C(함) 산운제4

- 4.0 x 5.00 x 1
- 토피 = 2.8m 이하

1. 설 계 조 건
2. 단 면 가 정
3. 해석모델 및 단면제원
4. 하중산정
5. 하중재하도
6. 하중계수 및 하중조합
7. INPUT DATA
8. OUTPUT
9. 단면력요약
10. 단 면 력 도
11. 단 면 검 토
12. 우각부 검토
13. 배력철근 검토
14. 사용성 검토
15. 기초지지력 검토
16. 주철근조립도
17. 날개벽 설계

1. 설계 조건

1) 구조물명 : c (함)

2) 구조형식 : 철근 콘크리트 구조

3) 설계하중 : KRL2012 (복 선)

4) 재료중량

- 철근 콘크리트(γ_c)	=	24.5	kN/m^3
- 무근 콘크리트(γ_{con})	=	23.0	kN/m^3
- 뒷채움 토사(γ_t)	=	20.0	kN/m^3
- 뒷채움 토사(γ_{sub})	=	11.0	kN/m^3
- 지하수(γ_w)	=	10.0	kN/m^3

5) 사용재료의 성질

- 콘크리트 설계기준 강도(fck)	=	30.0	MPa
- 콘크리트 탄성계수(Ec)	=	27537	MPa
- 철근의 항복강도(fy)	=	400.0	MPa
- 철근의 탄성계수(Es)	=	200000	MPa

