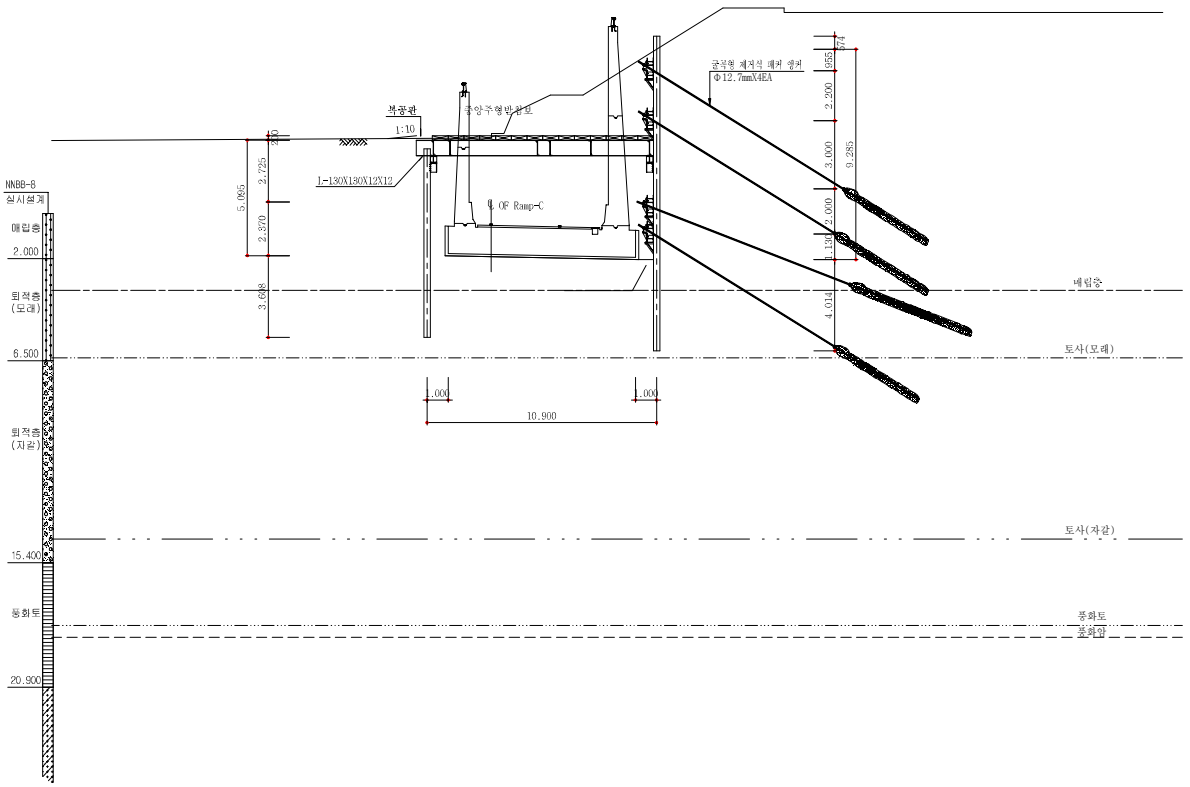
3. 노면복공 설계
   3.1 주형보 설계
   3.2 주형지지보 설계
   3.3 중앙말뚝 설계

4. 흙막이 벽 설계
   4.1 SHEET PILE 설계
   4.2 버팀보 설계
   4.3 버팀보 띠장 설계
   4.4 E/Anchor 설계
   4.5 E/Anchor 띠장 설계

5. 결과값 정리
   5.1 부재 검토 요약
   5.2 안전성 검토

6. 전산 DATA
   6.1 INPUT DATA
   6.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NNBB-B
실시설계
매립층
2.000
퇴적층
(모래)
6.500
퇴적층
(자갈)
15.400
풍화토
20.900
부공관
1:10
중앙주형반원보
I-130X130X12X12
OF Ramp-C
5.965
2.725
2.370
3.648
230
굴절형 제작식 패커 앵커
Φ12.7mmX4EA
674
955
2.500
3.000
2.000
1.350
4.014
9.285
1.000
1.000
10.900
매립층
토사(모래)
토사(자갈)
풍화토
풍화암

2. 설 계 기 준

2.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법

※ 지하수위 : G.L -8.69m

2.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 I = 15 / (40 + ℓ) ≤ 0.30

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

2.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.50

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		일반구조용 압연강재 SS400, SM400	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
지 압 응 력		315	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류		용접구조용 압연강재 SM490	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
지 압 응 력		420	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
휨응력	인 장	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

허용응력도 \ 목재의 종류		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18.0	
지압 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
	섬유에 직각	3.0	5.2	
전단 응력도	섬유에 평행	1.2	1.8	
	섬유에 직각	1.8	2.7	
축 방 향 압 축 응 력 도	섬유에 평행	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/r)	ℓ : 고정점간 거리(mm) r : 최소단면2차 반지름(mm)
		$\ell/r > 100$ $33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	SS400 기준
	지 압	315	
고장력 볼 트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	SS400 기준

2.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(γ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	400
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	12000	14000	20000	32000	31000	34000	50000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 5.550 m ∴ 최대 주형보 2 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 5.550) = 0.329 > 0.300

∴ I = 0.300

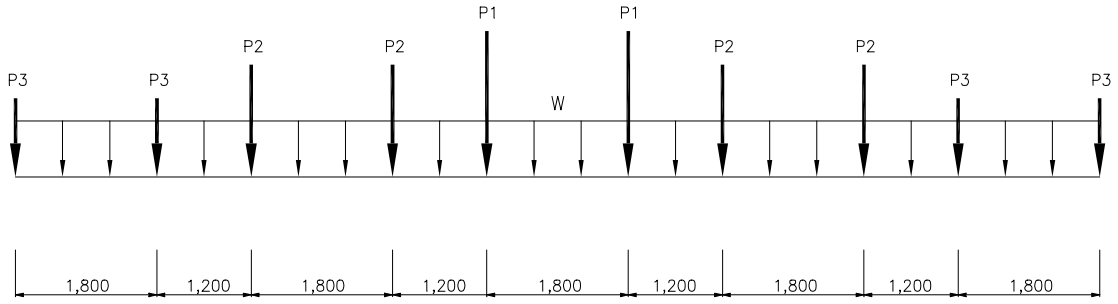
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

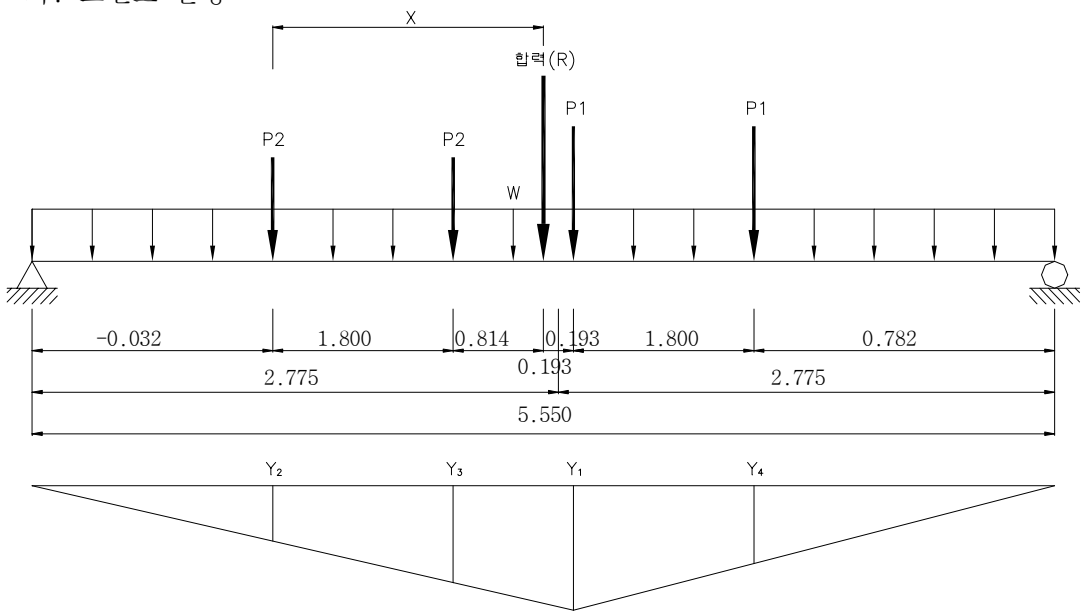
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

∑Yp1 = 1.381 + 0.418 = 1.799 m

∑Yp2 = -0.015 + 0.823 = 0.808 m

A = 5.550 x (1.381 / 2) = 3.832 ㎡

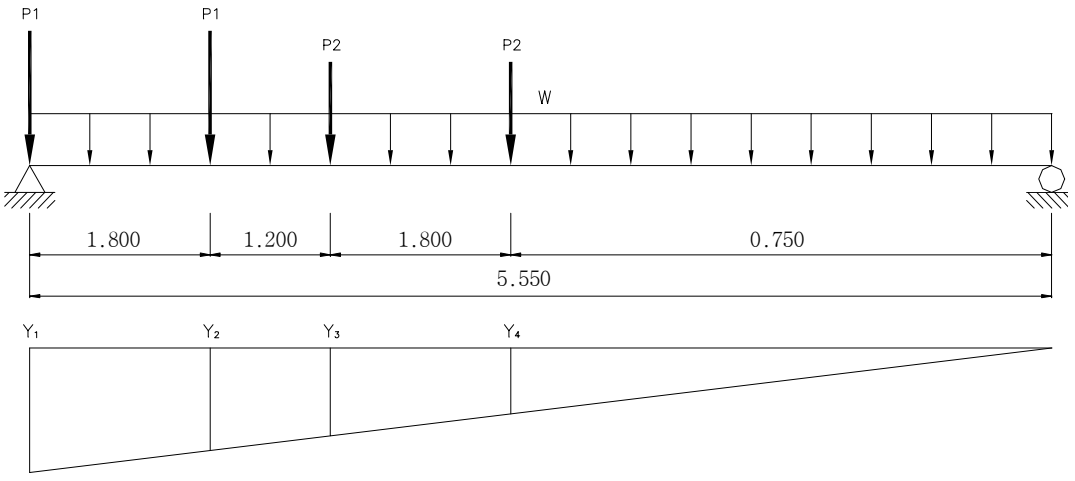
Md = 3.832 x 6.435 = 24.659 kN·m

ML = 124.800 x 1.799 + 93.600 x 0.808 = 300.144 kN·m

M1 = Md + ML = 24.659 + 300.144 = 324.803 kN·m

Y_1 =	1.381
Y_2 =	-0.015
Y_3 =	0.823
Y_4 =	0.418

나. 전단력 산정

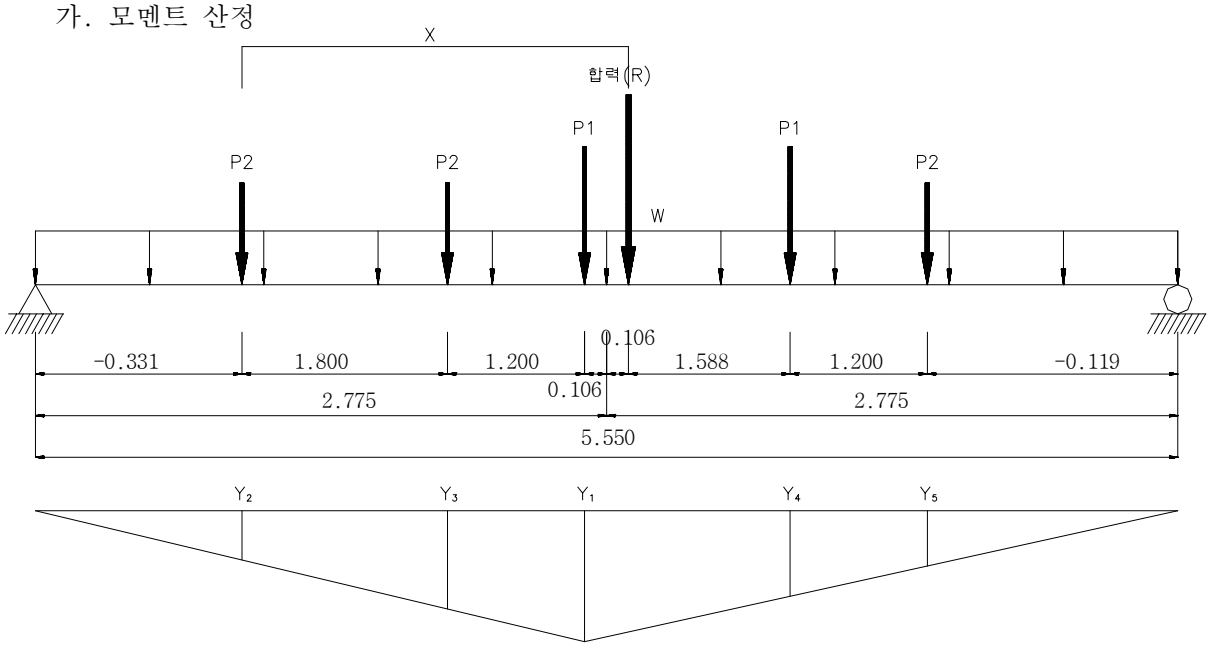


∑Yp1 = 1.000 + 0.676 =	1.676	m
∑Yp2 = 0.459 + 0.135 =	0.594	m
A = 5.550 x (1.000 / 2) =	2.775	㎡
Sd = 2.775 x 6.435 =	17.857	kN
SL = 124.800 x 1.676 + 93.600 x 0.594 =	264.763	kN
S1 = Sd + SL = 17.857 + 264.763 =	282.620	kN

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.676
Y_3 =	0.459
Y_4 =	0.135

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

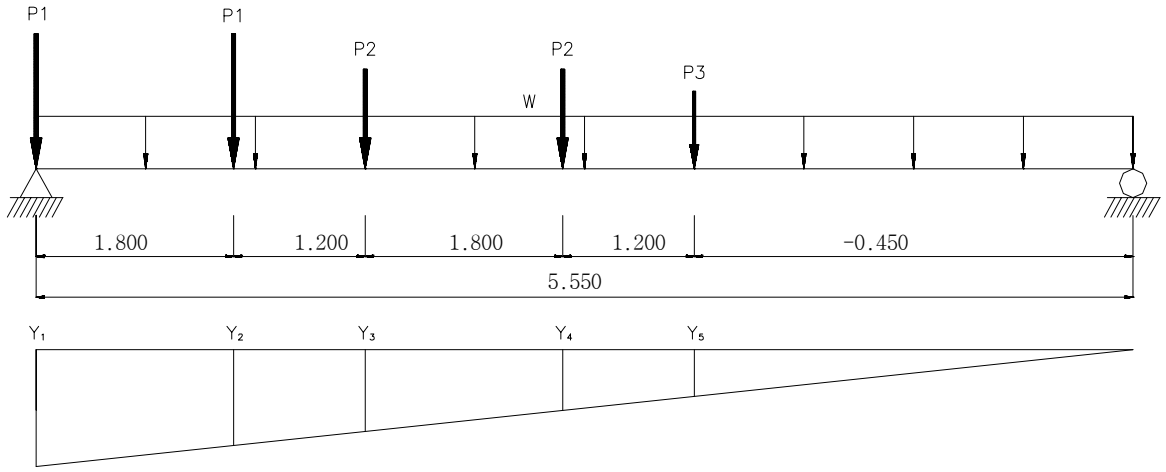
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.385 + 0.520 =	1.905	m
∑Yp2 = -0.057 + 0.762 + -0.172 =	0.533	m
A = 1/2 x 5.550 x 1.385 =	3.843	㎡
Md = 3.843 x 6.435 =	24.732	kN·m
ML = 0.9 x (124.800 x 1.905 + 93.600 x 0.533)		
=	258.870	kN·m
M2 = Md + ML = 24.732 + 258.870 =	283.60	kN·m

Y_1 =	1.385
Y_2 =	-0.172
Y_3 =	0.762
Y_4 =	0.520
Y_5 =	-0.057

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.676
Y_3 =	0.459
Y_4 =	0.135
Y_5 =	-0.081

∑Yp1 = 1.000 + 0.676 = 1.676 m

∑Yp2 = 0.459 + 0.135 = 0.594 m

∑Yp3 = -0.081 = -0.081 m

A = 5.550 x (1.000 / 2) = 2.775 m²

Sd = 2.775 x 6.435 = 17.857 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.676 + 93.6 x 0.594 + 70.2 x -0.081)

= 233.169 kN

S2 = Sd + SL = 17.857 + 233.169 = 251.026 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 324.803 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 282.620 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 324803000 / 5760000 = 56.4 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 282620 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 33.3 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.50 m

ℓ /b = 2500 / 300.0 = 8.333 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 196.2 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 56.4 MPa < fba = 196.2 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 33.3 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 300.144 / (1 + 0.300) = 230.880 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 5.550^2 / 8 = 24.777 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 230880000 \times 5550^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 1.404 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 24777000 \times 5550^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.188 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 1.404 + 0.188 = 1.592 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 5550 / 400 = 13.9 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 13.9 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 1.592 mm < δa = 13.875 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

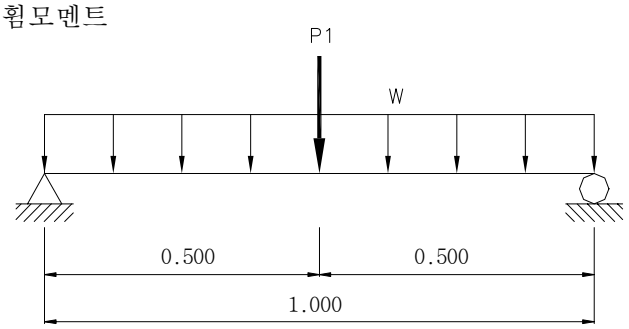
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 17.857 + 264.763 = 282.620 kN (후륜재하시)

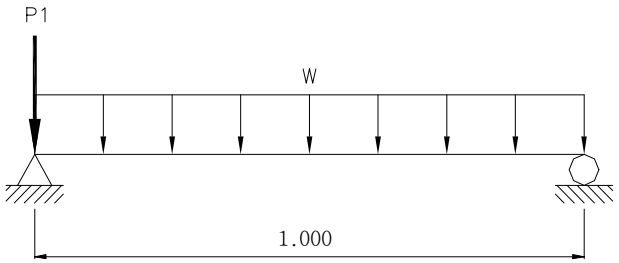
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (282.62 x 1.000) / 4

= 70.788 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 282.62 + (1.060 x 1.000) / 2

= 283.150 kN

Smin = 282.620 + 1.060 - 283.150 = 0.530 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 70788000 / 1440000 = 49.2 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 283,150 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 69.91 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 49.2 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 69.9 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((283.150+0.530) x 1000) / 61,072.6 = 4.645 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

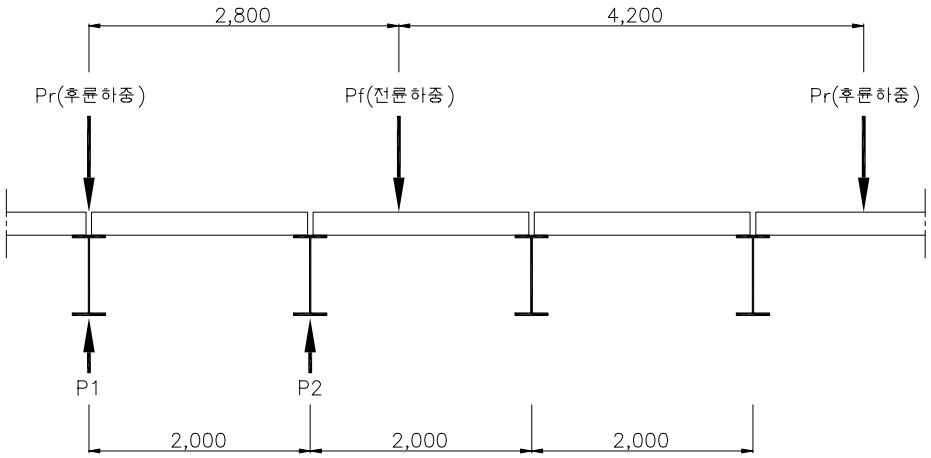
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



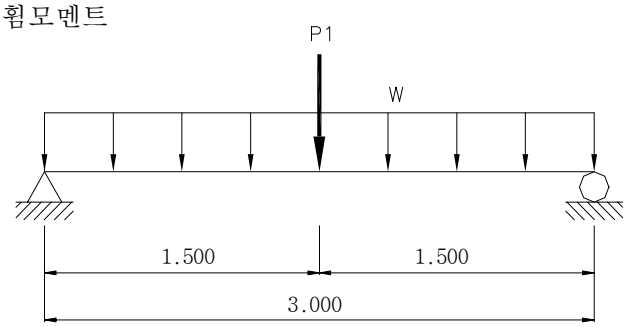
P1 = Sd + SLmax = 17.857 + 264.763

= 282.620 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 17.857 + (264.763 / 4) x (1.2 / 2)

= 50.429 kN (전륜재하시)

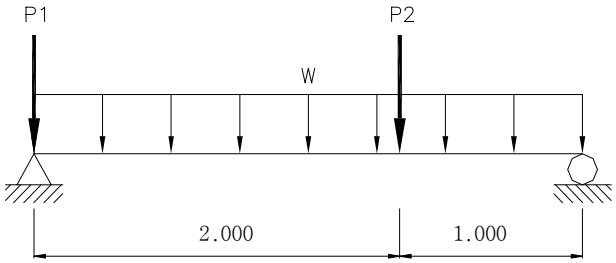
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (282.620 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 213.360 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 282.620 + 50.429 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 301.290 kN

Smin = 282.620 + 50.429 + 3.720 - 301.290 = 35.479 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 213,360,000 / 2,550,000 = 83.7 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 301,290/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 67.8 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 83.7 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 67.8 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((301.290+35.479) x 1000) / 61,072.6 = 5.514 EA

≒ Used Bolt 8 EA

7) Piece Bracket 필릿용접 검토

(1) 전단응력

$$\tau = \frac{P}{\sum a \times l} = \frac{301.290 \times 10^3}{10.605 \times 800} = 35.513 \text{ MPa}$$

여기에서, ∑a (목두께) = 0.707 ×a =0.707 ×15 = 10.605

l = 유효길이 (브라켓 길이 = 400mm) = 400 + 400 = 800

(2) 허용전단응력

τ_a = 1.50 ×0.9 ×80 = 108.000 MPa

τ_a = 108.000 × 0.75 = 81.000 MPa

$\tau < \tau_a$ = 35.513 < 81.000 ∴ O.K

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 13.40 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 : H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)

▣ 단면 제원 :

A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
w =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 5.550 + 5.350 = 10.900 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