6) 토 사

- 흙의 내부마찰각 (ϕ)	=	35.0	°
- 정지 토압계수 (Ko)	=	0.426	

7) 기 초 형 식 : 직접기초

8) 사 각(Skew) : 56.00 ° 연 장 (L) : 27.40 m

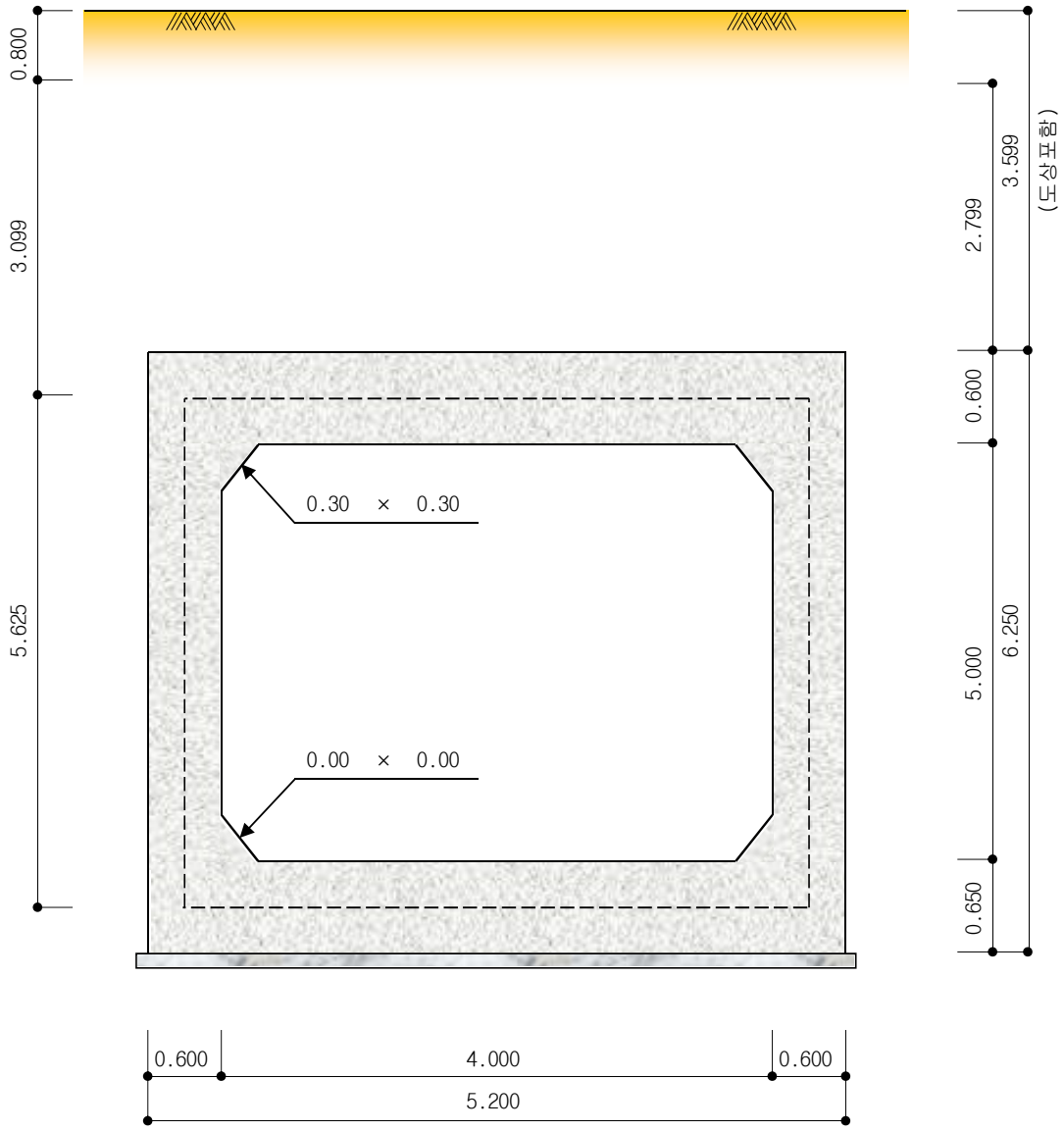
9) 설계방법

- 강도 설계법 : 부재 단면검토(슬래브, 벽체, 보, 기둥 등)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토(처짐, 균열, 우각부 검토)

10) 참고문헌

- 철도설계기준(노반편), 국토해양부, 2013
- 콘크리트 구조설계기준해설, 한국콘크리트 학회, 2012

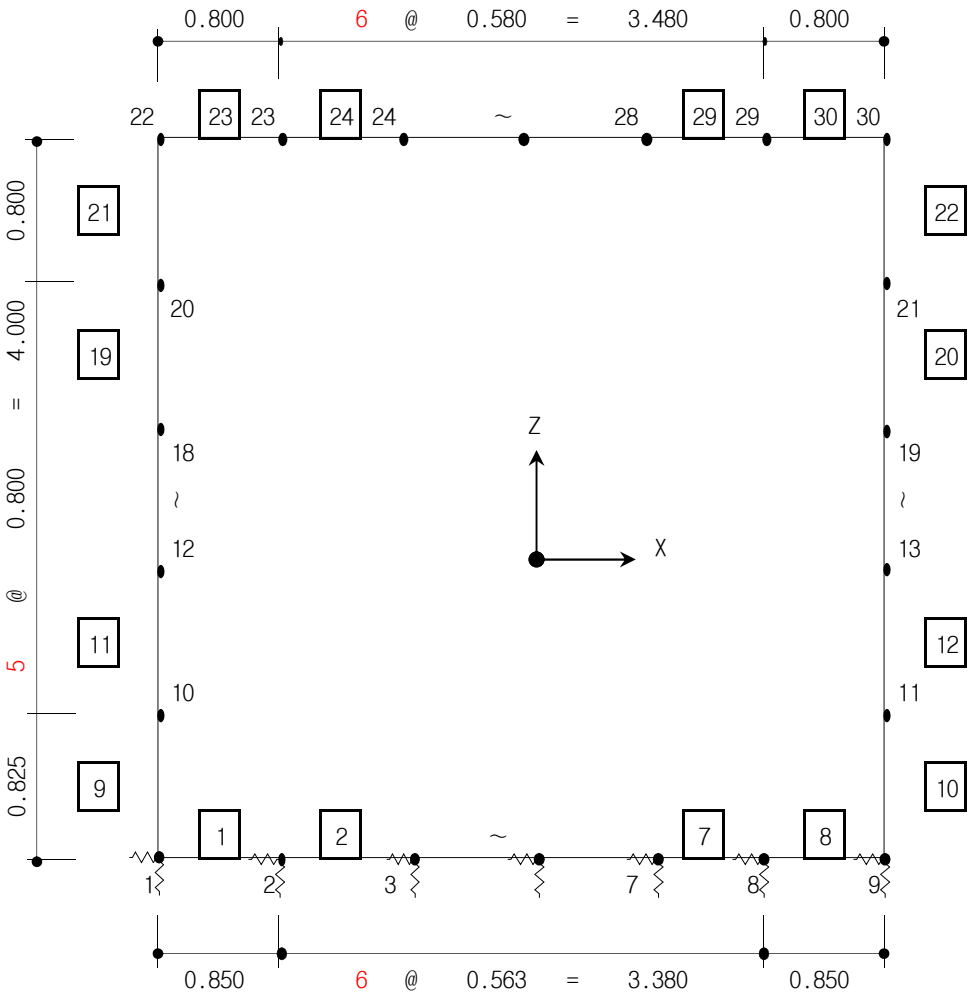
2. 단면 가정



※ 유효경간

Skew =	56.0	°					
Ln =	4.600	m					
Ls =	5.549	m					
Ls/B =	5.549	/	13.700	=	0.405	<	1.500
L =	5.080	m					

3. 해석모델 및 단면제원



1) 절점 좌표

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.000	0.000	0.000	13	5.080	0.000	1.625
2	0.850	0.000	0.000	14	0.000	0.000	2.425
3	1.413	0.000	0.000	15	5.080	0.000	2.425
4	1.977	0.000	0.000	16	0.000	0.000	3.225
5	2.540	0.000	0.000	17	5.080	0.000	3.225
6	3.103	0.000	0.000	18	0.000	0.000	4.025
7	3.667	0.000	0.000	19	5.080	0.000	4.025
8	4.230	0.000	0.000	20	0.000	0.000	4.825
9	5.080	0.000	0.000	21	5.080	0.000	4.825
10	0.000	0.000	0.825	22	0.000	0.000	5.625
11	5.080	0.000	0.825	23	0.800	0.000	5.625
12	0.000	0.000	1.625	24	1.380	0.000	5.625

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
25	1.960	0.000	5.625	28	3.700	0.000	5.625
26	2.540	0.000	5.625	29	4.280	0.000	5.625
27	3.120	0.000	5.625	30	5.080	0.000	5.625

2) 경계 조건

joint	spring계수 (kN/m²)		joint	spring계수 (kN/m²)	
	z방향(수직)	x방향(수평)		z방향(수직)	x방향(수평)
1 , 9	12159		3 ~ 7	9448	
2 , 8	11852				

3) 단면제원

Element	두께	폭	비 고
23 ~ 30	0.600	1.000	상부슬래브
1 ~ 8	0.650	1.000	하부슬래브
9 ~ 22	0.600	1.000	벽 체

4) 강역설정

(1) 강역설정기준(콘크리트구조설계기준 2012)

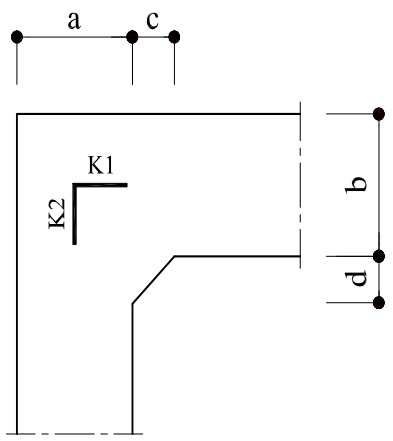
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