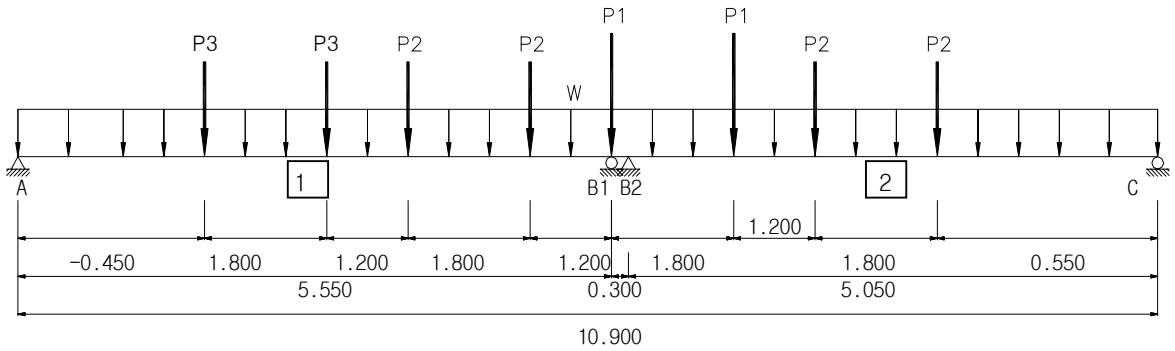
구 분	계 산 식		
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	=	7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 13.403	=	14.207 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 5.550 / 2 x 0단) / 3.00 x 3.00	=	0.000 kN
	(1.167 x 5.550 / 2 x 0단) / 3.00 x 3.00	=	0.000 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 0단) x 3.00	=	0.000 kN
합 계		Ps =	22.707 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 5.550 x 1/2 = 17.857 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 5.350 x 1/2 = 17.214 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (-0.450 + 1.350) + 93.600 \times (2.550 + 4.350) + 124.800 \times 5.550}{5.550}$$

= 252.551 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (0.550 + 2.350) + 124.800 \times 3.550}{5.050}$$

$= 141.481$ kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 252.551 x 0.25 = 63.138 kN

RB2 = 141.481 x 0.25 = 35.370 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
RB1	252.551	63.138	
RB2	141.481	35.370	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = (2차선재하시 MAX(P1,P2)) = 252.551 kN (1.5차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

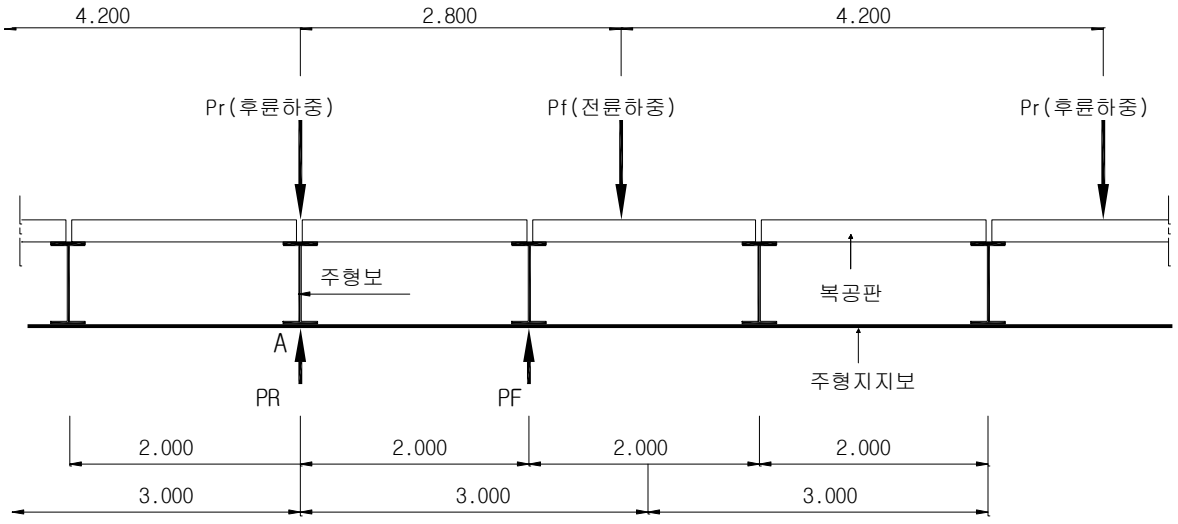
RB1 = 252.551 x 0.25 = 63.138 kN (1.5차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	RB1	252.551	63.138	
	RB2	141.481	35.370	
편재하시	RB1	252.551	63.138	

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 252.551 + 17.857 = 270.408 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (63.138 x 1.200 / 2.000) + 17.857 = 55.740 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 141.481 + 17.214 = 158.695 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (35.370 x 1.200 / 2.000) + 17.214 = 38.436 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 252.551 + 17.857 = 270.408 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (63.138 x 1.200 / 2.000) + 17.857 = 55.740 kN

PR2 = Sd1 = 17.857 kN

PF2 = Sd2 = 17.214 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 270.408 + 55.740 x (1.00 / 3.00)
+ 17.857 = 306.845 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 158.695 + 38.436 x (1.00 / 3.00)
+ 17.214 = 188.721 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 270.408 + 55.740 x (1.00 / 3.00)
+ 17.857 = 306.845 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 17.857 + 17.214 x (1.00 / 3.00)
+ 17.214 = 40.809 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(306.845 + 188.721 + 22.707) /2 =	259.137 kN
편재하시	압축응력 검토	(306.845 + 40.809 + 22.707) /2 =	185.181 kN
	휨압축응력 검토	(306.845 - 40.809) /2 =	133.018 kN

여기서, - 압축응력 및 지지력 검토시 (Pmax) = P1(연직력최대) + P2(연직력최대) + Ps
- 조합응력 검토의 압축응력 검토시 (Pp) = P1(편재하시) + P2(편재하시) + Ps
- 조합응력 검토의 휨응력 검토시 (Pm) = P1(편재하시) - P2(편재하시)
- 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.
① 중간말뚝의 간격 4.0m 미만의 경우 : 최대 반력의 1/3
② 중간말뚝의 간격 4.0m 이상의 경우 : 최대 반력의 1/2

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 259,136.5 / 13,480.00 = 19.2 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 185,180.5 / 13,480.00 = 13.7 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 133.018 x 0.300 = 39.905 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 39,905,000 / 1,440,000 = 27.7 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 3,000.0 / 126.0 = 23.810 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 205.0 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 3,000.0 / 72.6 = 41.322 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 182.3 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 305.0 = 10.000 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 3,000.0 / 126.0 = 23.810

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 3175.1 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력	fba =	190.2 MPa	>	fb =	27.7	MPa	∴ O.K !
압축응력	fca =	205.0 MPa	>	fc =	19.2	MPa	∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{13.7}{205.0} + \frac{27.7}{190.2 \times (1 - 13.7 / 3{,}175.1)} = 0.210$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력	fca =	182.3 MPa	>	fc =	19.2	MPa	∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(30 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값 = 40

Ap : 선단지지 단면적(㎡) = 0.090 ㎡

α: 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β: 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ: 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

qu x Ap = 30 x N x Ap = 110 tonf = 1098.00 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 1,098.0 / 2 = 549.000 kN
- R(최대반력) = 259.137 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 259.137 kN < Qa(허용지지력) = 549.000 kN ∴ O.K !

2. 흙막이벽 설계

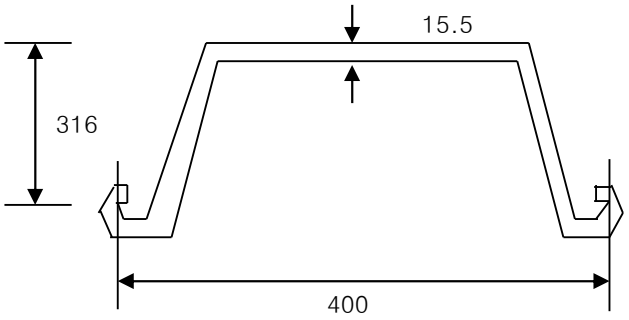
2.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15.5 (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
A_w(mm^2/m)	2445.1



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	1	×	0			=	0	kN	
		1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		0.82	×	1.000	×	2	×	4			=	6.576	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	10.900	×	1	×	0	/	3	=	0	kN	
		1.167	×	10.900	×	1	×	0	/	3	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	13.403							=	13.85	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	25.43	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 118.72 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 106.42 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	25.428	x	1000	/	27624.6	=	0.920	MPa
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	118.720	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa
												=	72.946	MPa
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	106.420	x	100	/	2445.1	=	4.352	MPa

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (24.310)^2

= 3045.808 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	0.920	MPa	--->	O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	72.946	MPa	--->	O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	4.352	MPa	--->	O.K

조합응력 ,

$$= \frac{f_c}{f_{cax}} + \frac{f_b}{f_{cao} \times \left(1 - \left(f_c / f_{eax}\right)\right)}$$

$$= \frac{0.920}{255.0} + \frac{72.946}{270.000 \times \left(1 - \left(0.920 / 3045.808\right)\right)}$$

= 0.274 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 873.070 kN

Total Passive Moment

Mp = 1296.110 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 1296.110 ÷ 873.070

= 1.485 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 10.180 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

9.389 × 0.2% = 18.778 mm

10.180 < 18.778 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 11.23 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 14.58 mm (전산 OUTPUT 참조)

(3) 거리별 침하량(Si) 계산(Si = Sw x $\{(D - X) / D\}^2$)

거 리(X) (m)	0.00	1.10	2.20	3.40	5.60	11.20
침하량(Si) (mm)	14.58	11.81	9.33	7.14	3.65	0.00

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 1.1m 지점의 침하량: 11.81 mm

토류벽 설치중심에서 5.6m 지점의 침하량: 3.65 mm

부등 침하량: 8.16 mm

변위(δ/L) = 8.16 / 4,500 = 1 / 551 < 1 / 300 ∴ O.K !

위결과로볼때 굴착공사시 내부 터파기로 인한 주변피해는 근소할것으로 사료되나 실시공시 각별한 주위를 요함.

3.4 E/Anchor 설계

3.4.1 굴곡형 제거식 패커 앵커

1. **지 반 조 건**

TYPE	앵커 C.T.C (m)	설계하중 (kN)	정착지반	단위중량 (kN/㎥)	내부마찰각 (°)	지반과그라우트의 마찰저항값 (kN/㎡)
1단	2.00	192.0	매립층	18.00	26	200
2단	2.00	277.9	매립층	18.00	26	200
			토사(모래)	18.00	28	180
3단	2.00	284.7	토사(모래)	18.00	28	180
4단	2.00	247.8	토사(모래)	18.00	28	180
			토사(자갈)	20.00	35	450

■ 내부마찰각 적용 : 35 ° 적용

■ 단위중량 적용 : 20 kN/㎥적용

■ 주변마찰 저항값 적용 : 450 kN/㎡적용

■ 기본 및 실시설계시 대표 N값과 시공중 Ramp C와 Ramp D구간에서
시추조사를 통한 N값 분석으로 대표 N값을 재산정하여 마찰저항값 사용

-앵커의 주변마찰저항 (굴착 및 흙막이 공법 / 한국지반공학회 P252)

지반의 종류			주변마찰저항 (kN/㎡)
사력	N치	10	100~200
		20	170~250
		30	250~350
		40	350~450
		50	450~700
모래	N치	10	100~140
		20	180~220
		30	230~270
		40	290~350
		50	300~400
점성토			100c (c: Cohesion)

-Working Bond Vallue Between Grout & Strand(Ground Anchors And Anchored Structures, P133)

Strand Type	Working Bond (kN/㎡)
clean plain wire or plain bar tendon	1000
clean crimped wire tendon	1500
clean strand or deformed dar	2000

2. 설 계 조 건

1) 천 공 직 경 (ø) : 127 mm

2) PC STRAND 제원

- 규 격 : 12.7 mm (KSD 7002 SWPC 7B LOW RELAXATION)
- 극 한 하 중 (Pu) : 183 kN
- 항 복 하 중 (Py) : 156 kN
- 단 면 적 : 98.71 ㎟
- 탄 성 계 수 : 2.0×10^5 MPa
- RELAXATION : 5% (max)

3) PC STRAND 허용 인장 응력도

- Pa = 0.65 × Pu = 0.65 × 183 = **118.95** kN/ea
- Pa = 0.80 × Py = 0.80 × 156 = **124.80** kN/ea

적용 **118.95** kN/ea

3. 인장재 계산

(1) 1단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 192.0 / 118.95 = **1.61** 가닥

적용 **4** 가닥

(2) 2단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 277.9 / 118.95 = **2.34** 가닥

적용 **4** 가닥

(3) 3단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 284.7 / 118.95 = **2.39** 가닥

적용 **4** 가닥

(4) 4단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 247.8 / 118.95 = **2.08** 가닥

적용 **4** 가닥

4. 정착장 계산

(1) 1단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{192.0 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 200} = \mathbf{3.61}\ m$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 192.0 ÷ 2 = 96 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)
n : 내하체 의 개수
τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{96}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{17.0}\ cm \leq \mathbf{30.00}\ cm$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

(2) 2단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{T \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : 총 설계축력
Pw' : Pw − T (매립층)
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항
La1 : 매립층 정착길이 = 3.980 m
La2 : 추가필요앵커정착부 마찰길이 m

1) 매립층

$$T = \frac{\pi \times D \times \tau_u \times La}{S.F}$$

$$= \frac{\pi \times 0.127 \times 200 \times 3.98}{1.5} = 211.73\ kN$$

2) 토사(모래)

$$La = \frac{Pw' \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

$$= \frac{66.2 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 180} = 1.382 \text{ m}$$

따라서, 총 정착길이 (La)는 La1 + La2 = 3.980 + 1.382 = **5.362** m

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 277.9 ÷ 2 = 138.95 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{138.95}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \textbf{24.6} \text{ cm} \leq \textbf{30.00} \text{ cm}$$

La : 5.00 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

(3) 3단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load

S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)

D : 천공직경

τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{284.7 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 180} = \textbf{5.95} \text{ m}$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 284.7 ÷ 2 = 142.35 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{142.35}{\pi \times 0.09 \times 2000} = 25.2 \text{ cm} \leq 30.00 \text{ cm}$$

La : 5.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

(4) 4단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{T \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : 총 설계축력

Pw' : Pw − T (토사(모래))

S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)

D : 천공직경

τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

La1 : 토사(모래) 정착길이 = 1.650 m

La2 : 추가필요앵커정착부 마찰길이 m

1) 토사(모래)

$$T = \frac{\pi \times D \times \tau_u \times La}{S.F}$$

$$= \frac{\pi \times 0.127 \times 180 \times 1.65}{1.5} = 79.00 \text{ kN}$$

2) 토사(자갈)

$$La = \frac{Pw' \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

$$= \frac{168.8 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 450} = 1.410 \text{ m}$$

따라서, 총 정착길이 (La)는 La1 + La2 = 1.650 + 1.410 = **3.060** m

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 247.8 ÷ 2 = 123.9 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{123.9}{\pi \times 0.09 \times 2000} = 21.9 \text{ cm} \leq 30.00 \text{ cm}$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

5. 자유장 계산

토층의 파괴면을 그 층의 내부마찰각에 따라 45 + ø/2 로 가정한 다음 ANCHOR의 자유장이 파괴면 밖에 위치하는지를 검토한다.

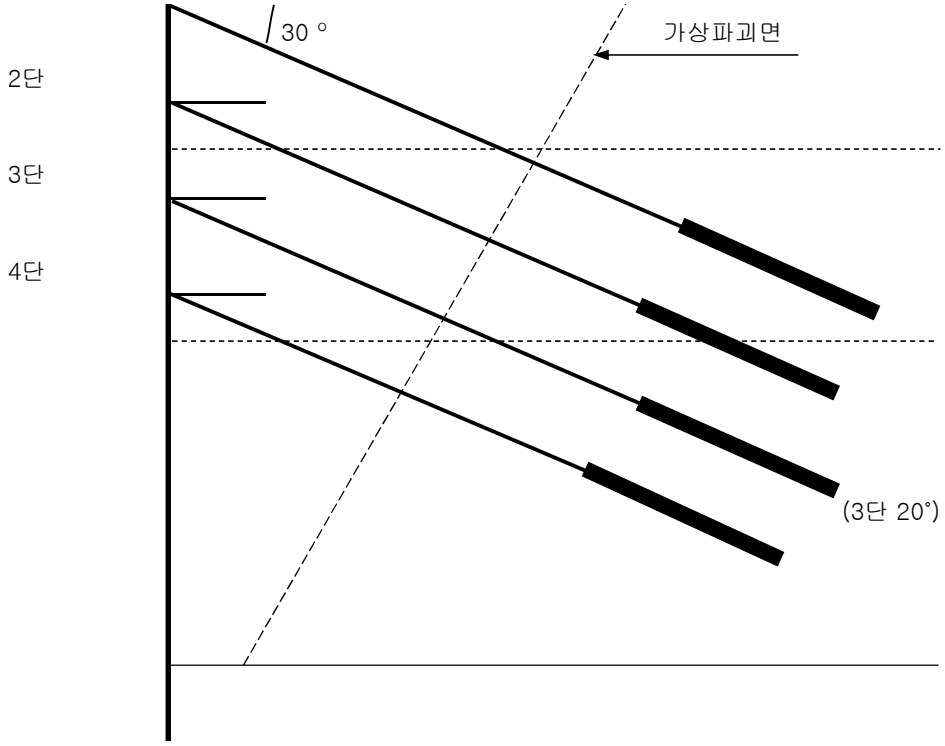
자유장은 굴착깊이를 H 라 할때 가상파괴면에서 0.15 x H 또는 최소 1.5 M 연장한다.

∴ 설계자유장 > ANCHOR지점에서 파괴면까지의 거리+0.15H (또는 1.5m)

로 하며 이 때 최소 설계자유장은 4.5M로 한다.

(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)





- Anchor의 자유장은 최소4.5M이상으로 한다. (그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

구분	형식	설계하중	적용 자유장
1단	굴곡형제거식패커앵커	192.00 KN	10.5 m
2단	굴곡형제거식패커앵커	277.90 KN	10.0 m
3단	굴곡형제거식패커앵커	284.70 KN	10.0 m
4단	굴곡형제거식패커앵커	247.80 KN	10.0 m

6. 초기 인장력 산정

(1) 1단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{} = 45,125 \text{ N} = 45.12 \text{ kN}$$

10.5×1000

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (192.0 + 45.12) \times 5\% = \mathbf{11.9}\ \mathbf{kN}$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 192.0 + 45.12 + 11.9 = \mathbf{249.0}\ \mathbf{kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = \mathbf{475.80}\ kN$

P_j < T_{at} 이어야 하므로, 249.0 kN < 475.80 kN ∴ O.K

(2) 2단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta\ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = 47{,}381\ N = \mathbf{47.38}\ kN$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (277.9 + 47.38) \times 5\% = \mathbf{16.3}\ \mathbf{kN}$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 277.9 + 47.38 + 16.3 = \mathbf{341.6}\ \mathbf{kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = \mathbf{475.80}\ kN$

P_j < T_{at} 이어야 하므로, 341.6 kN < 475.80 kN ∴ O.K

(3) 3단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = 47{,}381 \text{ N} = 47.38 \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

P_L = (P + Ps) x 5% ⓐ

= (284.7 + 47.38) x 5% = **16.6 kN**

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

P_j = P + P_s + P_L = 284.7 + 47.38 + 16.6 = **348.7 kN**

4) Jacking Force Check

T_{at} = 0.65 × Pu × N

= 0.65 × 183 × 4 = **475.80** kN

P_j < T_{at} 이어야 하므로, 348.7 kN < 475.80 kN ∴ O.K

(4) 4단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = 47{,}381 \text{ N} = 47.38 \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

P_L = (P + Ps) x 5% ⓐ

= (247.8 + 47.38) x 5% = **14.8 kN**

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

P_j = P + P_s + P_L = 247.8 + 47.38 + 14.8 = **310.0 kN**

4) Jacking Force Check

T_{at} = 0.65 × Pu × N

= 0.65 × 183 × 4 = **475.80** kN

P_j < T_{at} 이어야 하므로, 310.0 kN < 475.80 kN ∴ O.K

7. **RESULT**

위치	앵커 C.T.C (m)	설계 하중 (kN)	자유장 (M)	정착장 (M)	여유장 (M)	총길이 (M)	Jacking Force (kN)
1단	2.00	192	10.5	4.5	1.5	16.5	249.02
2단	2.00	277.9	10.0	5.0	1.5	16.5	341.58
3단	2.00	284.7	10.0	5.5	1.5	17.0	348.68
4단	2.00	247.8	10.0	4.5	1.5	16.0	309.98

* 설계도면에 표기된 정착장은 상기 계산된 정착장에 지반조건의 변화에 따른 설계상 안전율이 포함된 길이임.

* 구조검토시 적용된 지반조건은 설계시 제한된 지반조사 결과와 경험값에 의해 검토된 사항으로, 앵커시공시 시험시공을 통해 안정성 확보 여부를 검토하고, 안정성 미확보시 감독원의 승인을 득하여 안정성이 확보되도록 변경해야 함.

4.5 GROUND ANCHOR부 띠장 설계 (2H - 250 x 255)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 250 x 255 x 14 x 14 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	10470.0	mm^2	rx =	105.00	mm
w =	0.822	kN/m	ry =	60.90	mm
Ix =	115000000.0	mm^4	Zx =	919000.0	mm^3
Iy =	38800000.0	mm^4	Zy =	304000.0	mm^3

- Jacking Force = 348.681 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 2.000 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 348.681 kN
- EARTH ANCHOR 경사각 (α) = 30 deg
- 상부거리(Xu) = 0.200 m
- 하부거리(Xd) = 0.350 m
- 작용하중(T1) = Tmax x Xu x COS(α) / L = 348.681 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 109.806 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 348.681 x COS(30) - 109.806
  = 192.161 kN

∴설계하중 (w) = MAX(109.806, 192.161) = 192.161 kN

2) 단면력 산정

Mmax = P ℓ / 4 = (192.161 x 2.000) / 4 = 96.081 kN·m

Smax = Tmax = 192.161 = 192.161 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 96,081,000.0 / 919,000.0 = 104.6 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 192,161.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 61.8 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 2,000.0 / 255.0 = 7.843 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 198.0 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	198.0 MPa	>	fb =	104.6 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	61.8 MPa	∴ O.K !