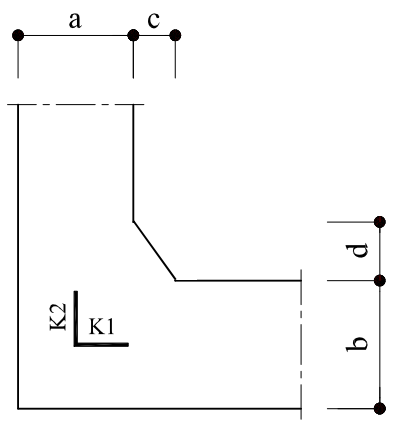
(2) 강역설정

- 절점 22 , 30



a =	600	mm	c =	300	mm
b =	600	mm	d =	300	mm
K1 =	300	mm	K2 =	300	mm

- 절점 1 , 9

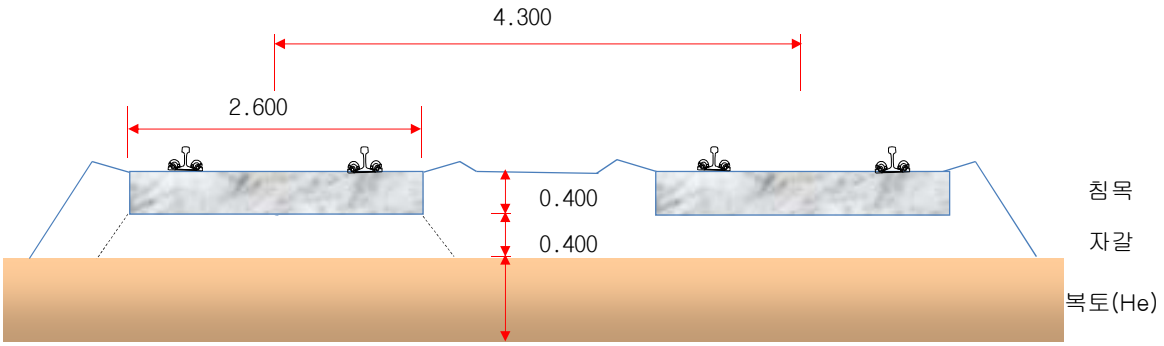


a =	600	mm	c =	0	mm
b =	650	mm	d =	0	mm
K1 =	138	mm	K2 =	175	mm

4. 하중산정

4.1 상시

1) 상부 고정하중(지하수 無)



① 하중 분포폭 산정 (b')

① He < 0.5m 경우 : b + d

b_1 = 2.600 + 0.400 = 3.000 m

② He ≥ 0.5m 경우 : c + b + (d + He)

b_2 = 4.300 + 2.600 + (0.400 + 2.799) = 10.099 m

여기서, He : 시공기면에서의 토피고(m)

a : 동륜간 축간거리(m) c : 복선선로 중심간격(m)

b : 침목길이(m) d : 침목하면의 도상두께(m)

H : 상부슬래브 두께

He ≥ 0.5 m

∴ b' = 10.099 m

② 구조물 자중 : 프로그램 상에서 Self Weight 기능을 이용하여 자동 고려

③ 궤도 중량

- 레일 : 레일당 1.5kN/m를 적용

q_1 = 4 × 1.500 / 10.099 = 0.594 kN/㎡

- 침목 : 고속철도용 5.0kN/m

q_2 = 5.000 × 2 / 10.099 = 0.990 kN/㎡

= 1.584 kN/㎡

④ 도상 (q_2)

TCL = 0.400 × 19.000 × 1.3 = 9.880 kN/㎡

HSB = 0.400 × 19.000 × 1.3 = 9.880 kN/㎡

= 19.760 kN/㎡

⑤ 복토하중 (q_3) = 20.000 × 2.799 = 55.980 kN/㎡

∴ $q_1 + q_2 + q_3$ = 1.584 + 19.760 + 55.980 = 77.324 kN/㎡

2) 활하중

① 활하중 산정 : KRL 2012

$$W_{HL} = \frac{2P}{a \times b'} = \frac{2 \times (220+80x3)}{3.000 \times 10.099} = 30.366 \text{ kN/㎡}$$

∴ W = 30.366 kN/㎡

② 충격계수

1) 단선 (i_0) (철도설계기준 노반편(2013) p.5-7)

지 간 L (m)	0	5	10	20	30	40	50	70	100
충격계수 (i)	0.60	0.48	0.43	0.37	0.34	0.32	0.30	0.27	0.24

* 상기표에 없는 지간의 충격 계수는 보간법으로 구한다.

지 간 L (m) = 5.080 m

따라서 i_0 = 0.479 (보간법에 의하여 산정된 충격계수)

2) 구조물 상면의 복토높이에 따른 충격 계수

H ≥ 1.0일 경우 i = io · {(2.5 - H)/1.5}

여기서, H ≤ 1.0 m 에서는 i = i_o

H ≥ 2.5 m 에서는 i = 0

따라서, 본 구조물의 H = 3.599 m i = 0.000

W_L = 30.366 × (1 + 0.000) = 30.366 kN/㎡

③ 활하중에 의한 측압 (충격비고려)(철도설계기준 노반편(2013) p.5-6)

W_{LH} = 30.366 × 0.4 = 12.146 kN/㎡

3) 토 압

- 지하수가 없는 경우 작용 토압

q_1 = 0.426 × (21.344 + 20.000 × 3.099) = 35.496 kN/㎡

q_2 = 35.496 + 0.426 × (20.000 × 0.800) = 42.312 kN/㎡

q_3 = 42.312 + 0.426 × (20.000 × 0.800) = 49.128 kN/㎡

q_4 = 49.128 + 0.426 × (20.000 × 0.800) = 55.944 kN/㎡

q_5 = 55.944 + 0.426 × (20.000 × 0.800) = 62.760 kN/㎡

q_6 = 62.760 + 0.426 × (20.000 × 0.800) = 69.576 kN/㎡

q_7 = 69.576 + 0.426 × (20.000 × 0.800) = 76.392 kN/㎡

q_8 = 76.392 + 0.426 × (20.000 × 0.825) = 83.421 kN/㎡

- 시공중 편토압 산정 (지하수가 없는 경우 작용 토압)

q_1	=	0.426	× (	0.000	+	20.000	×	0.300	)	=	2.556	kN/㎡
q_2	=	2.556	+	0.426	× (	20.000	×	0.800	)	=	9.372	kN/㎡
q_3	=	9.372	+	0.426	× (	20.000	×	0.800	)	=	16.188	kN/㎡
q_4	=	16.188	+	0.426	× (	20.000	×	0.800	)	=	23.004	kN/㎡
q_5	=	23.004	+	0.426	× (	20.000	×	0.800	)	=	29.820	kN/㎡
q_6	=	29.820	+	0.426	× (	20.000	×	0.800	)	=	36.636	kN/㎡
q_7	=	36.636	+	0.426	× (	20.000	×	0.800	)	=	43.452	kN/㎡
q_8	=	43.452	+	0.426	× (	20.000	×	0.825	)	=	50.481	kN/㎡

4) 온도하중

토피가 1.0m 이상일 경우에는 온도변화를 고려치 않으며, 토피가 1.0m 이하일 경우에는 다음식을 따른다.

$t = a \times t_0$ = 0.000 × 15.0 = 0.000 ℃

t : 박스 구조물의 상부 슬래브에 작용하는 온도변화

a : 토피심도(m)에 따른 저감률 $a=1-h_0$ (h_0:토피심도)

t_0 : 지표면에서의 기본온도 변화

상부슬래브의 두께가 700mm 이상인 경우 t_0 = ±10℃

상부슬래브의 두께가 700mm 미만인 경우 t_0 = ±15℃

토피고 H > 1.0m 이므로 온도변화는 고려하지 않는다.

5) 건조수축

$$\Delta Tx = \frac{\varepsilon}{\alpha} = \frac{-0.00015}{0.00001} = -15\,^\circ C$$

6) 장대레일 하중

장대레일 종하중은 필요시에 고려하여야 하며, 1궤도당 10 kN/m로 하고 작용위치는 상부슬래브 축선으로 한다. (단, 토피가 1.0m 이상인 경우는 이를 무시한다.)

토피가 3.599 m 이므로 장대레일 하중을 무시한다.

H_r = 0.000 × 4 / 10.099 = 0.000 kN/㎡

7) 상시 지반반력 계수

지지 지반 N치 = 15

Eo = 2800 × N = 2800 × 15 = 42000

Kvo = 1 / 0.3 x α x Eo = 1 / 0.3 × 1 x 42000 = 140000

Bv = √ Av = √ (5.080 × 5.080) = 5.080

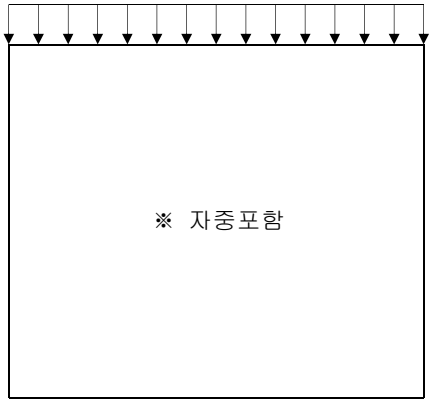
Kv = Kvo (Bv/0.3)^-3/4 = 16771 kN/㎡

16771	× (	0.600	/	2	+	0.850	/	2)	=	12159	kN/㎡	-	저판 단부 스프링
16771	× (	0.850	/	2	+	0.563	/	2)	=	11852	kN/㎡	-	저판 전단검토위치
16771	× (	0.563	/	2	+	0.563	/	2)	=	9448	kN/㎡	-	저판 중앙부 스프링