5. 결과값 정리

5.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
주형보	휨 응 력		MPa	56.39	196.20	3.48	∴ O.K	I - 700x300x13x24 (SS400)
	전단응력		MPa	33.34	120.00	3.60	∴ O.K	
	처 짐		mm	1.59	13.88	8.71	∴ O.K	
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	49.16	210.00	4.27	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	전단응력		MPa	69.91	120.00	1.72	∴ O.K	
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	83.67	190.20	2.27	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	전단응력		MPa	67.80	120.00	1.77	∴ O.K	
중앙파일	휨응력		MPa	27.71	190.20	6.86	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	압축응력		MPa	19.22	205.05	10.67	∴ O.K	
	조합응력			0.21	1.00	4.76	∴ O.K	
	지지력		kN	259.14	549.00	2.12	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	72.95	270.00	3.70	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5 (SY30)
	압축응력		MPa	0.92	255.00	277.03	∴ O.K	
	전단응력		MPa	4.35	150.00	34.46	∴ O.K	
	조합응력			0.274	1.000	3.65	∴ O.K	
띠장	G/A	휨응력	MPa	104.55	197.97	1.89	∴ O.K	2H - 250x255x14x14 (SS400)
		전단응력	MPa	61.83	120.00	1.94	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	1.485	>	1.200	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	10.18㎜	<	18.78㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/551	<	1/300	∴ O.K

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT 0+784.35

UNIT    SI

SOIL   1   매립층
         18       9       0       26      12000       0        0      0
       2   퇴적층(점토)
         17       8       20      15      14000       0        0      0
       3   퇴적층(모래)
         18       9       0       28      20000       0        0      0
       4   퇴적층(자갈)
         20       11      0       35      32000       0        0      0
       5   풍화토
         20       11      21      29      31000       0        0      0
       6   풍화암
         21       12      30      33      34000       0        0      0
       7   연암
         23       14      400     36      50000       0        0      0
       8   경암
         25       17      500     40      80000       0        0      0

PROFILE   1    11.046    1      1
          2    14.028    3      3
          3    20.9      4      4
          4    26.5      5      5
          5    26.8      6      6
          6    30        7      7
          7    56.5      8      8

VWALL     1    13.299    .0276    .00042044    2.1E+08    1    1    1    0    0
          2    [illegible]                                 [illegible]
                                    .201    0    0


ANCHOR   1   0.955   0.0003948      30     10.5   2        220     0    0
         2   3.155   0.0003948      30     10     2        220     0    0
         3   7.007   0.0003948      20     10     2        250     0    0
```

```
        4   8.155   0.0003948      30     10     2        220     0    0



Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.455
      GWL 8.69 8.9 10 0
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      EXCAVATION 1.455

STEP  2  const anchor 1 and excavation to 3.655
      const anchor 1
      EXCAVATION 3.655

STEP  3  const anchor 2 and excavation to 7.507
      const anchor 2
      EXCAVATION 7.507

STEP  4  const anchor 3 and excavation to 8.655
      const anchor 3
      EXCAVATION 8.655

STEP  5  const anchor 4 and excavation to 9.285
      const anchor 4
      EXCAVATION 9.285
      ground settlement
      depth check

STEP  6  peck check
      peck 0.65 0 0


END
```

6.2 OUTPUT DATA

Step No. 99 << Pile, Strut, Anchor and Slab Force for each Step >>

>> Min and Max of Pile Force <<

Step No	Exca Depth	S H E A R(kN/m) Max	Depth	Min	Depth	M O M E N T(kNm/m) Max	Depth	Min	Depth
1	1.50	4.24	4.20	-9.86	1.50	6.69	9.80	-12.67	2.70
2	3.70	54.84	1.00	-32.92	1.00	38.27	3.10	-16.72	1.00
3	7.50	83.97	3.20	-61.22	7.80	118.82	6.10	-25.34	11.10
4	8.70	70.08	3.20	-52.63	7.00	75.58	8.20	-26.47	3.20
5	9.30	63.05	8.20	-63.60	7.00	52.07	5.40	-21.80	1.00
6	9.30	78.83	3.20	-106.47	7.00	80.09	4.90	-36.76	8.20

Note : unit is per m
(파일 간격이 고려되지 않았으므로
파일 1개당 부재력은 이 값에 파일 간격을 곱해야 함)

>> Anchor Force <<

Step No	Exca Depth	A N C H O R No. and D E P T H 1 1.0	2 3.2	3 7.0	4 8.2
1	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.7	199.3	0.0	0.0	0.0
3	7.5	190.9	238.1	0.0	0.0
4	8.7	190.5	228.0	241.6	0.0
5	9.3	192.2	220.2	217.4	199.9
6	9.3	237.5	259.1	284.3	242.3

Note : unit of force = (kN/ea)

(Anchor inclination is included in the force calculation)

(앵커 1개당의 축력임.

앵커 경사를 고려하여 증가된 값임, 1/cosθ)

*INPUT

제 목	
11. Ramp-C	
0K	784.350
0K	796.150

표준단면

굴착깊이	9.389	m
근입깊이 측면	4.014	m
근입깊이 중앙	4.014	m
굴착폭 :	10.900	m
주형보계산지간	5.550	
주형보 2 차로 적용		
L1(큰지간입력)=	5.550	m
L2(작은지간입력)=	5.350	m
중앙말뚝 1.5-2 차로 적용		
지하수위	8.69	
지장물지지파일	7.50	
C.T.C(m)		m
측벽Pile	1.000	m
중앙Pile	3.000	m
주형보	2.000	m
버팀보	3.000	m
주형보 BRACING	2.500	m
버팀보 층수	3층	
띠장 단수		
띠장(300)	0 단	
띠장(440)	0 단	
띠장(2*300)	0 단	
띠장(2*440)	0 단	
띠장(250)	4 단	
좌굴장		
측벽Pile 좌굴장	3.000	m
중앙Pile 좌굴장 강축	3.000	m
중앙Pile 좌굴장 약축	3.000	m
버팀보강축 좌굴장	5.550	m
버팀보약축 좌굴장	5.550	m
증가계수	1.5	
사보강버팀보간격	0.000	m

*목차, 설계기준 및
어스앵커는 본 시트에서 입력!!

*OUTPUT

측면파일

최대모멘트	11.872	tonf.m
최대전단력	10.642	tonf
토압(w) MAX1(상부)	6.419	tonf/m^2
토압(w) MAX2(중간)	6.419	tonf/m^2
토압(w) MAX2(하부)	6.419	tonf/m^2
최대변위	10.180	mm
수동Mp:	129.611	tonf/m^2
주동Ma:	87.307	tonf/m^3

버팀보

최대 Strut Force(9t)	0.000	tonf
최대 Strut Force(12t)	0.000	tonf
최대축력위치	1단	<- 신경끌

띠장검토시

띠장(305) Strut F	0.000	tonf
띠장(440) Strut F	0.000	tonf
띠장(2*300) Strut F	0.000	tonf
띠장(2*440) Strut F	0.000	tonf

버팀보 축력 랭킨

주형보	0.000	tonf
1 단	0.000	tonf
2 단	0.000	tonf
3 단	0.000	tonf
4 단	0.000	tonf
5 단	0.000	tonf
6 단	0.000	tonf
7 단	0.000	tonf
8 단	0.000	tonf
9 단	0.000	tonf
10 단	0.000	tonf
11 단	0.000	tonf
12 단	0.000	tonf
13 단	0.000	tonf
14 단	0.000	tonf

어스앵커 축력 0

1 단	23.75	tonf
2 단	25.91	tonf
3 단	28.430	tonf
4 단	24.230	tonf
5 단	0.000	tonf
6 단	0.000	tonf
7 단	0.000	tonf

8 단	0.000	tonf

*INPUT

*OUTPUT

제 목	
11. Ramp-C	
0K	784.350
0K	796.150

표준단면

굴착깊이	9.285	m
근입깊이 측면	4.014	m
근입깊이 중앙	4.014	m
굴착폭 :	10.900	m
주형보계산지간	5.550	
L1(큰지간입력)=	5.550	m
L2(작은지간입력)=	5.350	m
지하수위	8.69	
지장물지지파일	7.50	
C.T.C(m)	0.000	m
측벽Pile	1.000	m
중앙Pile	3.000	m
주형보	2.000	m
버팀보	3.000	m
주형보 BRACING	2.500	m
버팀보 층수	3층	
띠장 단수	0	
띠장(300)	0 단	
띠장(440)	0 단	
띠장(2*300)	0 단	
띠장(2*440)	0 단	
띠장(250)	4 단	
좌굴장	0	
측벽Pile 좌굴장	3.000	m
중앙Pile 좌굴장 강축	3.000	m
중앙Pile 좌굴장 약축	3.000	m
버팀보강축 좌굴장	5.550	m
버팀보약축 좌굴장	5.550	m
증가계수	1.5	
사보강버팀보간격	0.000	m

***목차, 설계기준 및 어스앵커는 본 시트** 0

0

0

버팀보 0

최대 Strut Force(9t)	0.000
최대 Strut Force(12t)	0.000

최대축력위치	1단
띠장검토시	0
띠장(305) Strut F	0.000
띠장(440) Strut F	0.000
띠장(2*300) Strut F	0.000
띠장(2*440) Strut F	0.000
버팀보 축력	랭킨
주형보	0.000
1 단	0.000
2 단	0.000
3 단	0.000
4 단	0.000
5 단	0.000
6 단	0.000
7 단	0.000
8 단	0.000
9 단	0.000
10 단	0.000
11 단	0.000
12 단	0.000
13 단	0.000
14 단	0.000
측면파일	0
최대전단력	106.420
최대모멘트	118.720
최대변위	10.180
토압(w) MAX1(상부)	64.190
토압(w) MAX2(중간)	64.190
토압(w) MAX2(하부)	64.190
주동Ma:	873.070
수동Mp:	1296.110
Distance of Influnce D	11.23
Settlement at Wall	14.58
어스앵커 축력	0
1 단	237.500
2 단	259.100
3 단	284.300
4 단	242.300
5 단	0.000
6 단	0.000
7 단	0.000
8 단	0.000
9 단	0.000
10 단	0.000

0

		단수정리	층수
9t	시작단	0	

	끝단	0	0.000
12t	시작단	0	
	끝단	0	0.000
H300	시작단	0	
	끝단	0	0.000
H440	시작단	0	
	끝단	0	0.000
2H300	시작단	0	
	끝단	0	0.000
2H400	시작단	0	
	끝단	0	0.000
H250		0	0.000

	신강재/구강재	1
용하	사하중	5
	온도하중	120
	쉬트파일 사용강재	3
	N값	40
	토사/암반	1
	사질토/점성토	1
락볼.	직경	29

구강재 : 0.9

신강재 : 1

kN/m
kN

1 SP - III		
2 SP - IV		
3 합성		V
4 SP-		V

파일 지지선단이 토사인 경우 "1"입력
파일 지지선단이 암인 경우 "2"입력

7. 사질토 = 1 , 점성토=2

변 경

17. Ramp-C

(STA.0+ 796.150～STA.0+ 811.660)

목 차

1. 표준단면

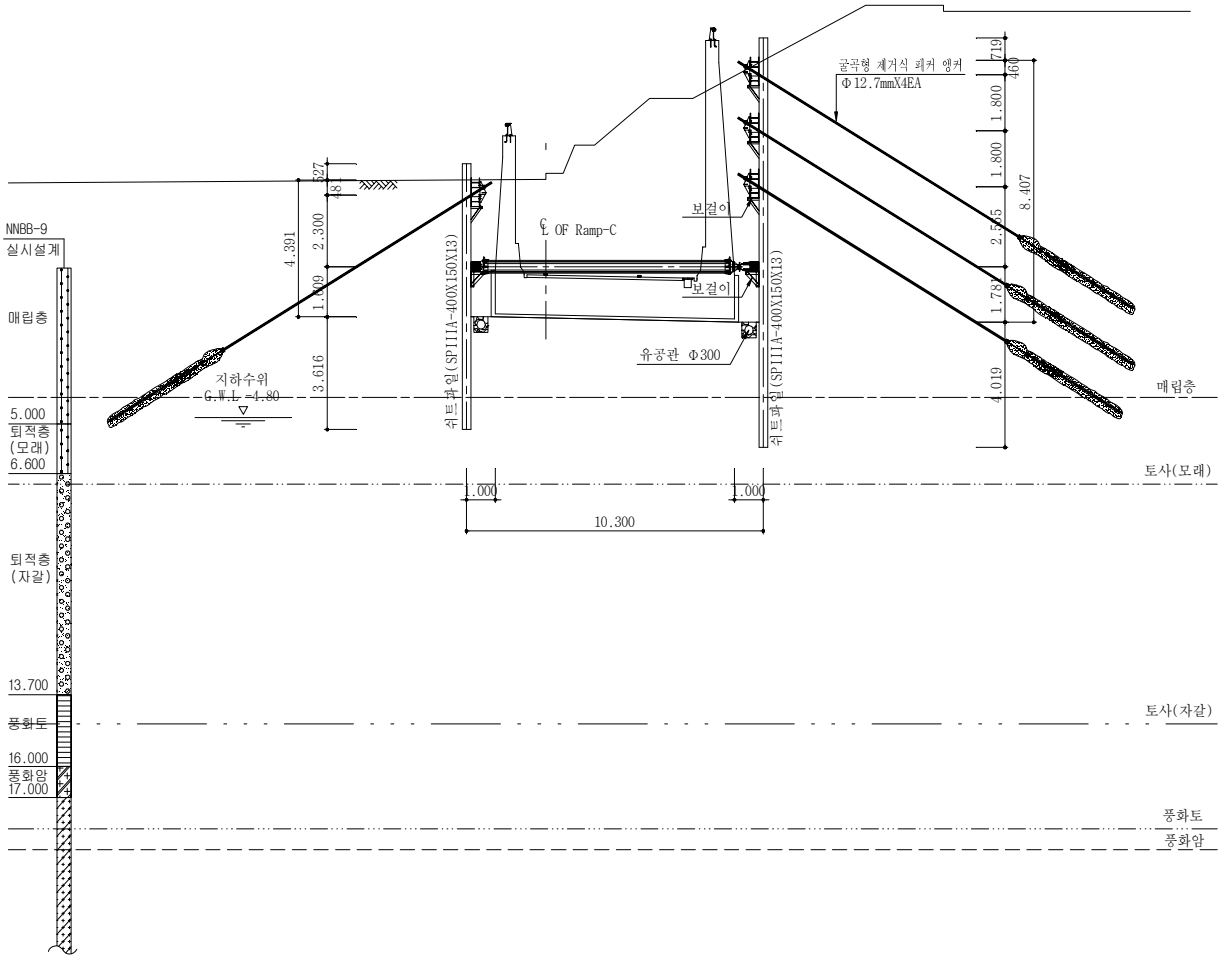
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEET PILE 설계
3.2 버팀보 설계
3.3 버팀보 띠장 설계
3.4 E/Anchor 설계
3.5 E/Anchor 띠장 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NNBB-9
실시설계
매립층
5.000
퇴적층
(모래)
6.600
퇴적층
(자갈)
13.700
풍화토
16.000
풍화암
17.000
지하수위
G.W.L =4.80
4.391
627
18
2.300
1.009
3.616
℄ OF Ramp-C
보걸이
보걸이
유공관 Φ300
쉬트파일(SP111A-400X150X13)
쉬트파일(SP111A-400X150X13)
굴곡형 제거식 피커 앵커
Φ12.7mmX4EA
719
460
1.800
1.800
2.545
1.781
4.019
8.407
매립층
토사(모래)
토사(자갈)
풍화토
풍화암
1.000
1.000
10.300

2. 설 계 기 준

2.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법

※ 지하수위 : G.L -8.63m

2.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 I = 15 / (40 + ℓ) ≤ 0.30

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

2.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.50

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		일반구조용 압연강재 SS400, SM400	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
지 압 응 력		315	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류		용접구조용 압연강재 SM490	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
지 압 응 력		420	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
휨응력	인 장	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

허용응력도 \ 목재의 종류		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18.0	
지압 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
	섬유에 직각	3.0	5.2	
전단 응력도	섬유에 평행	1.2	1.8	
	섬유에 직각	1.8	2.7	
축 방 향 압 축 응 력 도	섬유에 평행	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	ℓ : 고정점간 거리(mm) r : 최소단면2차 반지름(mm)
		$\ell/r > 100$ $33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	SS400 기준
	지 압	315	
고장력 볼 트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	SS400 기준

2.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(γ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	400
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	12000	14000	20000	32000	31000	34000	50000

3. 흙막이벽 설계

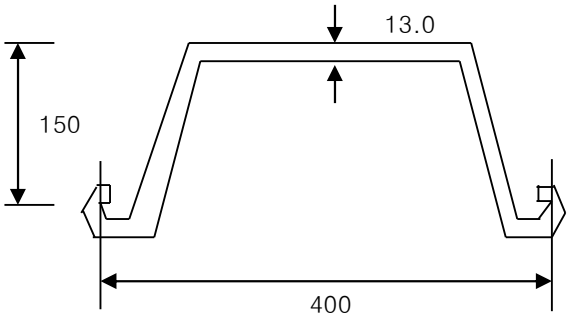
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13(SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	1			=	1.06	kN	
		1.24	×	1.000	×	1	×	0			=	0	kN	
		1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		0.82	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	####	×	1	×	1	/	3	=	3.028	kN	
		1.167	×	####	×	1	×	0	/	3	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	12.426							=	7.46	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	16.54	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 108.26 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 139.37 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	16.544	x	1000	/	19100.0	=	0.866	MPa		
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	108.260	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa		
												=	119.492	MPa		
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	139.370	x	100	/	975.0	=	14.294	MPa		

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (23.480)^2

= 3264.948 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	0.866	MPa	---> O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	119.492	MPa	---> O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	14.294	MPa	---> O.K

조합응력 ,

$$= \frac{f_c}{f_{cax}} + \frac{f_b}{f_{cao} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$$

$$= \frac{0.866}{255.0} + \frac{119.492}{270.000 \times (1 - (0.866 / 3264.948))}$$

= 0.446 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 164.580 kN

Total Passive Moment

Mp = 200.002 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 1540.980 ÷ 1067.420

= 1.444 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 6.700 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

8.407 × 0.2% = 16.814 mm

6.700 < 16.814 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 16.40 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 12.92 mm (전산 OUTPUT 참조)

(3) 거리별 침하량(Si) 계산(Si = Sw x {(D - X) / D}^{2})

거 리(X) (m)	0.00	1.60	3.30	4.90	8.20	16.40
침하량(Si) (mm)	12.92	10.46	8.27	6.33	3.23	0.00

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 1.6m 지점의 침하량: 10.46 mm

토류벽 설치중심에서 8.2m 지점의 침하량: 3.23 mm

부등 침하량: 7.23 mm

변위(δ/L) = 7.23 / 6,600 = 1 / 913 < 1 / 300 ∴ O.K !

위결과로볼때 굴착공사시 내부 터파기로 인한 주변피해는 근소할것으로 사료되나 실시공시 각별한 주위를 요함.

3.2 버팀보 설계

3.2.1 버팀보 (Φ406.4mm, t=9mm) : 1 단

1) 사용강재

▣ 사용 강재 : Φ406.4mm, t=9mm

1. Φ318.5mm, t=10mm　2. Φ355.6mm, t=10mm　3. Φ406.4mm, t=10mm

4. Φ406.4mm, t=12mm　5. Φ457.2mm, t=10mm　6. Φ500.0mm, t=10mm

7. Φ500.0mm, t=14mm　8. Φ508.0mm, t=10mm　9. Φ508.0mm, t=14mm

10. 기타(규격외 강관 입력란 참조)Φ406.4mm, t=9mm

▶ 규격외 강관 입력란 (선택사항)

규 격	D (mm)	406.4	t (mm)	9.0
단위중량 w (kgf/m)	88.2	단 면 적 A (cm^2)		112.362
단면2차모멘트	I (cm^4)	22193		
단면2차반경	R (cm)	14.1		
단면계수	Z (cm^3)	1092		

사용 강관 종류 ---------- 10

[Φ 406.4 mm, t = 9 mm]

(r_2 20.320 cm r_1 19.420 cm)

버팀보의 사용 갯수 ---------- 1 EA

버팀보의 수평방향 설치간격 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

버팀보 위에 작용하는 등분포하중 (w) ---------- 5.00 kN/m

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 442.90 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 5.000 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 5.000 m

강재의 허용응력 보정계수 ---------- 0.9

(강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)

2) 버팀보의 제원 (C.T.C = 3.0 M)

◈ 사용강관 제원 : Φ406.4mm, t=9mm (SS400)

E (Mpa)	A (cm^2)	Z (cm^3)	I (cm^4)	R (cm)
210,000	112.362	1,092	22,193	14.05

3) 버팀보에 작용하는 단면력 계산

(1) 설계축력 (N)

가. 최대작용축력 = 442.900 / 1 EA / cos (0.0 °) = 442.900 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 442.900 + 120.000 = 562.900 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 562.90 / 112.3622 × 1.0 = 5.010 kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) = $w \times L^2 / 8$ = 5.00 × 5.00^2 / 8 = 15.63 kN · m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 15.63 / 1092 × 100 = 1.431 kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) = w × L / 2 = 5.00 × 5.00 / 2 = 12.50 kN

(6) 전단응력 : τ (r_2 : 외측반지름 r_1 : 내측 반지름)

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.222 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 5.00 / 14.05 × 100 = 35.578 < 100 ∴ O.K

L / R = 5.00 / 14.05 × 100 = 35.578 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 170.77 Mpa

f_c = 50.100 Mpa f_{bc} = 14.310 Mpa f_{bt} = 14.31 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -64.410$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -35.790$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-64.410) - (-35.790)}{-64.410} = 0.444$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.444 / 10 = 1.044$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.044 \times 0.90) = 21.626$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$f_{ca} = f_{cag} \times f_{cal} / f_{cao}$

$= 170.770 \times 189.0 / 189.0 = 170.77$ Mpa

$\therefore f_c = 50.10$ Mpa $< f_{ca} = 170.77$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 14.31$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

$f_{ea} = 0.9 \times 1800000 / (L/R)^2$

$= 1279.83$ Mpa

$$F = \frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - f_c / f_{ea})}$$

$$= \frac{50.10}{170.77} + \frac{14.31}{189.00 \times (1 - 50.10 / 1279.83)}$$

$= 0.293 + 0.079 = 0.372 \le 1.0$ ∴ O.K

$$F = f_c + \frac{f_b}{(1 - f_c / f_{ea})}$$

$$= 50.10 + \frac{14.31}{(1 - 50.10 / 1279.83)}$$

$= 50.100 + 14.893 = 64.993 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

r/t = 20.320 / 0.90 = 22.578 (r/t ≤125) (r:강관의 반지름)

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 2.220 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{64.410}{170.770} + \left\{\frac{2.220}{106.692}\right\}^2$$

= 0.377 + 0.021^2 = 0.377 ≤ 1.0 ∴ O.K

압축응력 검토			휨압축응력 검토			전단응력 검토		
fc	f_{ca}	비 고	f_b	f_{ba}	비 고	τ	τ_a	비 고
50.10	170.77	O.K	14.31	189.000	O.K	2.220	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.372	O.K	64.993	189.00	O.K	0.377	O.K

3.3 버팀보 띠장 설계

3.3.1 버팀보 띠장 (1) 단 (H - 300 x 305)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		H - 300 x	305 x	15 x	15		
▣ 단면 제원 :							
A =	13,480	mm^2		rx =	126	mm	
w =	1	kN/m		ry =	73	mm	
Ix =	215,000,000	mm^4		Zx =	1,440,000	mm^3	
Iy =	71,000,000	mm^4		Zy =	466,000	mm^3	

- 버팀보 C.T.C = 3.000 m

2) 단면력 산정 : 토압에 의한 띠장 위치의 반력을 등분포 하중으로 하고 버팀보 수평 거리를 지간으로 하는 단순보, 3-경간 연속보의 2가지 경우의 최대값 적용

- 등분포하중(W) = 442.900 / 3.000 = 147.633 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 147.633 x 3.000 x 3.000 = 166.087 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 147.633 x 3.000 x 3.000 = 132.870 kN·m

∴ Mmax max (132.870 , 166.087) = 166.087 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 147.633 x 3.000 = 258.358 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 147.633 x 3.000 = 265.739 kN

∴ Smax max (258.358 , 265.739) = 265.739 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 166,087,125 / 1,440,000 = 115.338 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 265,739 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 65.615 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 305 = 9.836 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.790 MPa	>	fb =	115.338 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	65.615 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 265739.4 / 120 = 2214.495 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 mm^2

사용 PL = 2PL - 145 x 270 x 14

사용 PL 단면적 (Aw') = 145 x 270 x 14 x 2ea / 2500 = 438.5 mm^2

소요 STIFFENER 수량 (n) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 258357.75 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 57.560 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 57.560 MPa ∴ O.K !

3.4 E/Anchor 설계

3.4.1 굴곡형 제거식 패커 앵커

1. **지 반 조 건**

TYPE	앵커 C.T.C (m)	설계하중 (kN)	정착지반	단위중량 (kN/㎥)	내부마찰각 (°)	지반과그라우트의 마찰저항값 (kN/㎡)
1단	2.00	172.9	매립층	18.00	26	200
2단	2.00	198.0	매립층	18.00	26	200
3단	2.00	206.7	매립층	18.00	26	200
			토사(모래)	18.00	28	180

■ 내부마찰각 적용 : 35 ° 적용

■ 단위중량 적용 : 20 kN/㎥적용

■ 주변마찰 저항값 적용 : 450 kN/㎡적용

■ 기본 및 실시설계시 대표 N값과 시공중 Ramp C와 Ramp D구간에서
시추조사를 통한 N값 분석으로 대표 N값을 재산정하여 마찰저항값 사용

-앵커의 주변마찰저항 (굴착 및 흙막이 공법 / 한국지반공학회 P252)

지반의 종류			주변마찰저항 (kN/㎡)
사력	N치	10	100~200
		20	**170~250**
		30	250~350
		40	350~450
		50	450~700
모래	N치	10	100~140
		20	180~220
		30	230~270
		40	290~350
		50	300~400
점성토			100c (c: Cohesion)

-Working Bond Vallue Between Grout & Strand(Ground Anchors And Anchored Structures, P133)

Strand Type	Working Bond (kN/㎡)
clean plain wire or plain bar tendon	1000
clean crimped wire tendon	1500
clean strand or deformed dar	**2000**

2. 설 계 조 건

1) 천 공 직 경 (ø) : 127 mm

2) PC STRAND 제원

- 규 격 : 12.7 mm (KSD 7002 SWPC 7B LOW RELAXATION)
- 극 한 하 중 (Pu) : 183 kN
- 항 복 하 중 (Py) : 156 kN
- 단 면 적 : 98.71 ㎟
- 탄 성 계 수 : 2.0×10^5 MPa
- RELAXATION : 5% (max)

3) PC STRAND 허용 인장 응력도

- Pa = 0.65 × Pu = 0.65 × 183 = **118.95** kN/ea
- Pa = 0.80 × Py = 0.80 × 156 = **124.80** kN/ea

적용 118.95 kN/ea

3. 인장재 계산

(1) 1단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 172.9 / 118.95 = **1.45** 가닥

적용 4 가닥

(2) 2단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 198.0 / 118.95 = **1.66** 가닥

적용 4 가닥

(3) 3단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 206.7 / 118.95 = **1.74** 가닥

적용 4 가닥

4. **정착장 계산**

(1) 1단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{172.9 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 200} = \mathbf{3.25}\ m$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 172.86 ÷ 2 = 86.43 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)
n : 내하체 의 개수
τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{86.43}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{15.3}\ cm \leq \mathbf{30.00}\ cm$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

(2) 2단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{198.0 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 200} = \mathbf{3.72}\ m$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 198.0 ÷ 2 = 99 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{99}{\pi \times 0.09 \times 2000} = 17.5 \text{ cm} \leq 30.00 \text{ cm}$$

La : 5.00 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

(3) 3단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load

S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)

D : 천공직경

τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{206.7 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 200} = 3.89 \text{ m}$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 206.7 ÷ 2 = 103.35 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{103.35}{\pi \times 0.09 \times 2000} = 18.3 \text{ cm} \leq 30.00 \text{ cm}$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

5. **자유장 계산**

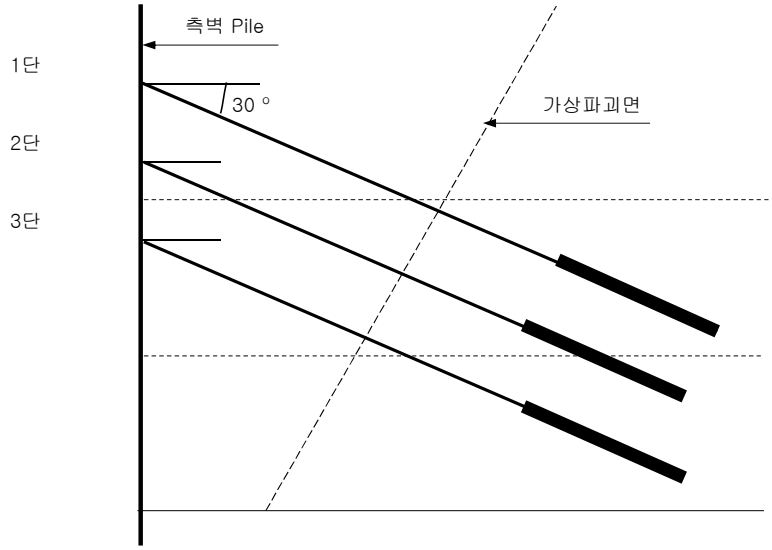
토층의 파괴면을 그 층의 내부마찰각에 따라 45 + ø/2 로 가정한 다음 ANCHOR의 자유장이 파괴면 밖에 위치하는지를 검토한다.

자유장은 굴착깊이를 H 라 할때 가상파괴면에서 0.15 x H 또는 최소 1.5 M 연장한다.

∴ 설계자유장 > ANCHOR지점에서 파괴면까지의 거리+0.15H (또는 1.5m)

로 하며 이 때 최소 설계자유장은 4.5M로 한다.

(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)



- Anchor의 자유장은 최소4.5M이상으로 한다. (그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

구분	형식	설계하중	적용 자유장
1단	굴곡형제거식패커앵커	172.86 KN	10.5 m
2단	굴곡형제거식패커앵커	198.00 KN	10.0 m
3단	굴곡형제거식패커앵커	206.70 KN	10.0 m

6. 초기 인장력 산정

(1) 1단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta\ell \leq 6.0$ mm)

$$P_s = \frac{\Delta\ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수
E : 2.0×10^5 MPa
$\Delta\ell \leq 6.0$ mm
A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.5 \times 1000} = \mathbf{45,125}\ N = \mathbf{45.12}\ kN$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (172.9 + 45.12) \times 5\% = \mathbf{10.9\ kN}$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 172.9 + 45.12 + 10.9 = \mathbf{228.9\ kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = \mathbf{475.80}$ kN

P_j < T_{at} 이어야 하므로, 228.9 kN < 475.80 kN ∴ O.K

(2) 2단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta\ell \leq 6.0$ mm)

$$P_s = \frac{\Delta\ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수
E : 2.0×10^5 MPa
$\Delta\ell \leq 6.0$ mm
A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = \mathbf{47,381}\ N = \mathbf{47.38}\ kN$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (198.0 + 47.38) \times 5\% = \mathbf{12.3\ kN}$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 198.0 + 47.38 + 12.3 = \mathbf{257.7\ kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = \mathbf{475.80}\ kN$

P_j < T_{at} 이어야 하므로, 257.7 kN < 475.80 kN ∴ O.K

(3) 3단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta\ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = \mathbf{47,381}\ N = \mathbf{47.38}\ kN$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (206.7 + 47.38) \times 5\% = \mathbf{12.7\ kN}$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 206.7 + 47.38 + 12.7 = \mathbf{266.8\ kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = \mathbf{475.80}\ kN$

P_j < T_{at} 이어야 하므로, 266.8 kN < 475.80 kN ∴ O.K

7. **RESULT**

위치	앵커 C.T.C (m)	설계 하중 (kN)	자유장 (M)	정착장 (M)	여유장 (M)	총길이 (M)	Jacking Force (kN)
1단	2.00	172.86	10.5	4.5	1.5	16.5	228.88
2단	2.00	198	10.0	5.0	1.5	16.5	257.68
3단	2.00	206.7	10.0	4.5	1.5	16.0	266.78

* 설계도면에 표기된 정착장은 상기 계산된 정착장에 지반조건의 변화에 따른 설계상 안전율이 포함된 길이임.

* 구조검토시 적용된 지반조건은 설계시 제한된 지반조사 결과와 경험값에 의해 검토된 사항으로, 앵커시공시 시험시공을 통해 안정성 확보 여부를 검토하고, 안정성 미확보시 감독원의 승인을 득하여 안정성이 확보되도록 변경해야 함.

3.5 GROUND ANCHOR부 띠장 설계 (2H - 250 x 255)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 250 x 255 x 14 x 14 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	10470.0	mm^2	rx =	105.00	mm
w =	0.822	kN/m	ry =	60.90	mm
Ix =	115000000.0	mm^4	Zx =	919000.0	mm^3
Iy =	38800000.0	mm^4	Zy =	304000.0	mm^3

- Jacking Force = 206.700 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 1.000 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 206.700 kN
- EARTH ANCHOR 경사각 (α) = 30 deg
- 상부거리(Xu) = 0.200 m
- 하부거리(Xd) = 0.350 m
- 작용하중(T1) = Tmax x Xu x COS(α) / L = 206.700 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 65.094 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 206.700 x COS(30) - 65.094
  = 113.913 kN

∴설계하중 (w) = MAX(65.094, 113.913) = 113.913 kN

2) 단면력 산정

Mmax = P ℓ / 4 = (113.913 x 1.000) / 4 = 28.478 kN·m

Smax = Tmax = 113.913 = 56.957 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 28,478,000.0 / 919,000.0 = 31.0 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 56,957.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 18.3 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 1,000.0 / 255.0 = 3.922 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x 210.0 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	210.0 MPa	>	fb =	31.0 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	18.3 MPa	∴ O.K !

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트파일		휨응력	MPa	119.49	270.00	2.26	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
		압축응력	MPa	0.87	255.00	294.40	∴ O.K	
		전단응력	MPa	14.29	150.00	10.49	∴ O.K	
		조합응력		0.446	1.000	2.24	∴ O.K	
버팀보 (9t)		작용력	kN/ea	562.90				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
		조합응력		0.38	1.00	2.65	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	115.34	190.79	1.65	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	57.56	120.00	2.08	∴ O.K	
	G/A	휨응력	MPa	30.99	210.00	6.78	∴ O.K	2H - 250x255x14x14 (SS400)
		전단응력	MPa	18.33	120.00	6.55	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 : 1.44 > 1.20 ∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 : 6.70mm < 16.81mm ∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 : 1/913 < 1/300 ∴ O.K

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT 0+796.15

UNIT    SI

SOIL   1   매립층
         18        9        0      26     12000       -1         0      0
       2   퇴적층(점토)
         17        8       20      15     14000       -1         0      0
       3   퇴적층(모래)
         18        9        0      28     20000       -1         0      0
       4   퇴적층(자갈)
         20       11        0      35     32000       -1         0      0
       5   풍화토
         20       11       21      29     31000       -1         0      0
       6   풍화암
         21       12       30      33     34000       -1         0      0
       7   연암
         23       14      400      36     50000        0         0      0
       8   경암
         25       17     1300      40     80000        0         0      0

PROFILE   1   11.103      1      1
          2   14.049      3      3
          3   21.984      4      4
          4   25.770      5      5
          5   26.305      6      6
          6   38.289      7      7
          7   56.500      8      8

VWALL   1   12.426    0.0191        0.000226      2.1E+08    1     1     1    0    0

STRUT   1   6.626  0.01124     10    3     150     0     0    0

anchor   1     0.46     0.0003948    30    10.0    2.0     150     0    0
         2     2.26     0.0003948    30    10.0    2.0     200     0    0
         3     4.06     0.0003948    30    10.0    2.0     200     0    0

Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO
```

```
STEP  1  EXCAVATION TO 0.96
     GWL 8.625  8.625   10
     SURCHARGE 10
     RANKINE 1.0 0.0 30
     EXCAVATION 0.96

STEP  2  CONST anchor 1 AND EXCAVATION TO 2.760
     CONST anchor 1
     EXCAVATION 2.760

STEP  3  CONST anchor 2 AND EXCAVATION TO 4.560
     CONST anchor 2
     EXCAVATION 4.56

STEP  4  CONST anchor 3 AND EXCAVATION TO 7.115
     CONST anchor 3
     EXCAVATION 7.115

STEP  5  CONST STRUT 1 AND EXCAVATION TO 8.407
     CONST STRUT 1
     EXCAVATION 8.407
     GROUND SETTLEMENT
     DEPTH CHECK

STEP  6  PECK CHECK
      PECK 0.65  0   0

END
```