5. 하중재하도

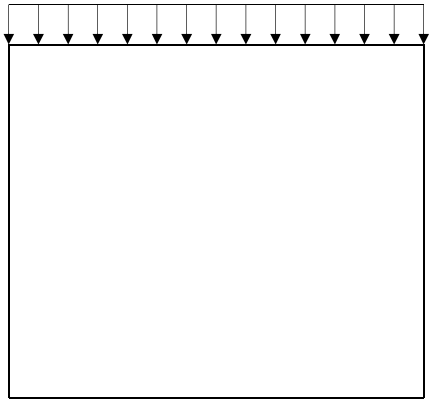
① 고정하중

W_D = 77.324 kN/㎡



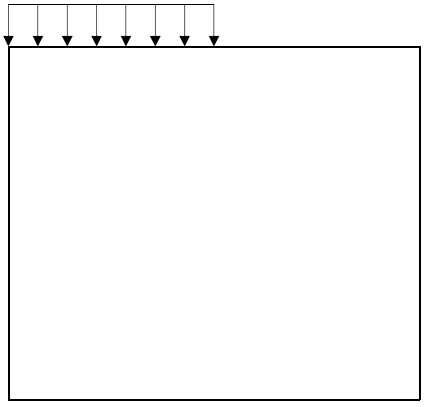
② 활하중(만재하)

W_L = 30.366 kN/㎡

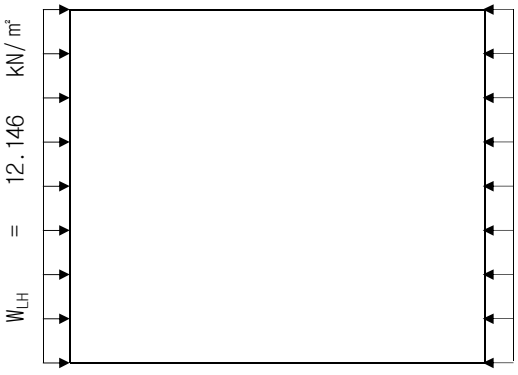


③ 활하중(편재하)

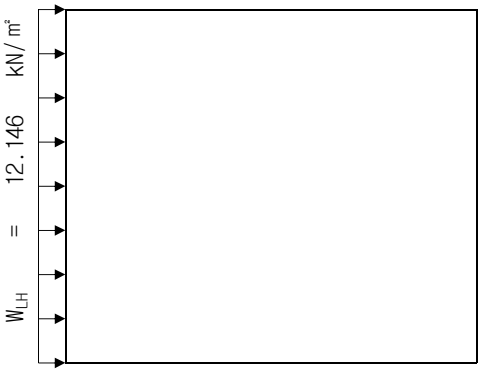
W_L = 30.366 kN/㎡



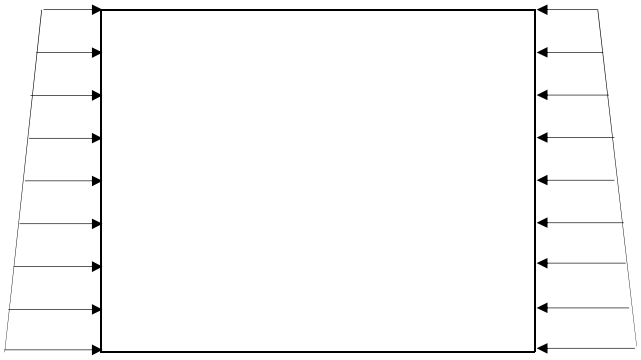
④ 활하중에 의한 측압(만재하)



⑤ 활하중에 의한 측압(편재하)



⑥ 수평토압(지하수 없는 경우)

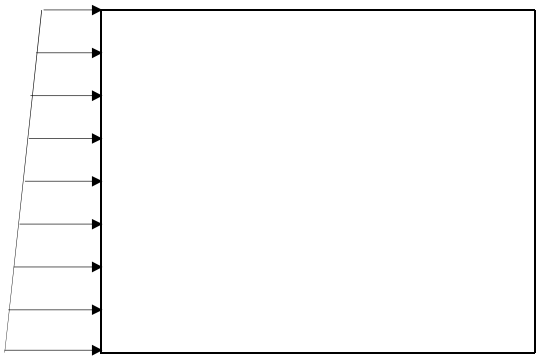


q_1 = 35.496 kN/㎡

q_7 = 83.421 kN/㎡

⑦ 편측토압(지하수 없는 경우)

q_1 = 2.556 kN/㎡



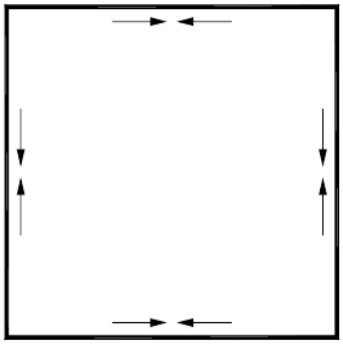
q_7 = 50.481 kN/㎡

⑧ 온도하중

△T = 0 °

⑨ 건조수축

△T = -15 °



⑩ 장대레일 종하중

Hr = 0.000 kN/m^2

6. 하중계수 및 하중조합

1) 극한하중 검토시

구분	고정하중	활하중		활하중 측압		수평토압 (지하수無)		온도하중		건조수축	장대레일	비고
				양측재하	편측재하	양측재하	편측재하					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	
1	1.35	1.85		1.85		1.6						
2	1.35	1.85		1.85		0.6						
3	1.35		1.85		1.85	1.6						
4	1.35		1.85		1.85	0.6						
5	1.6	1.60		1.60		1.6						
6	1.6	1.60		1.60		0.6						
7	1.6		1.6		1.6	1.6						
8	1.6		1.6		1.6	0.6						
9	1.35	1.40		1.40		1.6		1.35		1.35		
10	1.35	1.40		1.40		0.6		1.35		1.35		
11	1.35	1.40		1.40		1.6			1.35	1.35	1.40	
12	1.35	1.40		1.40		0.6			1.35	1.35	1.40	
13	1.35		1.40		1.40	1.6		1.35		1.35		
14	1.35		1.40		1.40	0.6		1.35		1.35		
15	1.35		1.40		1.40	1.6			1.35	1.35	1.4	
16	1.35		1.40		1.40	0.6			1.35	1.35	1.4	
17	1.35		1.85		1.85		1.60					
18	1.35		1.85		1.85		0.60					
19	1.60		1.60		1.60		1.60					
20	1.60		1.60		1.60		0.60					

2) 사용하중 검토시

구분	고정하중	활하중		활하중 측압		수평토압 (지하수無)		온도하중		건조수축	장대레일	비고
				양측재하	편측재하	양측재하	편측재하					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	
21	1.0	1.0		1.0		1.0						
22	1.0	1.0		1.0		0.5						
23	1.0		1.0		1.0	1.0						
24	1.0		1.0		1.0	0.5						
25	1.0	1.0		1.0		1.0		1.0			1.0	
26	1.0	1.0		1.0		0.5		1.0			1.0	
27	1.0	1.0		1.0		1.0			1.0	1.0	1.0	
28	1.0	1.0		1.0		0.5			1.0	1.0	1.0	
29	1.0		1.0		1.0	1.0		1.0			1.0	
30	1.0		1.0		1.0	0.5		1.0			1.0	
31	1.0		1.0		1.0	1.0			1.0	1.0	1.0	
32	1.0		1.0		1.0	0.5			1.0	1.0	1.0	
33	1.0					1.0						
34	1.0		1.0		1.0		1.0					
35	1.0		1.0		1.0		0.5					