5.2 OUTPUT DATA

Input Data File = 0+796.15.dat Date : 2016-06-24

Project : 0+796.15 Time : 11:07:12

Step No. 99 << Pile, Strut, Anchor and Slab Force for each Step >>

>> Min and Max of Pile Force <<

Step No	Exca Depth	---- S H E A R(kN/m) ---- Max	Depth	Min	Depth	--- M O M E N T(kNm/m) --- Max	Depth	Min	Depth
1	1.00	2.19	3.40	-5.61	1.00	3.56	10.10	-5.79	2.10
2	2.80	41.71	0.50	-16.20	0.50	29.35	2.20	-4.06	0.50
3	4.60	48.29	2.30	-35.35	2.30	29.89	4.00	-9.25	2.30
4	7.10	70.46	4.10	-49.69	2.30	63.75	6.20	-25.02	2.30
-5	7.10	52.87	4.10	-44.91	2.30	31.28	5.70	-16.48	2.30
5	8.40	75.24	6.60	-46.44	2.30	50.32	8.10	-19.30	4.10
6	8.40	79.99	6.60	-67.65	6.60	30.82	8.20	-33.07	6.60

Note : unit is per m
(파일 간격이 고려되지 않았으므로
파일 1개당 부재력은 이 값에 파일 간격을 곱해야 함)

>> Strut Force <<

Step No	Exca Depth	------- S T R U T No. and D E P T H -------- 1 6.6
1	1.0	0.0
2	2.8	0.0
3	4.6	0.0
4	7.1	0.0
-5	7.1	0.0
5	8.4	355.0
6	8.4	442.9

Note : unit of force = (kN/ea)
(스트럿 1개당의 축력임)

>> Anchor Force <<

Step No	Exca Depth	------ A N C H O R No. and D E P T H -------- 1	2	3

No	Depth	0.5	2.3	4.1
1	1.0	0.0	0.0	0.0
2	2.8	129.2	0.0	0.0
3	4.6	120.5	192.7	0.0
4	7.1	116.3	189.6	206.7
-5	7.1	119.6	187.9	196.1
5	8.4	119.5	186.9	195.0
6	8.4	142.2	198.0	203.4

Note : unit of force = (kN/ea)
(Anchor inclination is included in the force calculation)
(앵커 1개당의 축력임.
앵커 경사를 고려하여 증가된 값임, 1/cosθ)

변 경

18. Ramp-C

(STA.0+ 811.660～STA.0+ 816.660)

목 차

1. 표준단면

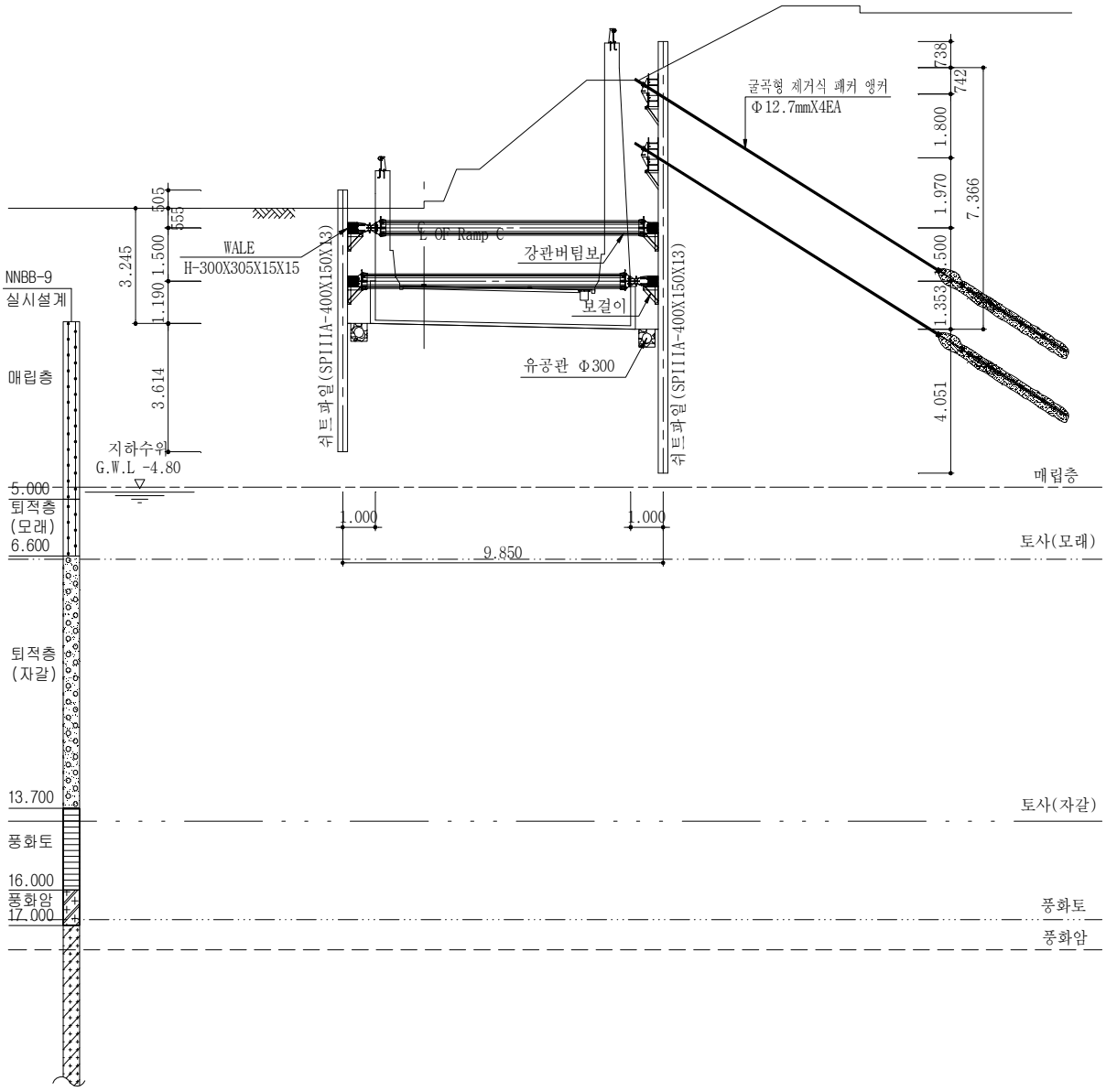
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEET PILE 설계
3.2 버팀보 설계
3.3 버팀보 띠장 설계
3.4 E/Anchor 설계
3.5 E/Anchor 띠장 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


굴곡형 제거식 패커 앵커
Φ12.7mmX4EA
738
742
1.800
1.970
7.366
1.500
1.353
4.051
505
555
3.245
1.190
1.500
3.614
WALE
H-300X305X15X15
C OF Ramp C
강관버팀보
보걸이
유공관 Φ300
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
NNBB-9
실시설계
매립층
지하수위
G.W.L -4.80
5.000
퇴적층
(모래)
6.600
1.000
1.000
9.850
매립층
토사(모래)
퇴적층
(자갈)
13.700
토사(자갈)
풍화토
16.000
풍화암
17.000
풍화토
풍화암

2. 설 계 기 준

2.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법

※ 지하수위 : G.L -8.76m

2.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 I = 15 / (40 + ℓ) ≤ 0.30

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

2.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.50

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		일반구조용 압연강재 SS400, SM400	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 20 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		20 < ℓ/r ≤ 93 일 경우 210-1.3(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 93 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.5 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.5 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 210-3.6(ℓ/b-4.5)	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
지 압 응 력		315	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류		용접구조용 압연강재 SM490	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 15 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		15 < ℓ/r ≤ 80 일 경우 285-1.95(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 80 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.0 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.0 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 285-5.7(ℓ/b-4.0)	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
지 압 응 력		420	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
휨응력	인 장	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

허용응력도 \ 목재의 종류		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18.0	
지압 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
	섬유에 직각	3.0	5.2	
전단 응력도	섬유에 평행	1.2	1.8	
	섬유에 직각	1.8	2.7	
축 방 향 압 축 응 력 도	섬유에 평행	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	ℓ : 고정점간 거리(mm) r : 최소단면2차 반지름(mm)
		$\ell/r > 100$ $33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	SS400 기준
	지 압	315	
고장력 볼 트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	SS400 기준

2.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(γ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	400
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	12000	14000	20000	32000	31000	34000	50000

3. 흙막이벽 설계

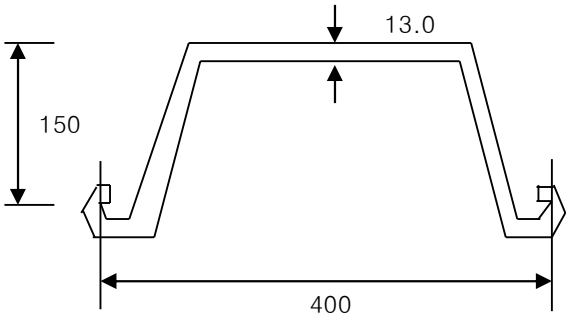
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13(SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	1			=	1.06	kN	
		1.24	×	1.000	×	1	×	0			=	0	kN	
		1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		0.82	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	9.850	×	1	×	1	/	3	=	2.896	kN	
		1.167	×	9.850	×	1	×	0	/	3	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	11.417							=	6.85	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	15.81	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 20.63 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 59.33 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	15.806	x	1000	/	19100.0	=	0.828	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	20.630	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa	
												=	22.770	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	59.330	x	100	/	975.0	=	6.085	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (16.540)^2

= 6579.630 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	0.828	MPa	---> O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	22.770	MPa	---> O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	6.085	MPa	---> O.K

조합응력 ,

$$= \frac{f_c}{f_{cax}} + \frac{f_b}{f_{cao} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$$

$$= \frac{0.828}{255.0} + \frac{22.770}{270.000 \times (1 - (0.828 / 6579.630))}$$

= 0.088 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 95.347 kN

Total Passive Moment

Mp = 150.765 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 150.765 ÷ 95.347

= 1.581 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 4.000 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

7.366 × 0.2% = 14.732 mm

4.000 < 14.732 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 10.46 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 6.98 mm (전산 OUTPUT 참조)

(3) 거리별 침하량(Si) 계산(Si = Sw x {(D - X) / D}^{2})

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	6.98	4.57	2.66	1.27	0.01	5.93

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 4.57 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.01 mm

부등 침하량: 4.56 mm

변위(δ/L) = 4.56 / 8,000 = 1 / 1754 < 1 / 300 ∴ O.K !

위결과로볼때 굴착공사시 내부 터파기로 인한 주변피해는 근소할것으로 사료되나 실시공시 각별한 주위를 요함.

3.2 버팀보 설계

3.2.1 버팀보 (Φ406.4mm, t=9mm) : 1 단 ~ 2 단

1) 사용강재

▣ 사용 강재 : Φ406.4mm, t=9mm

1. Φ318.5mm, t=10mm 2. Φ355.6mm, t=10mm 3. Φ406.4mm, t=10mm
4. Φ406.4mm, t=12mm 5. Φ457.2mm, t=10mm 6. Φ500.0mm, t=10mm
7. Φ500.0mm, t=14mm 8. Φ508.0mm, t=10mm 9. Φ508.0mm, t=14mm
10. 기타(규격외 강관 입력란 참조)Φ406.4mm, t=9mm

▶ 규격외 강관 입력란 (선택사항)

규 격	D (mm)	406.4	t (mm)	9.0
단위중량 w (kgf/m)	88.2	단 면 적 A (cm^2)		112.362
단면2차모멘트	I (cm^4)	22193		
단면2차반경	R (cm)	14.1		
단면계수	Z (cm^3)	1092		

사용 강관 종류 ---------- 10

[Φ 406.4 mm, t = 9 mm]

(r_2 20.320 cm r_1 19.420 cm)

버팀보의 사용 갯수 ---------- 1 EA

버팀보의 수평방향 설치간격 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

버팀보 위에 작용하는 등분포하중 (w) ---------- 5.00 kN/m

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 272.50 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 4.925 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 4.925 m

강재의 허용응력 보정계수 ---------- 0.9

(강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)

2) 버팀보의 제원 (C.T.C = 3.0 M)

◈ 사용강관 제원 : Φ406.4mm, t=9mm (SS400)

E (Mpa)	A (cm^2)	Z (cm^3)	I (cm^4)	R (cm)
210,000	112.362	1,092	22,193	14.05

3) 버팀보에 작용하는 단면력 계산

(1) 설계축력 (N)

가. 최대작용축력 = 272.500 / 1 EA / cos (0.0 °) = 272.500 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 272.500 + 120.000 = 392.500 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 392.50 / 112.3622 × 1.0 = 3.493 kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) = $w \times L^2 / 8$ = 5.00 × 4.93^2 / 8 = 15.16 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 15.16 / 1092 × 100 = 1.388 kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) = w × L / 2 = 5.00 × 4.93 / 2 = 12.31 kN

(6) 전단응력 : τ (r_2 : 외측반지름 r_1 : 내측 반지름)

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.219 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 4.93 / 14.05 × 100 = 35.044 < 100 ∴ O.K

L / R = 4.93 / 14.05 × 100 = 35.044 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 171.40 Mpa

f_c = 34.930 Mpa f_{bc} = 13.880 Mpa f_{bt} = 13.88 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -48.810$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -21.050$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-48.810) - (-21.050)}{-48.810} = 0.569$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.569 / 10 = 1.057$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.057 \times 0.90) = 21.360$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$f_{ca} = f_{cag} \times f_{cal} / f_{cao}$

$= 171.400 \times 189.0 / 189.0 = 171.4$ Mpa

$\therefore f_c = 34.93$ Mpa $< f_{ca} = 171.40$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 13.88$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

$f_{ea} = 0.9 \times 1800000 / (L/R)^2$

$= 1319.13$ Mpa

$$F = \frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - f_c / f_{ea})}$$

$$= \frac{34.93}{171.40} + \frac{13.88}{189.00 \times (1 - 34.93 / 1319.13)}$$

$= 0.204 + 0.075 = 0.279 \le 1.0$ ∴ O.K

$$F = f_c + \frac{f_b}{(1 - f_c / f_{ea})}$$

$$= 34.93 + \frac{13.88}{(1 - 34.93 / 1319.13)}$$

$= 34.930 + 14.258 = 49.188 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

r/t = 20.320 / 0.90 = 22.578 (r/t ≤125) (r:강관의 반지름)

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 2.190 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{48.810}{171.400} + \left\{\frac{2.190}{106.692}\right\}^2$$

= 0.285 + 0.021^2 = 0.285 ≤ 1.0 ∴ O.K

압축응력 검토			휨압축응력 검토			전단응력 검토		
fc	f_{ca}	비 고	f_b	f_{ba}	비 고	τ	τ_a	비 고
34.93	171.40	O.K	13.88	189.000	O.K	2.190	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.279	O.K	49.188	189.00	O.K	0.285	O.K

3.3 버팀보 띠장 설계

3.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 2) 단 (H - 300 x 305)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x	305 x	15 x	15		
▣ 단면 제원 :						
A =	13,480	mm^2		rx =	126	mm
w =	1	kN/m		ry =	73	mm
Ix =	215,000,000	mm^4		Zx =	1,440,000	mm^3
Iy =	71,000,000	mm^4		Zy =	466,000	mm^3

- 버팀보 C.T.C = 3.000 m

2) 단면력 산정 : 토압에 의한 띠장 위치의 반력을 등분포 하중으로 하고 버팀보 수평 거리를 지간으로 하는 단순보, 3-경간 연속보의 2가지 경우의 최대값 적용

- 등분포하중(W) = 272.500 / 3.000 = 90.833 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

M_1 = 1/8 WL^2 1/8 x 90.833 x 3.000 x 3.000 = 102.187 kN · m

- 연속보로 적용시

M_2 = 1/10 WL^2 1/10 x 90.833 x 3.000 x 3.000 = 81.750 kN · m

∴ Mmax max (81.750 , 102.187) = 102.187 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 90.833 x 3.000 = 158.958 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 90.833 x 3.000 = 163.499 kN

∴ Smax max (158.958 , 163.499) = 163.499 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 102,187,125 / 1,440,000 = 70.963 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 163,499 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 40.370 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 3,000 / 305 = 9.836 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.790 MPa	>	fb =	70.963 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	40.370 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 163499.4 / 120 = 1362.495 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 mm^2

사용 PL = 2PL - 145 x 270 x 14

사용 PL 단면적 (Aw') = 145 x 270 x 14 x 2ea / 2500 = 438.5 mm^2

소요 STIFFENER 수량 (n) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 158957.75 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 35.415 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 35.415 MPa ∴ O.K !

3.4 E/Anchor 설계

3.4.1 굴곡형 제거식 패커 앵커

1. **지 반 조 건**

TYPE	앵커 C.T.C (m)	설계하중 (kN)	정착지반	단위중량 (kN/㎥)	내부마찰각 (°)	지반과그라우트의 마찰저항값 (kN/㎡)
1단	2.00	150.0	매립층	18.00	26	200
2단	2.00	153.9	매립층	18.00	26	200

■ 내부마찰각 적용 : 35 ° 적용

■ 단위중량 적용 : 20 kN/㎥적용

■ 주변마찰 저항값 적용 : 450 kN/㎡적용

■ 기본 및 실시설계시 대표 N값과 시공중 Ramp C와 Ramp D구간에서
시추조사를 통한 N값 분석으로 대표 N값을 재산정하여 마찰저항값 사용

-앵커의 주변마찰저항 (굴착 및 흙막이 공법 / 한국지반공학회 P252)

지반의 종류			주변마찰저항 (kN/㎡)
사력	N치	10	100~200
		20	**170~250**
		30	250~350
		40	350~450
		50	450~700
모래	N치	10	100~140
		20	180~220
		30	230~270
		40	290~350
		50	300~400
점성토			100c (c: Cohesion)

-Working Bond Vallue Between Grout & Strand(Ground Anchors And Anchored Structures, P133)

Strand Type	Working Bond (kN/㎡)
clean plain wire or plain bar tendon	1000
clean crimped wire tendon	1500
clean strand or deformed dar	**2000**

2. **설 계 조 건**

1) 천 공 직 경 (ø) : 127 mm

2) PC STRAND 제원

- 규 격 : 12.7 mm (KSD 7002 SWPC 7B LOW RELAXATION)
- 극 한 하 중 (Pu) : 183 kN
- 항 복 하 중 (Py) : 156 kN
- 단 면 적 : 98.71 ㎟
- 탄 성 계 수 : 2.0 × 10^5 MPa
- RELAXATION : 5% (max)

3) PC STRAND 허용 인장 응력도

- Pa = 0.65 × Pu = 0.65 × 183 = **118.95** kN/ea
- Pa = 0.80 × Py = 0.80 × 156 = **124.80** kN/ea

적용 **118.95** kN/ea

3. **인장재 계산**

(1) 1단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 150.0 / 118.95 = **1.26** 가닥

적용 4 가닥

(2) 2단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 153.9 / 118.95 = **1.29** 가닥

적용 4 가닥

4. 정착장 계산

(1) 1단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{150.0 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 200} = \mathbf{2.82} \text{ m}$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 150.0 ÷ 2 = 75 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)
n : 내하체 의 개수
τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{75}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{13.3} \text{ cm} \leq \mathbf{30.00} \text{ cm}$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

(2) 2단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{153.9 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 200} = \mathbf{2.89} \text{ m}$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 153.9 ÷ 2 = 76.95 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{76.95}{\pi \times 0.09 \times 2000} = 13.6 \text{ cm} \leq 30.00 \text{ cm}$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

5. 자유장 계산

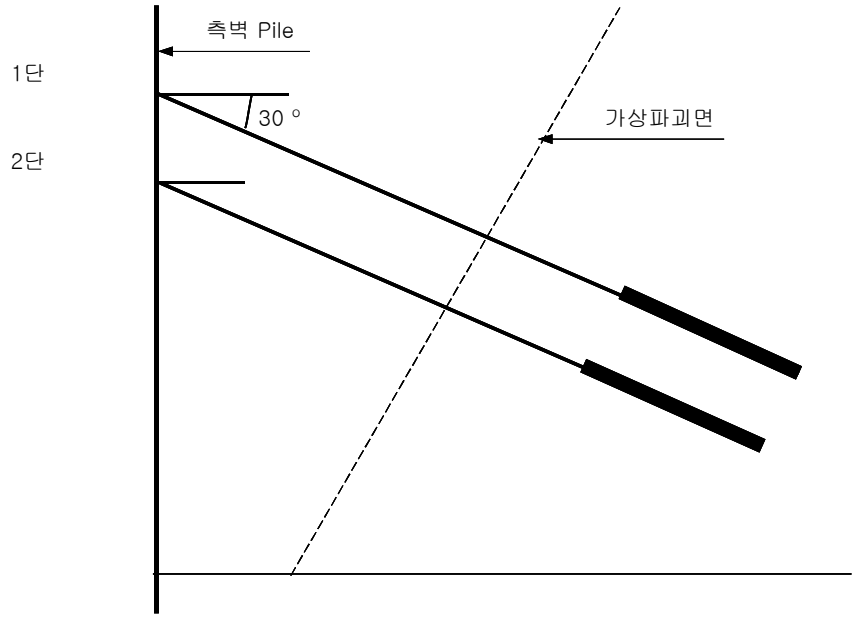
토층의 파괴면을 그 층의 내부마찰각에 따라 45 + ø/2 로 가정한 다음 ANCHOR의 자유장이 파괴면 밖에 위치하는지를 검토한다.

자유장은 굴착깊이를 H 라 할때 가상파괴면에서 0.15 x H 또는 최소 1.5 M 연장한다.

∴ 설계자유장 > ANCHOR지점에서 파괴면까지의 거리+0.15H (또는 1.5m)

로 하며 이 때 최소 설계자유장은 4.5M로 한다.

(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)



- Anchor의 자유장은 최소4.5M이상으로 한다. (그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

구분	형식	설계하중	적용 자유장
1단	굴곡형제거식패커앵커	150.00 KN	10.0 m
2단	굴곡형제거식패커앵커	153.90 KN	10.0 m

6. 초기 인장력 산정

(1) 1단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = 47,381 \text{ N} = 47.38 \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (150.0 + 47.38) \times 5\% = \mathbf{9.9}$ **kN**

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 150.0 + 47.38 + 9.9 = \mathbf{207.3}$ **kN**

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = 475.80$ kN

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 207.3 kN < 475.80 kN ∴ O.K

(2) 2단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = \mathbf{47,381}\ N = \mathbf{47.38}\ kN$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (153.9 + 47.38) \times 5\% = \mathbf{10.1\ kN}$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = (153.9 + 47.38 + 10.1 = \mathbf{211.4\ kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = \mathbf{475.80}\ kN$

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 211.4 kN < 475.80 kN ∴ O.K

7. **RESULT**

위치	앵커 C.T.C (m)	설계 하중 (kN)	자유장 (M)	정착장 (M)	여유장 (M)	총길이 (M)	Jacking Force (kN)
1단	2.00	150.0	10.0	4.5	1.5	16.0	207.28
2단	2.00	153.9	10.0	4.5	1.5	16.0	211.38

* 설계도면에 표기된 정착장은 상기 계산된 정착장에 지반조건의 변화에 따른 설계상 안전율이 포함된 길이임.

* 구조검토시 적용된 지반조건은 설계시 제한된 지반조사 결과와 경험값에 의해 검토된 사항으로, 앵커시공시 시험시공을 통해 안정성 확보 여부를 검토하고, 안정성 미확보시 감독원의 승인을 득하여 안정성이 확보되도록 변경해야 함.

3.5 GROUND ANCHOR부 띠장 설계 (2H - 250 x 255)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 250 x 255 x 14 x 14 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	10470.0	mm^2	rx =	105.00	mm
w =	0.822	kN/m	ry =	60.90	mm
Ix =	115000000.0	mm^4	Zx =	919000.0	mm^3
Iy =	38800000.0	mm^4	Zy =	304000.0	mm^3

- Jacking Force = 153.900 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 1.000 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 153.900 kN
- EARTH ANCHOR 경사각 (α) = 30 deg
- 상부거리(Xu) = 0.200 m
- 하부거리(Xd) = 0.350 m
- 작용하중(T1) = Tmax x Xu x COS(α) / L = 153.900 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 48.466 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 153.900 x COS(30) - 48.466
  = 84.815 kN

∴설계하중 (w) = MAX(48.466, 84.815) = 84.815 kN

2) 단면력 산정

Mmax = P ℓ / 4 = (84.815 x 1.000) / 4 = 21.204 kN·m

Smax = Tmax = 84.815 = 42.408 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 21,204,000.0 / 919,000.0 = 23.1 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 42,408.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 13.6 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 1,000.0 / 255.0 = 3.922 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x 210.0 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	210.0 MPa	>	fb =	23.1 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	13.6 MPa	∴ O.K !

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트파일	휨응력		MPa	22.77	270.00	11.86	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
	압축응력		MPa	0.83	255.00	308.14	∴ O.K	
	전단응력		MPa	6.09	150.00	24.65	∴ O.K	
	조합응력			0.088	1.000	11.42	∴ O.K	
버팀보 (9t)	작용력		kN/ea	392.50				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
	조합응력			0.29	1.00	3.51	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	70.96	190.79	2.69	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	35.42	120.00	3.39	∴ O.K	
	G/A	휨응력	MPa	23.07	210.00	9.10	∴ O.K	2H - 250x255x14x14 (SS400)
		전단응력	MPa	13.65	120.00	8.79	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 : 1.58 > 1.2 ∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 : 4.00mm < 14.73mm ∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 : 1/1754 < 1/300 ∴ O.K

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT 0+811.66

UNIT    SI

SOIL   1   매립층
         18        9        0      26     12000       -1         0      0
       2   퇴적층(점토)
         17        8       20      15     14000       -1         0      0
       3   퇴적층(모래)
         18        9        0      28     20000       -1         0      0
       4   퇴적층(자갈)
         20       11        0      35     32000       -1         0      0
       5   풍화토
         20       11       21      29     31000       -1         0      0
       6   풍화암
         21       12       30      33     34000       -1         0      0
       7   연암
         23       14      400      36     50000        0         0      0
       8   경암
         25       17     1300      40     80000        0         0      0

PROFILE   1   11.999      1      1
          2   14.254      3      3
          3   21.761      4      4
          4   24.874      5      5
          5   25.558      6      6
          6   38.289      7      7
          7   56.500      8      8

VWALL   1   11.417    0.0191        0.000226      2.1E+08    1     1     1    0    0

STRUT   1   4.512  0.01124     10    3     150     0     0    0
        2   6.012  0.01124     10    3     150     0     0    0

anchor   1     0.742     0.0003948    30    10.0    2.0     120     0    0
         2     2.542     0.0003948    30    10.0    2.0     150     0    0

Division     0.1
Solution     0
Output       1
NoteMode     1
MINKS        0
ECHO
```

```
STEP  1  EXCAVATION TO 1.242
     GWL 8.625  8.625   10
     SURCHARGE 10
     RANKINE 1.0 0.0 30
     EXCAVATION 1.242

STEP  2  CONST anchor 1 AND EXCAVATION TO 3.042
     CONST anchor 1
     EXCAVATION 3.042

STEP  3  CONST anchor 2 AND EXCAVATION TO 5.012
     CONST anchor 2
     EXCAVATION 5.012

STEP  4  CONST STRUT 1 AND EXCAVATION TO 6.512
     CONST STRUT 1
     EXCAVATION 6.512

STEP  5  CONST STRUT 2 AND EXCAVATION TO 7.366
     CONST STRUT 2
     EXCAVATION 7.366
     GROUND SETTLEMENT
     DEPTH CHECK

STEP  6  PECK CHECK
      PECK 0.65  0   0

END
```

5.2 OUTPUT DATA

Input Data File = 0+811.66.dat Date : 2016-06-23

Project : 0+811.66 Time : 20:20:09

Step No. 99 << Pile, Strut, Anchor and Slab Force for each Step >>

>> Min and Max of Pile Force <<

Step No	Exca Depth	---- S H E A R(kN/m) ---- Max	Depth	Min	Depth	--- M O M E N T(kNm/m) --- Max	Depth	Min	Depth
1	1.20	3.28	3.60	-7.43	1.20	0.39	7.50	-8.41	2.30
2	3.00	31.38	0.70	-14.42	0.70	21.99	2.50	-5.12	0.70
3	5.00	40.91	2.50	-21.99	2.50	30.76	4.30	-7.91	2.50
-4	5.00	35.26	2.50	-27.53	4.50	12.98	3.70	-7.80	2.50
4	6.50	52.20	4.50	-30.55	2.50	30.33	6.00	-13.13	2.50
-5	6.50	34.27	2.50	-27.67	4.50	10.86	5.30	-9.10	2.50
5	7.40	49.89	6.00	-30.39	4.50	23.44	7.10	-10.27	2.50
6	7.40	59.33	6.00	-43.33	4.50	20.76	7.40	-20.63	6.00

Note : unit is per m

(파일 간격이 고려되지 않았으므로

파일 1개당 부재력은 이 값에 파일 간격을 곱해야 함)

>> Strut Force <<

Step No	Exca Depth	------- S T R U T N o. a n d D E P T H -------- 1 4.5	2 6.0
1	1.2	0.0	0.0
2	3.0	0.0	0.0
3	5.0	0.0	0.0
-4	5.0	0.0	0.0
4	6.5	252.1	0.0
-5	6.5	177.1	0.0
5	7.4	178.6	230.3
6	7.4	218.7	272.5

Note : unit of force = (kN/ea)

(스트럿 1개당의 축력임)

>> Anchor Force <<

------ A N C H O R N o. a n d D E P T H --------

Step No	Exca Depth	1 0.7	2 2.5
1	1.2	0.0	0.0
2	3.0	104.2	0.0
3	5.0	98.9	147.8
-4	5.0	99.2	143.4
4	6.5	98.3	142.8
-5	6.5	99.0	143.3
5	7.4	98.8	142.8
6	7.4	125.7	153.9

Note : unit of force = (kN/ea)

(Anchor inclination is included in the force calculation)

(앵커 1개당의 축력임.

앵커 경사를 고려하여 증가된 값임, 1/cosθ)

변 경

19. Ramp-C

(STA.0+ 816.660～STA.0+ 845.000)

목 차

1. 표준단면

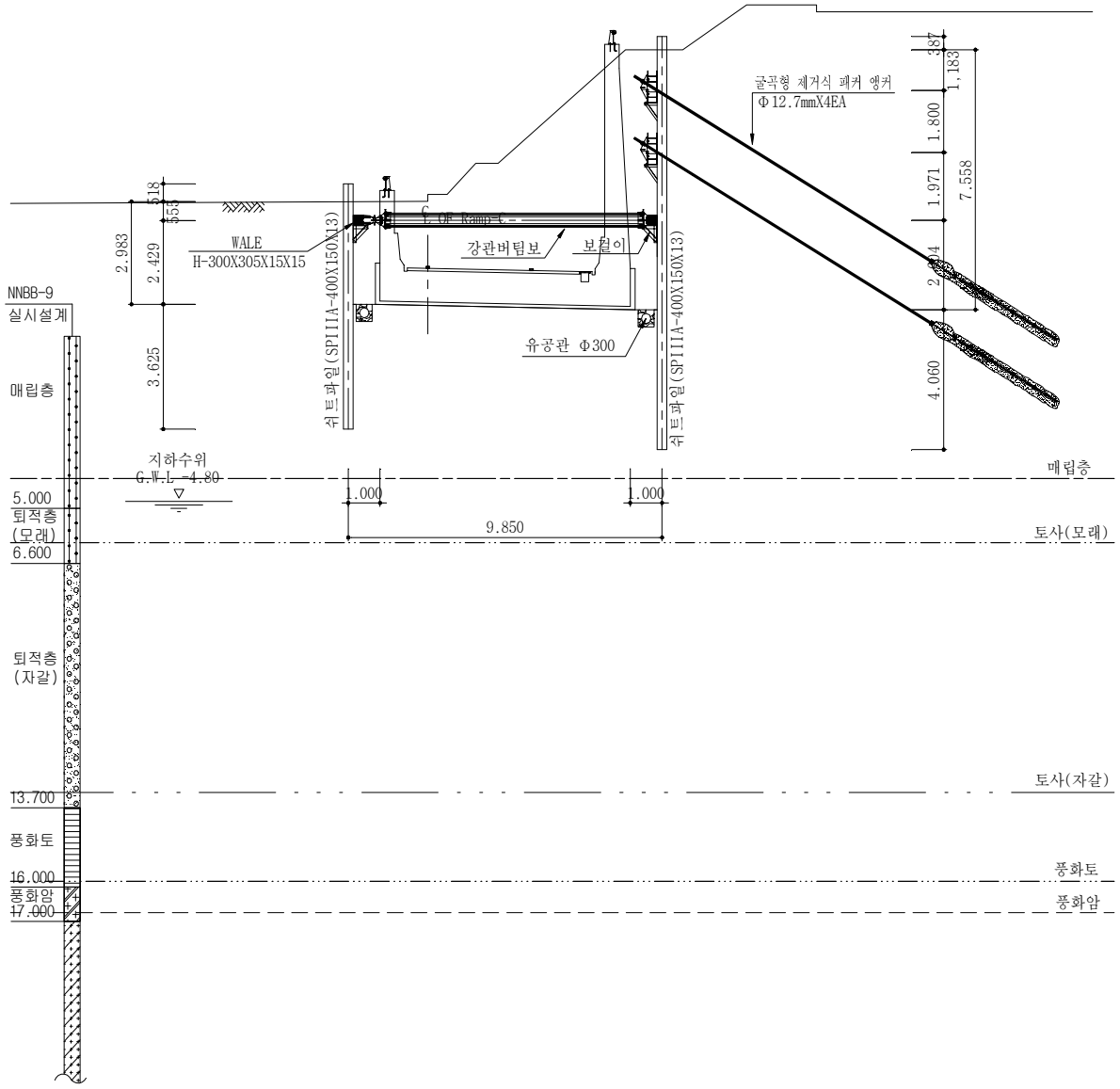
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEET PILE 설계
3.2 버팀보 설계
3.3 버팀보 띠장 설계
3.4 E/Anchor 설계
3.5 E/Anchor 띠장 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


굴곡형 제거식 패커 앵커
Φ12.7mmX4EA
387
1,183
1.800
1.971
7.558
2.604
4.060
WALE
H-300X305X15X15
강관버팀보
보링이
유공관 Φ300
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
518
553
2.983
2.429
3.625
NNBB-9
실시설계
매립층
지하수위
G.W.L -4.80
5.000
퇴적층
(모래)
6.600
퇴적층
(자갈)
13.700
풍화토
16.000
풍화암
17.000
1.000
1.000
9.850
매립층
토사(모래)
토사(자갈)
풍화토
풍화암

2. 설 계 기 준

2.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법

※ 지하수위 : G.L -9.20m

2.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 I = 15 / (40 + ℓ) ≤ 0.30

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

2.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.50

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		일반구조용 압연강재 SS400, SM400	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 20 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		20 < ℓ/r ≤ 93 일 경우 210-1.3(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 93 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.5 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.5 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 210-3.6(ℓ/b-4.5)	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
지 압 응 력		315	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류		용접구조용 압연강재 SM490	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 15 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		15 < ℓ/r ≤ 80 일 경우 285-1.95(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 80 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.0 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.0 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 285-5.7(ℓ/b-4.0)	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
지 압 응 력		420	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
휨응력	인 장	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

허용응력도 \ 목재의 종류		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18.0	
지압 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
	섬유에 직각	3.0	5.2	
전단 응력도	섬유에 평행	1.2	1.8	
	섬유에 직각	1.8	2.7	
축 방 향 압 축 응 력 도	섬유에 평행	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	ℓ : 고정점간 거리(mm) r : 최소단면2차 반지름(mm)
		$\ell/r > 100$ $33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	SS400 기준
	지 압	315	
고장력 볼 트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	SS400 기준

2.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(ɣ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	400
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	12000	14000	20000	32000	31000	34000	50000

3. 흙막이벽 설계

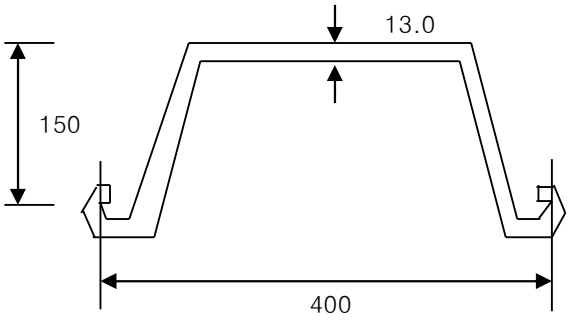
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13(SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	1	×	0			=	0	kN	
		1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		0.82	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	9.850	×	1	×	0	/	3	=	0	kN	
		1.167	×	9.850	×	1	×	0	/	3	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	11.618							=	6.97	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	11.97	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 65.36 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 97.64 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	11.971	x	1000	/	19100.0	=	0.627	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	65.360	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa	
												=	72.141	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	97.640	x	100	/	975.0	=	10.014	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (23.930)^2

= 3143.309 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	0.627	MPa	---> O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	72.141	MPa	---> O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	10.014	MPa	---> O.K

조합응력 ,

$$= \frac{f_c}{f_{cax}} + \frac{f_b}{f_{cao} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$$

$$= \frac{0.627}{255.0} + \frac{72.141}{270.000 \times (1 - (0.627 / 3143.309))}$$

= 0.270 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 1617.170 kN

Total Passive Moment

Mp = 2295.680 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 2295.680 ÷ 1617.170

= 1.420 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 6.700 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

7.558 × 0.2% = 15.116 mm

6.700 < 15.116 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 9.99 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 8.21 mm (전산 OUTPUT 참조)

(3) 거리별 침하량(Si) 계산(Si = Sw x {(D - X) / D}^{2})

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	8.21	5.25	2.95	1.31	0.00	8.41

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 5.25 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.00 mm

부등 침하량: 5.25 mm

변위(δ/L) = 5.25 / 8,000 = 1 / 1524 < 1 / 300 ∴ O.K !

위결과로볼때 굴착공사시 내부 터파기로 인한 주변피해는 근소할것으로 사료되나 실시공시 각별한 주위를 요함.

3.2 버팀보 설계

3.2.1 버팀보 (Φ406.4mm, t=9mm) : 1 단

1) 사용강재

▣ 사용 강재 : Φ406.4mm, t=9mm

1. Φ318.5mm, t=10mm 2. Φ355.6mm, t=10mm 3. Φ406.4mm, t=10mm
4. Φ406.4mm, t=12mm 5. Φ457.2mm, t=10mm 6. Φ500.0mm, t=10mm
7. Φ500.0mm, t=14mm 8. Φ508.0mm, t=10mm 9. Φ508.0mm, t=14mm
10. 기타(규격외 강관 입력란 참조)Φ406.4mm, t=9mm

▶ 규격외 강관 입력란 (선택사항)

규 격	D (mm)	406.4	t (mm)	9.0
단위중량 w (kgf/m)	88.2	단 면 적 A (cm^2)		112.362
단면2차모멘트	I (cm^4)	22193		
단면2차반경	R (cm)	14.1		
단면계수	Z (cm^3)	1092		

사용 강관 종류 ---------- 10

[Φ 406.4 mm, t = 9 mm]

(r_2 20.320 cm r_1 19.420 cm)

버팀보의 사용 갯수 ---------- 1 EA

버팀보의 수평방향 설치간격 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

버팀보 위에 작용하는 등분포하중 (w) ---------- 5.00 kN/m

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 411.60 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 4.925 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 4.925 m

강재의 허용응력 보정계수 ---------- 0.9

(강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)

2) 버팀보의 제원 (C.T.C = 3.0 M)

◈ 사용강관 제원 : Φ406.4mm, t=9mm (SS400)

E (Mpa)	A (cm^2)	Z (cm^3)	I (cm^4)	R (cm)
210,000	112.362	1,092	22,193	14.05

3) 버팀보에 작용하는 단면력 계산

(1) 설계축력 (N)

가. 최대작용축력 = 411.600 / 1 EA / cos (0.0 °) = 411.600 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 411.600 + 120.000 = 531.600 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 531.60 / 112.3622 × 1.0 = 4.731 kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) = $w \times L^2 / 8$ = 5.00 × 4.93^2 / 8 = 15.16 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 15.16 / 1092 × 100 = 1.388 kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) = w × L / 2 = 5.00 × 4.93 / 2 = 12.31 kN

(6) 전단응력 : τ (r_2 : 외측반지름 r_1 : 내측 반지름)

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.219 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 4.93 / 14.05 × 100 = 35.044 < 100 ∴ O.K

L / R = 4.93 / 14.05 × 100 = 35.044 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 171.40 Mpa

f_c = 47.310 Mpa f_{bc} = 13.880 Mpa f_{bt} = 13.88 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -61.190$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -33.430$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-61.190) - (-33.430)}{-61.190} = 0.454$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.454 / 10 = 1.045$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.045 \times 0.90) = 21.606$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$f_{ca} = f_{cag} \times f_{cal} / f_{cao}$

$= 171.400 \times 189.0 / 189.0 = 171.4$ Mpa

$\therefore f_c = 47.31$ Mpa $< f_{ca} = 171.40$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 13.88$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

$f_{ea} = 0.9 \times 1800000 / (L/R)^2$

$= 1319.13$ Mpa

$$F = \frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - f_c / f_{ea})}$$

$$= \frac{47.31}{171.40} + \frac{13.88}{189.00 \times (1 - 47.31 / 1319.13)}$$

$= 0.276 + 0.076 = 0.352 \le 1.0$ ∴ O.K

$$F = f_c + \frac{f_b}{(1 - f_c / f_{ea})}$$

$$= 47.31 + \frac{13.88}{(1 - 47.31 / 1319.13)}$$

$= 47.310 + 14.396 = 61.706 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

r/t = 20.320 / 0.90 = 22.578 (r/t ≤125) (r:강관의 반지름)

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 2.190 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{61.190}{171.400} + \left\{\frac{2.190}{106.692}\right\}^2$$

= 0.357 + 0.021^2 = 0.357 ≤ 1.0 ∴ O.K

압축응력 검토			휨압축응력 검토			전단응력 검토		
fc	f_{ca}	비 고	f_b	f_{ba}	비 고	τ	τ_a	비 고
47.31	171.40	O.K	13.88	189.000	O.K	2.190	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.352	O.K	61.706	189.00	O.K	0.357	O.K

3.3 버팀보 띠장 설계

3.3.1 버팀보 띠장 (1) 단 (H - 300 x 305)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		H - 300 x 305 x 15 x 15				
▣ 단면 제원 :						
A =	13,480	mm^2		rx =	126	mm
w =	1	kN/m		ry =	73	mm
Ix =	215,000,000	mm^4		Zx =	1,440,000	mm^3
Iy =	71,000,000	mm^4		Zy =	466,000	mm^3

- 버팀보 C.T.C = 3.000 m

2) 단면력 산정 : 토압에 의한 띠장 위치의 반력을 등분포 하중으로 하고 버팀보 수평 거리를 지간으로 하는 단순보, 3-경간 연속보의 2가지 경우의 최대값 적용

- 등분포하중(W) = 411.600 / 3.000 = 137.200 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

M_1 = 1/8 WL^2 1/8 x 137.200 x 3.000 x 3.000 = 154.350 kN · m

- 연속보로 적용시

M_2 = 1/10 WL^2 1/10 x 137.200 x 3.000 x 3.000 = 123.480 kN · m

∴ Mmax max (123.480 , 154.350) = 154.350 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 137.200 x 3.000 = 240.100 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 137.200 x 3.000 = 246.960 kN

∴ Smax max (240.100 , 246.960) = 246.960 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 154,350,000 / 1,440,000 = 107.188 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 246,960 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 60.978 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 3,000 / 305 = 9.836 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.790 MPa	>	fb =	107.188 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	60.978 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 246960 / 120 = 2058.000 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 mm^2

사용 PL = 2PL - 145 x 270 x 14

사용 PL 단면적 (Aw') = 145 x 270 x 14 x 2ea / 2500 = 438.5 mm^2

소요 STIFFENER 수량 (n) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 240100 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 53.492 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 53.492 MPa ∴ O.K !

3.4 E/Anchor 설계

3.4.1 굴곡형 제거식 패커 앵커

1. **지 반 조 건**

TYPE	앵커 C.T.C (m)	설계하중 (kN)	정착지반	단위중량 (kN/㎥)	내부마찰각 (°)	지반과그라우트의 마찰저항값 (kN/㎡)
1단	2.00	200.0	매립층	18.00	26	200
2단	2.00	153.7	매립층	18.00	26	200

■ 내부마찰각 적용 : 35 ° 적용

■ 단위중량 적용 : 20 kN/㎥적용

■ 주변마찰 저항값 적용 : 450 kN/㎡적용

■ 기본 및 실시설계시 대표 N값과 시공중 Ramp C와 Ramp D구간에서
시추조사를 통한 N값 분석으로 대표 N값을 재산정하여 마찰저항값 사용

-앵커의 주변마찰저항 (굴착 및 흙막이 공법 / 한국지반공학회 P252)

지반의 종류			주변마찰저항 (kN/㎡)
사력	N치	10	100~200
		20	**170~250**
		30	250~350
		40	350~450
		50	450~700
모래	N치	10	100~140
		20	180~220
		30	230~270
		40	290~350
		50	300~400
점성토			100c (c: Cohesion)

-Working Bond Vallue Between Grout & Strand(Ground Anchors And Anchored Structures, P133)

Strand Type	Working Bond (kN/㎡)
clean plain wire or plain bar tendon	1000
clean crimped wire tendon	1500
clean strand or deformed dar	**2000**

2. 설 계 조 건

1) 천 공 직 경 (ø) : 127 mm

2) PC STRAND 제원

- 규 격 : 12.7 mm (KSD 7002 SWPC 7B LOW RELAXATION)
- 극 한 하 중 (Pu) : 183 kN
- 항 복 하 중 (Py) : 156 kN
- 단 면 적 : 98.71 ㎟
- 탄 성 계 수 : 2.0×10^5 MPa
- RELAXATION : 5% (max)

3) PC STRAND 허용 인장 응력도

- Pa = 0.65 × Pu = 0.65 × 183 = **118.95** kN/ea
- Pa = 0.80 × Py = 0.80 × 156 = **124.80** kN/ea

적용 **118.95** kN/ea

3. 인장재 계산

(1) 1단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 200.0 / 118.95 = **1.68** 가닥

적용 **4** 가닥

(2) 2단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 153.7 / 118.95 = **1.29** 가닥

적용 **4** 가닥

4. 정착장 계산

(1) 1단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{200.0 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 200} = 3.76 \text{ m}$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 200 ÷ 2 = 100 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)
n : 내하체 의 개수
τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{100}{\pi \times 0.09 \times 2000} = 17.7 \text{ cm} \leq 30.00 \text{ cm}$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

(2) 2단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{153.7 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 200} = 2.89 \text{ m}$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 153.7 ÷ 2 = 76.85 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{76.85}{\pi \times 0.09 \times 2000}$$

= 13.6 cm ≤ 30.00 cm

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

5. 자유장 계산

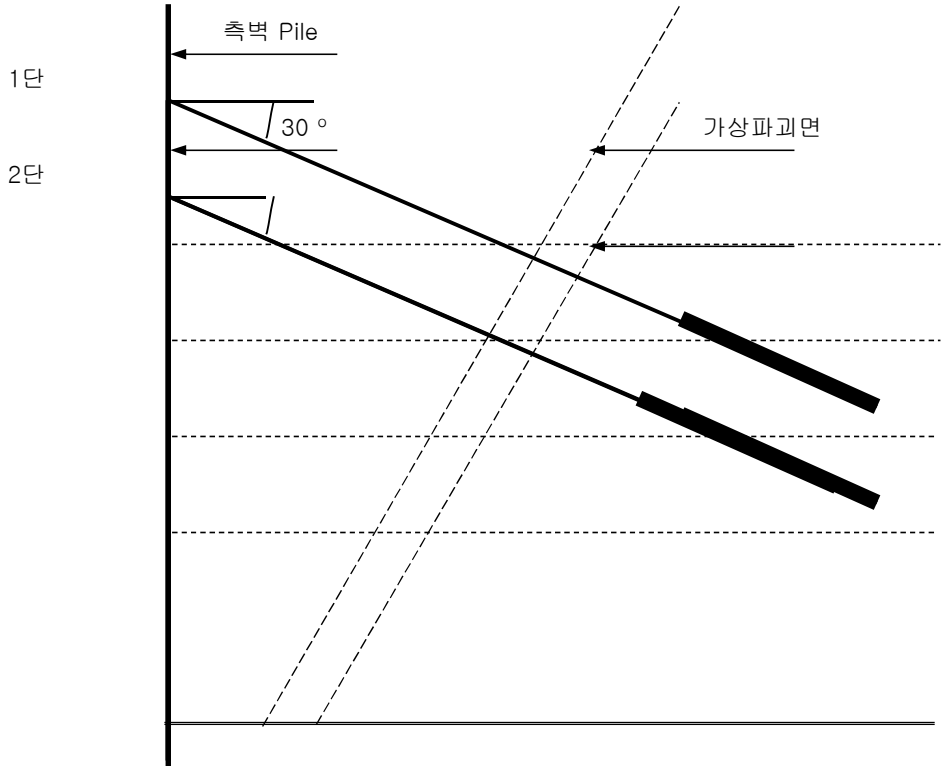
토층의 파괴면을 그 층의 내부마찰각에 따라 45 + ø/2 로 가정한 다음 ANCHOR의 자유장이 파괴면 밖에 위치하는지를 검토한다.

자유장은 굴착깊이를 H 라 할때 가상파괴면에서 0.15 x H 또는 최소 1.5 M 연장한다.

∴ 설계자유장 > ANCHOR지점에서 파괴면까지의 거리+0.15H (또는 1.5m)

로 하며 이 때 최소 설계자유장은 4.5M로 한다.

(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)



- Anchor의 자유장은 최소4.5M이상으로 한다. (그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

구분	형식	설계하중	적용 자유장
1단	굴곡형제거식패커앵커	200.00 KN	10.0 m
2단	굴곡형제거식패커앵커	153.70 KN	10.0 m

6. 초기 인장력 산정

(1) 1단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ mm)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ mm

A : 98.71 mm²

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = 47{,}381 \text{ N} = 47.38 \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (200.0 + 47.38) \times 5\% = \mathbf{12.4\ kN}$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 200.0 + 47.38 + 12.4 = \mathbf{259.8\ kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = 475.80$ kN

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 259.8 kN < 475.80 kN ∴ O.K

(2) 2단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = \mathbf{47,381}\ N = \mathbf{47.38}\ kN$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (153.7 + 47.38) \times 5\% = \mathbf{10.1}\ \mathbf{kN}$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 153.7 + 47.38 + 10.1 = \mathbf{211.2}\ \mathbf{kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = \mathbf{475.80}\ kN$

P_j < T_{at} 이어야 하므로, 211.2 kN < 475.80 kN ∴ O.K

7. RESULT

위치	앵커 C.T.C (m)	설계 하중 (kN)	자유장 (M)	정착장 (M)	여유장 (M)	총길이 (M)	Jacking Force (kN)
1단	2.00	200	10.0	4.5	1.5	16.0	259.78
2단	2.00	153.7	10.0	4.5	1.5	16.0	211.18

3.5 GROUND ANCHOR부 띠장 설계 (2H - 250 x 255)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 250 x 255 x 14 x 14 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	10470.0	mm^2	rx =	105.00	mm
w =	0.822	kN/m	ry =	60.90	mm
Ix =	115000000.0	mm^4	Zx =	919000.0	mm^3
Iy =	38800000.0	mm^4	Zy =	304000.0	mm^3

- Jacking Force = 200.000 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 1.000 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 200.000 kN
- EARTH ANCHOR 경사각 (α) = 30 deg
- 상부거리(Xu) = 0.200 m
- 하부거리(Xd) = 0.350 m
- 작용하중(T1) = Tmax x Xu x COS(α) / L = 200.000 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 62.984 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 200.000 x COS(30) - 62.984
  = 110.221 kN

∴설계하중 (w) = MAX(62.984, 110.221) = 110.221 kN

2) 단면력 산정

Mmax = P ℓ / 4 = (110.221 x 1.000) / 4 = 27.555 kN·m

Smax = Tmax = 110.221 = 55.111 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 27,555,000.0 / 919,000.0 = 30.0 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 55,111.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 17.7 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 1,000.0 / 255.0 = 3.922 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x 210.0 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	210.0 MPa	>	fb =	30.0 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	17.7 MPa	∴ O.K !

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트파일	휨응력		MPa	72.14	270.00	3.74	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
	압축응력		MPa	0.63	255.00	406.87	∴ O.K	
	전단응력		MPa	10.01	150.00	14.98	∴ O.K	
	조합응력			0.270	1.000	3.71	∴ O.K	
버팀보 (9t)	작용력		kN/ea	531.60				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
	조합응력			0.36	1.00	2.80	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	107.19	190.79	1.78	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	53.49	120.00	2.24	∴ O.K	
	G/A	휨응력	MPa	29.98	210.00	7.00	∴ O.K	2H - 250x255x14x14 (SS400)
		전단응력	MPa	17.73	120.00	6.77	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	1.42	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	6.70㎜	<	15.12㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/1524	<	1/300	∴ O.K

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT 0+816.66

UNIT    SI

SOIL   1   매립층
         18        9        0      26     12000       -1         0      0
       2   퇴적층(점토)
         17        8       20      15     14000       -1         0      0
       3   퇴적층(모래)
         18        9        0      28     20000       -1         0      0
       4   퇴적층(자갈)
         20       11        0      35     32000       -1         0      0
       5   풍화토
         20       11       21      29     31000       -1         0      0
       6   풍화암
         21       12       30      33     34000       -1         0      0
       7   연암
         23       14      400      36     50000        0         0      0
       8   경암
         25       17     1300      40     80000        0         0      0

PROFILE   1   13.165      1      1
          2   14.765      3      3
          3   21.865      4      4
          4   24.165      5      5
          5   25.165      6      6
          6   38.289      7      7
          7   56.600      8      8

VWALL   1   11.618    0.0191        0.000226      2.1E+08    1     1     1    0    0

STRUT   1   4.512  0.01124     4.925    3     150     0     0    0

anchor   1     1.183     0.0003948    30    10.0    2.0     120     0    0
         2     2.983     0.0003948    30    10.0    2.0     150     0    0

Division    0.1
```

```
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  EXCAVATION TO 1.683
     GWL 9.20  9.20   10
     SURCHARGE 10
     RANKINE 1.0 0.0 30
     EXCAVATION 1.683

STEP  2  CONST anchor 1 AND EXCAVATION TO 3.483
     CONST anchor 1
     EXCAVATION 3.483

STEP  3  CONST anchor 2 AND EXCAVATION TO 5.454
     CONST anchor 2
     EXCAVATION 5.454

STEP  4  CONST STRUT 1 AND EXCAVATION TO 7.558
     CONST STRUT 1
     EXCAVATION 7.558
     GROUND SETTLEMENT
     DEPTH CHECK

STEP    5  PECK CHECK
       PECK 0.65  0   0

END
```

5.2 OUTPUT DATA

Input Data File = 0+816.66.dat Date : 2016-06-24

Project : 0+816.66 Time : 10:52:44

Step No. 99 << Pile, Strut, Anchor and Slab Force for each Step >>

>> Min and Max of Pile Force <<

Step No	Exca Depth	---- S H E A R(kN/m) ---- Max	Depth	Min	Depth	--- M O M E N T(kNm/m) --- Max	Depth	Min	Depth
1	1.70	6.97	4.20	-13.02	1.80	0.80	8.00	-17.89	2.90
2	3.50	28.25	1.20	-15.23	1.20	18.24	3.00	-8.87	1.20
3	5.50	46.86	3.00	-23.63	1.20	32.80	4.80	-13.90	1.20
-4	5.50	34.34	4.50	-27.29	3.00	15.13	5.40	-15.50	3.00
4	7.60	89.77	4.50	-42.82	3.00	65.03	6.90	-49.89	4.50
5	7.60	97.64	4.50	-47.59	3.00	50.66	6.80	-65.36	4.50

Note : unit is per m

(파일 간격이 고려되지 않았으므로

파일 1개당 부재력은 이 값에 파일 간격을 곱해야 함)

>> Strut Force <<

Step No	Exca Depth	------- S T R U T No. and D E P T H -------- 1 4.5
1	1.7	0.0
2	3.5	0.0
3	5.5	0.0
-4	5.5	0.0
4	7.6	373.6
5	7.6	411.6

Note : unit of force = (kN/ea)

(스트럿 1개당의 축력임)

>> Anchor Force <<

Step No	Exca Depth	------ A N C H O R No. and D E P T H -------- 1	2
		1.2	3.0

1	1.7	0.0	0.0
2	3.5	101.5	0.0
3	5.5	97.4	149.4
-4	5.5	96.6	142.7
4	7.6	93.8	139.2
5	7.6	141.1	153.7

Note : unit of force = (kN/ea)

(Anchor inclination is included in the force calculation)

(앵커 1개당의 축력임.

앵커 경사를 고려하여 증가된 값임, 1/cosθ)

변 경

20. Ramp-C

(STA.0+ 845.000～STA.0+ 850.000)

목 차

1. 표준단면

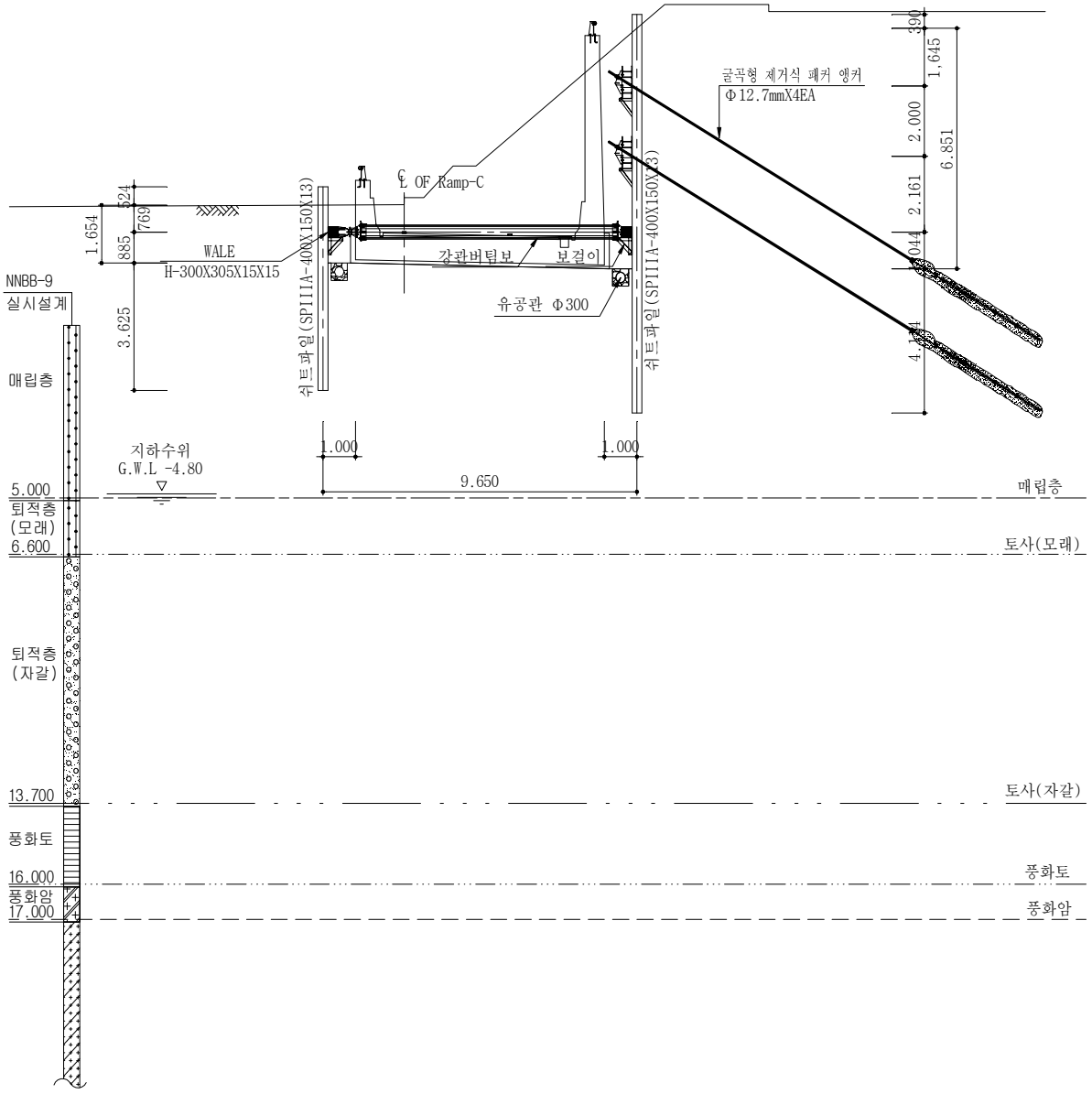
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEET PILE 설계
3.2 버팀보 설계
3.3 버팀보 띠장 설계
3.4 E/Anchor 설계
3.5 E/Anchor 띠장 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


굴곡형 제거식 패커 앵커
Φ12.7mmX4EA
℄ OF Ramp-C
WALE
H-300X305X15X15
강관버팀보
보걸이
유공관 Φ300
쉬트파일(SP111A-400X150X13)
쉬트파일(SP111A-400X150X13)
NNBB-9
실시설계
매립층
지하수위
G.W.L -4.80
퇴적층
(모래)
퇴적층
(자갈)
풍화토
풍화암
토사(모래)
토사(자갈)
풍화토
풍화암
5.000
6.600
13.700
16.000
17.000
1.654
524
769
885
3.625
1.000
1.000
9.650
390
1,645
2.000
6.851
2.161
044
4.1

2. 설 계 기 준

2.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법

※ 지하수위 : G.L -9.83m

2.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 I = 15 / (40 + ℓ) ≤ 0.30

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

2.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.50

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		일반구조용 압연강재 SS400, SM400	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
지 압 응 력		315	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류		용접구조용 압연강재 SM490	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
지 압 응 력		420	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
휨응력	인 장	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

허용응력도 \ 목재의 종류		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18.0	
지압 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
	섬유에 직각	3.0	5.2	
전단 응력도	섬유에 평행	1.2	1.8	
	섬유에 직각	1.8	2.7	
축 방 향 압 축 응 력 도	섬유에 평행	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	ℓ : 고정점간 거리(mm) r : 최소단면2차 반지름(mm)
		$\ell/r > 100$ $33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	SS400 기준
	지 압	315	
고장력 볼 트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	SS400 기준

2.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(γ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	400
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	12000	14000	20000	32000	31000	34000	50000

3. 흙막이벽 설계

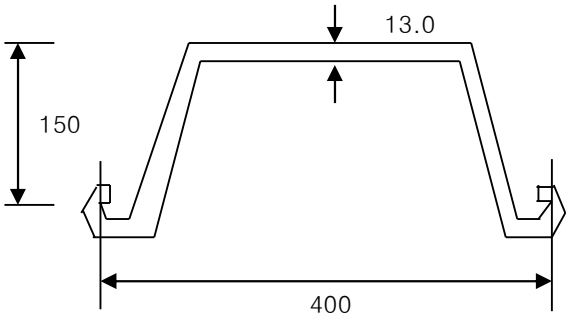
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13 (SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	1	×	0			=	0	kN	
		1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		0.82	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	9.650	×	1	×	0	/	3	=	0	kN	
		1.167	×	9.650	×	1	×	0	/	3	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	10.965							=	6.58	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	11.58	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 47.57 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 59.60 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	11.579	x	1000	/	19100.0	=	0.606	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	47.570	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa	
												=	52.506	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	59.600	x	100	/	975.0	=	6.113	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (19.860)^2

= 4563.668 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	0.606	MPa	---> O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	52.506	MPa	---> O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	6.113	MPa	---> O.K

조합응력 ,

$$= \frac{f_c}{f_{cax}} + \frac{f_b}{f_{cao} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$$

$$= \frac{0.606}{255.0} + \frac{52.506}{270.000 \times (1 - (0.606 / 4563.668))}$$

= 0.197 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 89.439 kN

Total Passive Moment

Mp = 171.757 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 171.757 ÷ 89.439

= 1.920 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 11.800 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

6.851 × 0.2% = 13.702 mm

11.800 < 13.702 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 9.55 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 5.53 mm (전산 OUTPUT 참조)

(3) 거리별 침하량(Si) 계산(Si = Sw x {(D - X) / D}^{2})

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	5.53	3.46	1.87	0.76	0.01	6.75

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 3.46 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.01 mm

부등 침하량: 3.45 mm

변위(δ/L) = 3.45 / 8,000 = 1 / 2319 < 1 / 300 ∴ O.K !

위결과로볼때 굴착공사시 내부 터파기로 인한 주변피해는 근소할것으로 사료되나 실시공시 각별한 주위를 요함.

3.2 버팀보 설계

3.2.1 버팀보 (Φ406.4mm, t=9mm) : 1 단

1) 사용강재

▣ 사용 강재 : Φ406.4mm, t=9mm

1. Φ318.5mm, t=10mm 2. Φ355.6mm, t=10mm 3. Φ406.4mm, t=10mm
4. Φ406.4mm, t=12mm 5. Φ457.2mm, t=10mm 6. Φ500.0mm, t=10mm
7. Φ500.0mm, t=14mm 8. Φ508.0mm, t=10mm 9. Φ508.0mm, t=14mm
10. 기타(규격외 강관 입력란 참조)Φ406.4mm, t=9mm

▶ 규격외 강관 입력란 (선택사항)

규 격	D (mm)	406.4	t (mm)	9.0
단위중량 w (kgf/m)	88.2	단 면 적 A (cm^2)		112.362
단면2차모멘트	I (cm^4)	22193		
단면2차반경	R (cm)	14.1		
단면계수	Z (cm^3)	1092		

사용 강관 종류 ---------- 10

[Φ 406.4 mm, t = 9 mm]

(r_2 20.320 cm r_1 19.420 cm)

버팀보의 사용 갯수 ---------- 1 EA

버팀보의 수평방향 설치간격 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

버팀보 위에 작용하는 등분포하중 (w) ---------- 5.00 kN/m

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 305.00 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 4.825 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 4.825 m

강재의 허용응력 보정계수 ---------- 0.9

(강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)

2) 버팀보의 제원 (C.T.C = 3.0 M)

◈ 사용강관 제원 : Φ406.4mm, t=9mm (SS400)

E (Mpa)	A (cm^2)	Z (cm^3)	I (cm^4)	R (cm)
210,000	112.362	1,092	22,193	14.05

3) 버팀보에 작용하는 단면력 계산

(1) 설계축력 (N)

가. 최대작용축력 = 305.000 / 1 EA / cos (0.0 °) = 305.000 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 305.000 + 120.000 = 425.000 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

$f_c = N / A = 425.00 / 112.3622 \times 1.0 = 3.782$ kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) $= w \times L^2 / 8 = 5.00 \times 4.83^2 / 8 = 14.55$ kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

$f_b = M / Z = 14.55 / 1092 \times 100 = 1.332$ kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) = w × L / 2 = 5.00 × 4.83 / 2 = 12.06 kN

(6) 전단응력 : τ (r_2 : 외측반지름 r_1 : 내측 반지름)

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.215 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 4.83 / 14.05 × 100 = 34.332 < 100 ∴ O.K

L / R = 4.83 / 14.05 × 100 = 34.332 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 172.23 Mpa

f_c = 37.820 Mpa f_{bc} = 13.320 Mpa f_{bt} = 13.32 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -51.140$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -24.500$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-51.140) - (-24.500)}{-51.140} = 0.521$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.521 / 10 = 1.052$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.052 \times 0.90) = 21.462$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$f_{ca} = f_{cag} \times f_{cal} / f_{cao}$

$= 172.230 \times 189.0 / 189.0 = 172.23$ Mpa

$\therefore f_c = 37.82$ Mpa $< f_{ca} = 172.23$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 13.32$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

$f_{ea} = 0.9 \times 1800000 / (L/R)^2$

$= 1374.41$ Mpa

$$F = \frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - f_c / f_{ea})}$$

$$= \frac{37.82}{172.23} + \frac{13.32}{189.00 \times (1 - 37.82 / 1374.41)}$$

$= 0.220 + 0.072 = 0.292 \le 1.0$ ∴ O.K

$$F = f_c + \frac{f_b}{(1 - f_c / f_{ea})}$$

$$= 37.82 + \frac{13.32}{(1 - 37.82 / 1374.41)}$$

$= 37.820 + 13.697 = 51.517 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

r/t = 20.320 / 0.90 = 22.578 (r/t ≤125) (r:강관의 반지름)

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 2.150 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{51.140}{172.230} + \left\{\frac{2.150}{106.692}\right\}^2$$

= 0.297 + 0.020^2 = 0.297 ≤ 1.0 ∴ O.K

압축응력 검토			휨압축응력 검토			전단응력 검토		
fc	f_{ca}	비 고	f_b	f_{ba}	비 고	τ	τ_a	비 고
37.82	172.23	O.K	13.32	189.000	O.K	2.150	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.292	O.K	51.517	189.00	O.K	0.297	O.K

3.3 버팀보 띠장 설계

3.3.1 버팀보 띠장 (1) 단 (H - 300 x 305)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		H - 300 x	305 x	15 x	15		
▣ 단면 제원 :							
A =	13,480	mm^2		rx =	126	mm	
w =	1	kN/m		ry =	73	mm	
Ix =	215,000,000	mm^4		Zx =	1,440,000	mm^3	
Iy =	71,000,000	mm^4		Zy =	466,000	mm^3	

- 버팀보 C.T.C = 3.000 m

2) 단면력 산정 : 토압에 의한 띠장 위치의 반력을 등분포 하중으로 하고 버팀보 수평 거리를 지간으로 하는 단순보, 3-경간 연속보의 2가지 경우의 최대값 적용

- 등분포하중(W) = 305.000 / 3.000 = 101.667 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 101.667 x 3.000 x 3.000 = 114.375 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 101.667 x 3.000 x 3.000 = 91.500 kN·m

∴ Mmax max (91.500 , 114.375) = 114.375 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 101.667 x 3.000 = 177.917 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 101.667 x 3.000 = 183.001 kN

∴ Smax max (177.917 , 183.001) = 183.001 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 114,375,375 / 1,440,000 = 79.427 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 183,001 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 45.185 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 305 = 9.836 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.790 MPa	>	fb =	79.427 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	45.185 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 183000.6 / 120 = 1525.005 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 mm^2

사용 PL = 2PL - 145 x 270 x 14

사용 PL 단면적 (Aw') = 145 x 270 x 14 x 2ea / 2500 = 438.5 mm^2

소요 STIFFENER 수량 (n) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 177917.25 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 39.639 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 39.639 MPa ∴ O.K !

3.4 E/Anchor 설계

3.4.1 굴곡형 제거식 패커 앵커

1. **지 반 조 건**

TYPE	앵커 C.T.C (m)	설계하중 (kN)	정착지반	단위중량 (kN/㎥)	내부마찰각 (°)	지반과그라우트의 마찰저항값 (kN/㎡)
1단	2.00	200.0	매립층	18.00	26	200
2단	2.00	167.6	매립층	18.00	26	200

■ 내부마찰각 적용 : 35 ° 적용

■ 단위중량 적용 : 20 kN/㎥적용

■ 주변마찰 저항값 적용 : 450 kN/㎡적용

■ 기본 및 실시설계시 대표 N값과 시공중 Ramp C와 Ramp D구간에서
시추조사를 통한 N값 분석으로 대표 N값을 재산정하여 마찰저항값 사용

-앵커의 주변마찰저항 (굴착 및 흙막이 공법 / 한국지반공학회 P252)

지반의 종류			주변마찰저항 (kN/㎡)
사력	N치	10	100~200
		20	**170~250**
		30	250~350
		40	350~450
		50	450~700
모래	N치	10	100~140
		20	180~220
		30	230~270
		40	290~350
		50	300~400
점성토			100c (c: Cohesion)

-Working Bond Vallue Between Grout & Strand(Ground Anchors And Anchored Structures, P133)

Strand Type	Working Bond (kN/㎡)
clean plain wire or plain bar tendon	1000
clean crimped wire tendon	1500
clean strand or deformed dar	**2000**

2. 설 계 조 건

1) 천 공 직 경 (ø) : 127 mm

2) PC STRAND 제원

- 규 격 : 12.7 mm (KSD 7002 SWPC 7B LOW RELAXATION)
- 극 한 하 중 (Pu) : 183 kN
- 항 복 하 중 (Py) : 156 kN
- 단 면 적 : 98.71 ㎟
- 탄 성 계 수 : 2.0×10^5 MPa
- RELAXATION : 5% (max)

3) PC STRAND 허용 인장 응력도

- Pa = 0.65 × Pu = 0.65 × 183 = 118.95 kN/ea
- Pa = 0.80 × Py = 0.80 × 156 = 124.80 kN/ea

적용 118.95 kN/ea

3. 인장재 계산

(1) 1단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 200.0 / 118.95 = 1.68 가닥

적용 4 가닥

(2) 2단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 167.6 / 118.95 = 1.41 가닥

적용 4 가닥

4. 정착장 계산

(1) 1단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{200.0 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 200} = \mathbf{3.76}\ m$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 200 ÷ 2 = 100 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)
n : 내하체 의 개수
τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{100}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{17.7}\ cm \leq \mathbf{30.00}\ cm$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

(2) 2단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{167.6 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 200} = \mathbf{3.15}\ m$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 167.6 ÷ 2 = 83.8 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{83.8}{\pi \times 0.09 \times 2000} = 14.8 \text{ cm} \leq 30.00 \text{ cm}$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

5. 자유장 계산

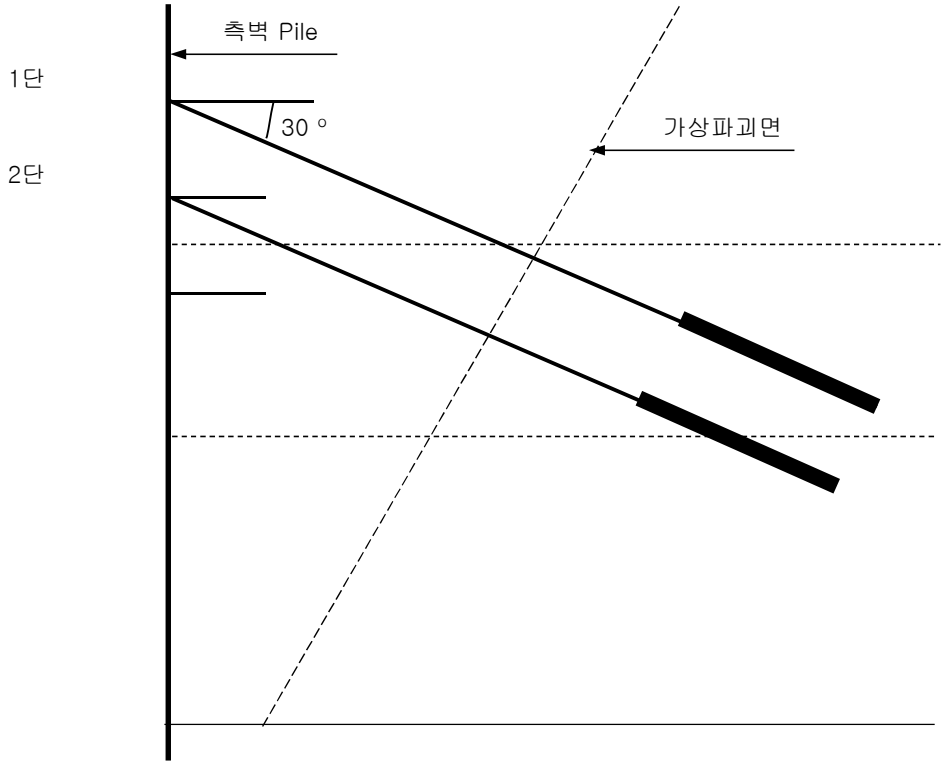
토층의 파괴면을 그 층의 내부마찰각에 따라 45 + ø/2 로 가정한 다음 ANCHOR의 자유장이 파괴면 밖에 위치하는지를 검토한다.

자유장은 굴착깊이를 H 라 할때 가상파괴면에서 0.15 x H 또는 최소 1.5 M 연장한다.

∴ 설계자유장 > ANCHOR지점에서 파괴면까지의 거리+0.15H (또는 1.5m)

로 하며 이 때 최소 설계자유장은 4.5M로 한다.

(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)



- Anchor의 자유장은 최소4.5M이상으로 한다. (그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

구분	형식	설계하중	적용 자유장
1단	굴곡형제거식패커앵커	200.00 KN	10.0 m
2단	굴곡형제거식패커앵커	167.60 KN	10.0 m

6. 초기 인장력 산정

(1) 1단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ mm)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ mm

A : 98.71 mm²

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = \mathbf{47,381}\ N = \mathbf{47.38}\ kN$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (200.0 + 47.38) \times 5\% = \mathbf{12.4\ kN}$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∴2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 200.0 + 47.38 + 12.4 = \mathbf{259.8\ kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = 475.80$ kN

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 259.8 kN < 475.80 kN ∴ O.K

(2) 2단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = \mathbf{47,381}\ N = \mathbf{47.38}\ kN$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (167.6 + 47.38) \times 5\% = \mathbf{10.7}\ \mathbf{kN}$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 167.6 + 47.38 + 10.7 = \mathbf{225.7}\ \mathbf{kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = \mathbf{475.80}\ kN$

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 225.7 kN < 475.80 kN ∴ O.K

7. **RESULT**

위치	앵커 C.T.C (m)	설계 하중 (kN)	자유장 (M)	정착장 (M)	여유장 (M)	총길이 (M)	Jacking Force (kN)
1단	2.00	200	10.0	4.5	1.5	16.0	259.78
2단	2.00	167.6	10.0	4.5	1.5	16.0	225.68

* 설계도면에 표기된 정착장은 상기 계산된 정착장에 지반조건의 변화에 따른 설계상 안전율이 포함된 길이임.

* 구조검토시 적용된 지반조건은 설계시 제한된 지반조사 결과와 경험값에 의해 검토된 사항으로, 앵커시공시 시험시공을 통해 안정성 확보 여부를 검토하고, 안정성 미확보시 감독원의 승인을 득하여 안정성이 확보되도록 변경해야 함.

3.5 GROUND ANCHOR부 띠장 설계 (2H - 250 x 255)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 250 x 255 x 14 x 14 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	10470.0	mm^2	rx =	105.00	mm
w =	0.822	kN/m	ry =	60.90	mm
Ix =	115000000.0	mm^4	Zx =	919000.0	mm^3
Iy =	38800000.0	mm^4	Zy =	304000.0	mm^3

- Jacking Force = 200.000 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 1.000 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 200.000 kN
- EARTH ANCHOR 경사각 (α) = 30 deg
- 상부거리(Xu) = 0.200 m
- 하부거리(Xd) = 0.350 m
- 작용하중(T1) = Tmax x Xu x COS(α) / L = 200.000 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 62.984 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 200.000 x COS(30) - 62.984
  = 110.221 kN

∴설계하중 (w) = MAX(62.984, 110.221) = 110.221 kN

2) 단면력 산정

Mmax = P ℓ / 4 = (110.221 x 1.000) / 4 = 27.555 kN·m

Smax = Tmax = 110.221 = 55.111 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 27,555,000.0 / 919,000.0 = 30.0 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 55,111.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 17.7 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 1,000.0 / 255.0 = 3.922 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x 210.0 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	210.0 MPa	>	fb =	30.0 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	17.7 MPa	∴ O.K !

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트 파일		휨응력	MPa	52.51	270.00	5.14	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
		압축응력	MPa	0.61	255.00	420.63	∴ O.K	
		전단응력	MPa	6.11	150.00	24.54	∴ O.K	
		조합응력		0.197	1.000	5.08	∴ O.K	
버팀보 (9t)		작용력	kN/ea	425.00				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
		조합응력		0.30	1.00	3.37	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	79.43	190.79	2.40	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	39.64	120.00	3.03	∴ O.K	
	G/A	휨응력	MPa	29.98	210.00	7.00	∴ O.K	2H - 250x255x14x14 (SS400)
		전단응력	MPa	17.73	120.00	6.77	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	1.92	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	11.80㎜	<	13.70㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/2319	<	1/300	∴ O.K

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT 0+845

UNIT    SI

SOIL   1   매립층
         18        9        0      26     12000       -1         0      0
       2   퇴적층(점토)
         17        8       20      15     14000       -1         0      0
       3   퇴적층(모래)
         18        9        0      28     20000       -1         0      0
       4   퇴적층(자갈)
         20       11        0      35     32000       -1         0      0
       5   풍화토
         20       11       21      29     31000       -1         0      0
       6   풍화암
         21       12       30      33     34000       -1         0      0
       7   연암
         23       14      400      36     50000        0         0      0
       8   경암
         25       17     1300      40     80000        0         0      0

PROFILE   1   13.629      1      1
          2   15.229      3      3
          3   22.329      4      4
          4   24.629      5      5
          5   25.629      6      6
          6   38.529      7      7
          7   56.500      8      8

VWALL   1   10.965    0.0191        0.000226      2.1E+08    1     1     1    0    0

STRUT   1   5.806  0.01124     4.825    3     150     0     0    0

anchor   1     1.645     0.0003948    30    10.0    2.0     150     0    0
         2     3.645     0.0003948    30    10.0    2.0     150     0    0

Division    0.1
```

```
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  EXCAVATION TO 2.145
     GWL 9.826  9.826   10
     SURCHARGE 10
     RANKINE 1.0 0.0 30
     EXCAVATION 2.145

STEP  2  CONST anchor 1 AND EXCAVATION TO 4.145
     CONST anchor 1
     EXCAVATION 4.145

STEP  3  CONST anchor 2 AND EXCAVATION TO 6.306
     CONST anchor 2
     EXCAVATION 6.306

STEP  4  CONST STRUT 1 AND EXCAVATION TO 6.851
     CONST STRUT 1
     EXCAVATION 6.851
     GROUND SETTLEMENT
     DEPTH CHECK

STEP    5  PECK CHECK
       PECK 0.65  0   0

END
```

5.2 OUTPUT DATA

Input Data File = 0+845.dat Date : 2016-06-24

Project : 0+845 Time : 09:16:41

Step No. 99 << Pile, Strut, Anchor and Slab Force for each Step >>

>> Min and Max of Pile Force <<

Step No	Exca Depth	---- S H E A R(kN/m) ---- Max	Depth	Min	Depth	--- M O M E N T(kNm/m) --- Max	Depth	Min	Depth
1	2.10	11.28	4.60	-18.47	2.20	1.12	8.40	-29.01	3.30
2	4.10	33.67	1.60	-18.62	1.60	21.63	3.50	-14.02	1.60
3	6.30	55.56	3.60	-33.18	6.60	47.57	5.50	-22.32	1.60
-4	6.30	38.90	3.60	-30.84	5.80	15.85	4.90	-17.49	1.60
4	6.90	39.84	5.80	-33.02	5.80	15.72	6.70	-17.61	1.60
5	6.90	59.60	5.80	-51.71	1.60	3.64	7.40	-42.83	5.80

Note : unit is per m
(파일 간격이 고려되지 않았으므로
파일 1개당 부재력은 이 값에 파일 간격을 곱해야 함)

>> Strut Force <<

Step No	Exca Depth	------- S T R U T No. and D E P T H -------- 1 5.8
1	2.1	0.0
2	4.1	0.0
3	6.3	0.0
-4	6.3	0.0
4	6.9	218.6
5	6.9	305.3

Note : unit of force = (kN/ea)
(스트럿 1개당의 축력임)

>> Anchor Force <<

Step No	Exca Depth	------ A N C H O R No. and D E P T H -------- 1 1.6	2 3.6

1	2.1	0.0	0.0
2	4.1	122.9	0.0
3	6.3	120.9	157.2
-4	6.3	118.7	144.7
4	6.9	118.5	144.3
5	6.9	198.9	167.6

Note : unit of force = (kN/ea)

(Anchor inclination is included in the force calculation)

(앵커 1개당의 축력임.

앵커 경사를 고려하여 증가된 값임, 1/cosθ)

변 경

21. Ramp-C

(STA.0+ 850.000～STA.0+ 889.000)

목 차

1. 표준단면

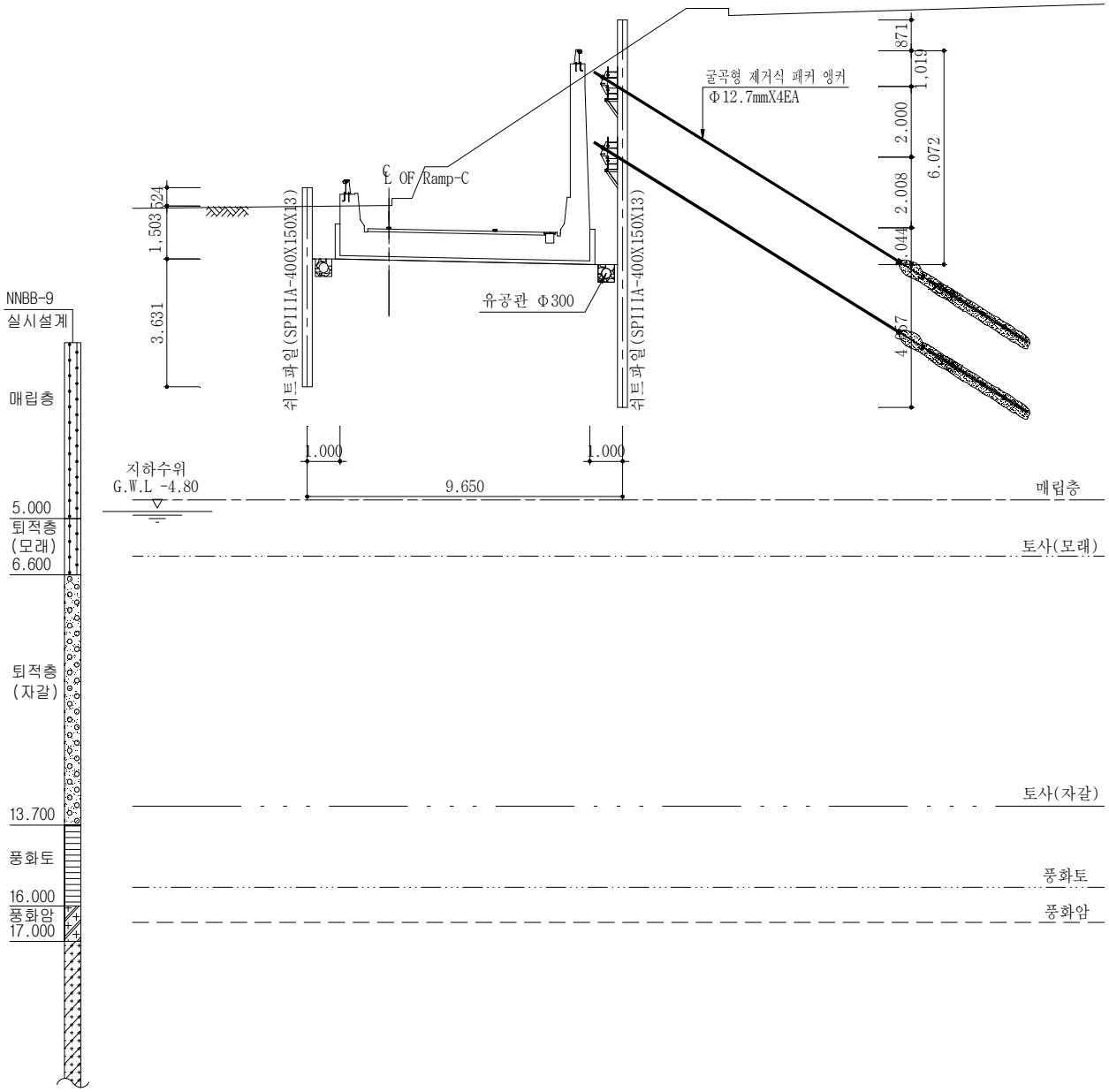
2. 설계기준

3. 흙막이 벽 설계
   3.1 SHEET PILE 설계
   3.2 E/Anchor 설계
   3.3 E/Anchor 띠장 설계

4. 결과값 정리
   4.1 부재 검토 요약
   4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
   5.1 INPUT DATA
   5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NNBB-9
실시설계
매립층
5.000
퇴적층
(모래)
6.600
퇴적층
(자갈)
13.700
풍화토
16.000
풍화암
17.000
지하수위
G.W.L -4.80
1.503
3.631
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
℄ OF Ramp-C
유공관 Φ300
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
굴곡형 제거식 패커 앵커
Φ12.7mmX4EA
871
1,019
2.000
6.072
2.008
4.044
4.007
1.000
9.650
1.000
매립층
토사(모래)
토사(자갈)
풍화토
풍화암

2. 설 계 기 준

2.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법

※ 지하수위 : G.L -9.20m

2.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 I = 15 / (40 + ℓ) ≤ 0.30

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

2.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.50

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		일반구조용 압연강재 SS400, SM400	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
지 압 응 력		315	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류		용접구조용 압연강재 SM490	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
지 압 응 력		420	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
휨응력	인 장	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

허용응력도 \ 목재의 종류		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18.0	
지압 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
	섬유에 직각	3.0	5.2	
전단 응력도	섬유에 평행	1.2	1.8	
	섬유에 직각	1.8	2.7	
축 방 향 압 축 응 력 도	섬유에 평행	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	ℓ : 고정점간 거리(mm) r : 최소단면2차 반지름(mm)
		$\ell/r > 100$ $33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	SS400 기준
	지 압	315	
고장력 볼 트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	SS400 기준

2.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(γ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	400
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	12000	14000	20000	32000	31000	34000	50000

3. 흙막이벽 설계

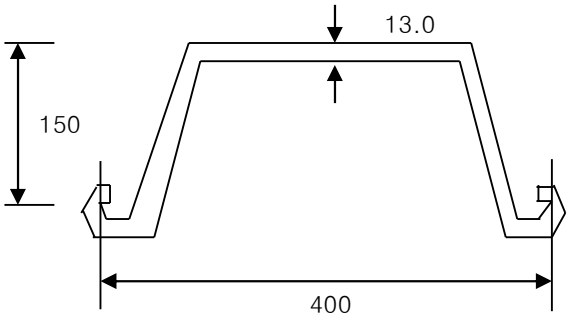
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13(SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	1	×	0			=	0	kN	
		1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		0.82	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	9.650	×	1	×	0	/	3	=	0	kN	
		1.167	×	9.650	×	1	×	0	/	3	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	10.129							=	6.08	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	6.08	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 56.08 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 57.45 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	6.077	x	1000	/	19100.0	=	0.318	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	56.080	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa	
												=	61.898	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	57.450	x	100	/	975.0	=	5.892	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (18.460)^2

= 5282.130 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	0.318	MPa	---> O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	61.898	MPa	---> O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	5.892	MPa	---> O.K

조합응력 ,

$$= \frac{f_c}{f_{cax}} + \frac{f_b}{f_{cao} \times \left(1 - \left(f_c / f_{eax}\right)\right)}$$

$$= \frac{0.318}{255.0} + \frac{61.898}{270.000 \times \left(1 - \left(0.318 / 5282.130\right)\right)}$$

= 0.231 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 136.784 kN

Total Passive Moment

Mp = 261.633 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 261.633 ÷ 136.784

= 1.913 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 6.000 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

6.072 × 0.2% = 12.144 mm

6.000 < 12.144 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 8.89 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 6.49 mm (전산 OUTPUT 참조)

(3) 거리별 침하량(Si) 계산(Si = Sw x {(D - X) / D}^{2})

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	6.49	3.90	1.96	0.69	0.10	10.32

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 3.90 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.10 mm

부등 침하량: 3.80 mm

변위(δ/L) = 3.80 / 8,000 = 1 / 2105 < 1 / 300 ∴ O.K !

위결과로볼때 굴착공사시 내부 터파기로 인한 주변피해는 근소할것으로 사료되나 실시공시 각별한 주위를 요함.

3.2 E/Anchor 설계

3.4.1 굴곡형 제거식 패커 앵커

1. **지 반 조 건**

TYPE	앵커 C.T.C (m)	설계하중 (kN)	정착지반	단위중량 (kN/㎥)	내부마찰각 (°)	지반과그라우트의 마찰저항값 (kN/㎡)
1단	2.00	159.7	매립층	18.00	26	200
2단	2.00	180.6	매립층	18.00	26	200

■ 내부마찰각 적용 : 35 ° 적용

■ 단위중량 적용 : 20 kN/㎥적용

■ 주변마찰 저항값 적용 : 450 kN/㎡적용

■ 기본 및 실시설계시 대표 N값과 시공중 Ramp C와 Ramp D구간에서
시추조사를 통한 N값 분석으로 대표 N값을 재산정하여 마찰저항값 사용

-앵커의 주변마찰저항 (굴착 및 흙막이 공법 / 한국지반공학회 P252)

지반의 종류			주변마찰저항 (kN/㎡)
사력	N치	10	100~200
		20	**170~250**
		30	250~350
		40	350~450
		50	450~700
모래	N치	10	100~140
		20	180~220
		30	230~270
		40	290~350
		50	300~400
점성토			100c (c: Cohesion)

-Working Bond Vallue Between Grout & Strand(Ground Anchors And Anchored Structures, P133)

Strand Type	Working Bond (kN/㎡)
clean plain wire or plain bar tendon	1000
clean crimped wire tendon	1500
clean strand or deformed dar	**2000**

2. 설 계 조 건

1) 천 공 직 경 (ø) : 127 mm

2) PC STRAND 제원

- 규 격 : 12.7 mm (KSD 7002 SWPC 7B LOW RELAXATION)
- 극 한 하 중 (Pu) : 183 kN
- 항 복 하 중 (Py) : 156 kN
- 단 면 적 : 98.71 ㎟
- 탄 성 계 수 : 2.0×10^5 MPa
- RELAXATION : 5% (max)

3) PC STRAND 허용 인장 응력도

- Pa = 0.65 × Pu = 0.65 × 183 = **118.95** kN/ea
- Pa = 0.80 × Py = 0.80 × 156 = **124.80** kN/ea

적용 **118.95** kN/ea

3. 인장재 계산

(1) 1단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 159.7 / 118.95 = **1.34** 가닥

적용 **4** 가닥

(2) 2단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 180.6 / 118.95 = **1.52** 가닥

적용 **4** 가닥

4. 정착장 계산

(1) 1단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{159.7 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 200} = \mathbf{3.00}\ m$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 159.7 ÷ 2 = 79.85 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)
n : 내하체 의 개수
τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{79.85}{\pi \times 0.09 \times 2000} = \mathbf{14.1}\ cm \leq \mathbf{30.00}\ cm$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

(2) 2단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{180.6 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 200} = \mathbf{3.39}\ m$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 180.6 ÷ 2 = 90.3 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)

n : 내하체 의 개수

τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{90.3}{\pi \times 0.09 \times 2000} = 16.0 \text{ cm} \leq 30.00 \text{ cm}$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

5. 자유장 계산

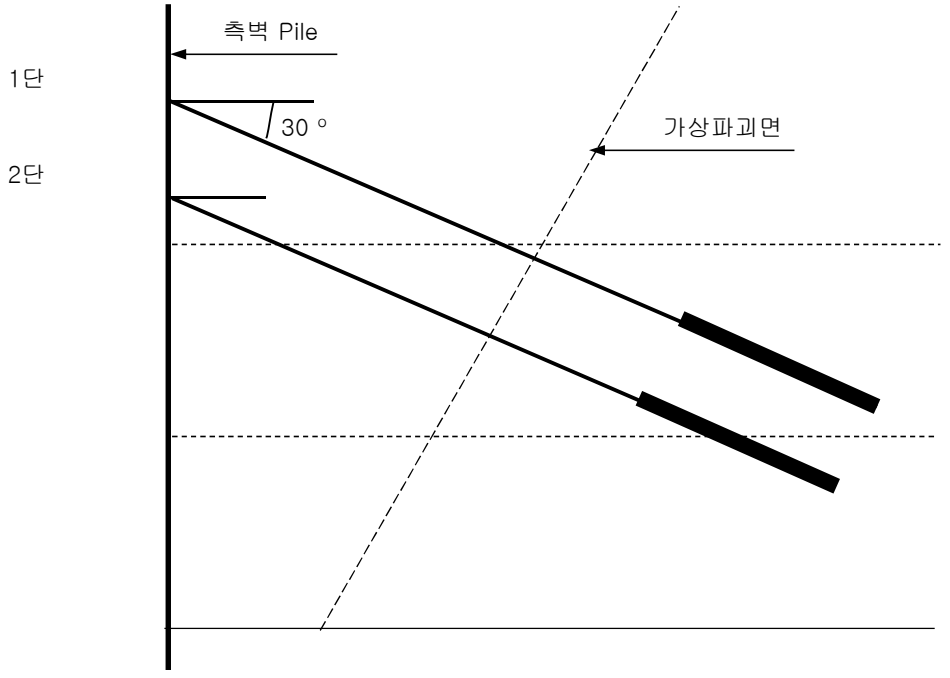
토층의 파괴면을 그 층의 내부마찰각에 따라 45 + ø/2 로 가정한 다음 ANCHOR의 자유장이 파괴면 밖에 위치하는지를 검토한다.

자유장은 굴착깊이를 H 라 할때 가상파괴면에서 0.15 x H 또는 최소 1.5 M 연장한다.

∴ 설계자유장 > ANCHOR지점에서 파괴면까지의 거리+0.15H (또는 1.5m)

로 하며 이 때 최소 설계자유장은 4.5M로 한다.

(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)



- Anchor의 자유장은 최소4.5M이상으로 한다. (그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

구분	형식	설계하중	적용 자유장
1단	굴곡형제거식패커앵커	159.70 KN	10.0 m
2단	굴곡형제거식패커앵커	180.60 KN	10.0 m

6. 초기 인장력 산정

(1) 1단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ mm)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ mm

A : 98.71 mm²

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = 47,381 \text{ N} = 47.38 \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (159.7 + 47.38) \times 5\% = \mathbf{10.4\ kN}$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 159.7 + 47.38 + 10.4 = \mathbf{217.5\ kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = 475.80$ kN

P_j < T_{at} 이어야 하므로, 217.5 kN < 475.80 kN ∴ O.K

(2) 2단

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta \ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta \ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{10.0 \times 1000} = \mathbf{47,381}\ N = \mathbf{47.38}\ kN$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (180.6 + 47.38) \times 5\% = \mathbf{11.4}\ \mathbf{kN}$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 180.6 + 47.38 + 11.4 = \mathbf{239.4}\ \mathbf{kN}$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = \mathbf{475.80}\ kN$

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 239.4 kN < 475.80 kN ∴ O.K

7. **RESULT**

위치	앵커 C.T.C (m)	설계 하중 (kN)	자유장 (M)	정착장 (M)	여유장 (M)	총길이 (M)	Jacking Force (kN)
1단	2.00	159.7	10.0	4.5	1.5	16.0	217.48
2단	2.00	180.6	10.0	4.5	1.5	16.0	239.38

* 설계도면에 표기된 정착장은 상기 계산된 정착장에 지반조건의 변화에 따른 설계상 안전율이 포함된 길이임.

* 구조검토시 적용된 지반조건은 설계시 제한된 지반조사 결과와 경험값에 의해 검토된 사항으로, 앵커시공시 시험시공을 통해 안정성 확보 여부를 검토하고, 안정성 미확보시 감독원의 승인을 득하여 안정성이 확보되도록 변경해야 함.

3.3 GROUND ANCHOR부 띠장 설계 (2H - 250 x 255)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 250 x 255 x 14 x 14 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	10470.0	mm^2	rx =	105.00	mm
w =	0.822	kN/m	ry =	60.90	mm
Ix =	115000000.0	mm^4	Zx =	919000.0	mm^3
Iy =	38800000.0	mm^4	Zy =	304000.0	mm^3

- Jacking Force = 180.600 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 1.000 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 180.600 kN
- EARTH ANCHOR 경사각 (α) = 30 deg
- 상부거리(Xu) = 0.200 m
- 하부거리(Xd) = 0.350 m
- 작용하중(T1) = Tmax x Xu x COS(α) / L = 180.600 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 56.874 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 180.600 x COS(30) - 56.874
  = 99.530 kN

∴설계하중 (w) = MAX(56.874, 99.530) = 99.530 kN

2) 단면력 산정

Mmax = P ℓ / 4 = (99.530 x 1.000) / 4 = 24.883 kN·m

Smax = Tmax = 99.530 = 49.765 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 24,883,000.0 / 919,000.0 = 27.1 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 49,765.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 16.0 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 1,000.0 / 255.0 = 3.922 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x 210.0 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	210.0 MPa	>	fb =	27.1 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	16.0 MPa	∴ O.K !

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트 파일	휨응력		MPa	61.90	270.00	4.36	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
	압축응력		MPa	0.32	255.00	801.41	∴ O.K	
	전단응력		MPa	5.89	150.00	25.46	∴ O.K	
	조합응력			0.231	1.000	4.34	∴ O.K	
띠장	G/A	휨응력	MPa	27.08	210.00	7.76	∴ O.K	2H - 250x255x14x14 (SS400)
		전단응력	MPa	16.01	120.00	7.49	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 : 1.91 > 1.2 ∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 : 6.00㎜ < 12.14㎜ ∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 : 1/2105 < 1/300 ∴ O.K

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT 0+850

UNIT    SI

SOIL   1   매립층
           18        9        0       26      12000       -1        0       0
       2   퇴적층(점토)
           17        8       20       15      14000       -1        0       0
       3   퇴적층(모래)
           18        9        0       28      20000       -1        0       0
       4   퇴적층(자갈)
           20       11        0       35      32000       -1        0       0
       5   풍화토
           20       11       21       29      31000       -1        0       0
       6   풍화암
           21       12       30       33      34000       -1        0       0
       7   연암
           23       14      400       36      50000        0        0       0
       8   경암
           25       17     1300       40      80000        0        0       0

PROFILE   1   13.028      1      1
          2   14.628      3      3
          3   21.728      4      4
          4   24.028      5      5
          5   25.028      6      6
          6   38.289      7      7
          7   56.500      8      8

VWALL   1   10.129    0.0191        0.000226       2.1E+08    1     1     1    0    0

anchor   1     1.020     0.0003948    30    10.0    2.0     150     0    0
         2     3.020     0.0003948    30    10.0    2.0     150     0    0

Division    0.1
Solution    0
```

```
Output       1
NoteMode     1
MINKS        0
ECHO

STEP  1  EXCAVATION TO 1.520
      GWL 9.826  9.826   10
      SURCHARGE 10
      RANKINE 1.0 0.0 30
      EXCAVATION 1.520

STEP  2  CONST anchor 1 AND EXCAVATION TO 3.520
      CONST anchor 1
      EXCAVATION 3.520

STEP  3  CONST STRUT 1 AND EXCAVATION TO 6.072
      CONST ANCHOR 2
      EXCAVATION 6.072
      GROUND SETTLEMENT
      DEPTH CHECK

STEP    4  PECK CHECK
        PECK 0.65  0   0

END
```

5.2 OUTPUT DATA

Input Data File = 0+850.dat Date : 2016-06-24
Project : 0+850 Time : 09:38:52

Step No. 99 << Pile, Strut, Anchor and Slab Force for each Step >>

>> Min and Max of Pile Force <<

Step	Exca	---- S H E A R(kN/m) ----				--- M O M E N T(kNm/m) ---			
No	Depth	Max	Depth	Min	Depth	Max	Depth	Min	Depth
1	1.50	5.31	3.90	-10.65	1.60	0.51	7.70	-13.64	2.60
2	3.50	35.63	1.00	-21.30	1.00	22.77	2.90	-10.79	1.00
3	6.10	55.53	3.00	-36.85	6.40	55.90	5.10	-16.17	1.00
4	6.10	57.45	3.00	-42.99	6.20	56.08	4.80	-16.36	7.90

Note : unit is per m
(파일 간격이 고려되지 않았으므로
파일 1개당 부재력은 이 값에 파일 간격을 곱해야 함)

>> Anchor Force <<

		------ A N C H O R N o. a n d D E P T H --------	
Step	Exca	1	2
No	Depth	1.0	3.0
1	1.5	0.0	0.0
2	3.5	130.5	0.0

3	6.1	126.7	159.3
4	6.1	159.7	180.6

Note : unit of force = (kN/ea)
(Anchor inclination is included in the force calculation)
(앵커 1개당의 축력임.
앵커 경사를 고려하여 증가된 값임, 1/cosθ)