7. INPUT DATA

```
*VERSION
   8.3.1

*UNIT    ; Unit System
; FORCE, LENGTH, HEAT, TEMPER
   KN   , M, J, C

*STRUCTYPE    ; Structure Type
; iSTYP, iMASS, iSMAS, bMASSOFFSET, bSELFWEIGHT, GRAV, TEMPER, bALIGNBEAM, bALIGNSLAB
     1, 1, 1, NO, YES, 9.806, 0, NO, NO

*REBAR-MATL-CODE    ; Rebar Material Code
; CONC_CODE, CONC_MDB, SRC_CODE, SRC_MDB
 KS01-Civil(RC), SD300, KS01-Civil(RC), SD300

*NODE    ; Nodes
; iNO, X, Y, Z
     1, 0, 0, 0
     2, 0.85, 0, 0
     3, 1.413, 0, 0
     4, 1.977, 0, 0
     5, 2.54, 0, 0
     6, 3.103, 0, 0
     7, 3.667, 0, 0
     8, 4.23, 0, 0
     9, 5.08, 0, 0
    10, 0, 0, 0.825
    11, 5.08, 0, 0.825
    12, 0, 0, 1.625
    13, 5.08, 0, 1.625
    14, 0, 0, 2.425
    15, 5.08, 0, 2.425
    16, 0, 0, 3.225
    17, 5.08, 0, 3.225
    18, 0, 0, 4.025
    19, 5.08, 0, 4.025
    20, 0, 0, 4.825
    21, 5.08, 0, 4.825
    22, 0, 0, 5.625
    23, 0.8, 0, 5.625
    24, 1.38, 0, 5.625
    25, 1.96, 0, 5.625
    26, 2.54, 0, 5.625
    27, 3.12, 0, 5.625
    28, 3.7, 0, 5.625
    29, 4.28, 0, 5.625
    30, 5.08, 0, 5.625

*ELEMENT    ; Elements
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, ANGLE, iSUB, EXVAL, iOPT(EXVAL2) ; Frame  Element
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, ANGLE, iSUB, EXVAL, EXVAL2, bLMT ; Comp/Tens Truss
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iSUB, iWID             ; Planar Element
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iN5, iN6, iN7, iN8     ; Solid  Element
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, REF, RPX, RPY, RPZ, iSUB, EXVAL  ; Frame(Ref. Point)
     1, BEAM  ,    2,     2,     1,     2,   180
     2, BEAM  ,    2,     2,     2,     3,   180
     3, BEAM  ,    2,     2,     3,     4,   180
     4, BEAM  ,    2,     2,     4,     5,   180
     5, BEAM  ,    2,     2,     5,     6,   180
     6, BEAM  ,    2,     2,     6,     7,   180
     7, BEAM  ,    2,     2,     7,     8,   180
     8, BEAM  ,    2,     2,     8,     9,   180
     9, BEAM  ,    2,     3,     1,    10,   180
    10, BEAM  ,    2,     3,     9,    11,     0
    11, BEAM  ,    2,     3,    10,    12,   180
    12, BEAM  ,    2,     3,    11,    13,     0
    13, BEAM  ,    2,     3,    12,    14,   180
    14, BEAM  ,    2,     3,    13,    15,     0
    15, BEAM  ,    2,     3,    14,    16,   180
    16, BEAM  ,    2,     3,    15,    17,     0
    17, BEAM  ,    2,     3,    16,    18,   180
    18, BEAM  ,    2,     3,    17,    19,     0
    19, BEAM  ,    2,     3,    18,    20,   180
    20, BEAM  ,    2,     3,    19,    21,     0
    21, BEAM  ,    2,     3,    20,    22,   180
    22, BEAM  ,    2,     3,    21,    30,     0
    23, BEAM  ,    2,     1,    22,    23,     0
    24, BEAM  ,    2,     1,    23,    24,     0
    25, BEAM  ,    2,     1,    24,    25,     0
    26, BEAM  ,    2,     1,    25,    26,     0
    27, BEAM  ,    2,     1,    26,    27,     0
    28, BEAM  ,    2,     1,    27,    28,     0
    29, BEAM  ,    2,     1,    28,    29,     0
    30, BEAM  ,    2,     1,    29,    30,     0
```

```
*MATERIAL    ; Material
; iMAT, TYPE, MNAME, SPHEAT, HEATCO, PLAST, TUNIT, bMASS, DAMPRATIO, [DATA1]          ; STEEL, CONC, USER
; iMAT, TYPE, MNAME, SPHEAT, HEATCO, PLAST, TUNIT, bMASS, DAMPRATIO, [DATA2], [DATA2] ; SRC
; [DATA1] : 1, DB, NAME, CODE
; [DATA1] : 2, ELAST, POISN, THERMAL, DEN, MASS
; [DATA1] : 3, Ex, Ey, Ez, Tx, Ty, Tz, Sxy, Sxz, Syz, Pxy, Pxz, Pyz, DEN, MASS   ; Orthotropic
; [DATA2] : 1, DB, NAME, CODE or 2, ELAST, POISN, THERMAL, DEN, MASS
    1, USER , STEEL             , 0, 0, , C, NO, 0, 2, 2.0000e+008,   0.3, 1.1700e-005, 76.8196,     0
    2, USER , CONC              , 0, 0, , C, NO, 0, 2, 2.7537e+007,  0.18, 1.0000e-005,  24.5,     0

*MATL-COLOR
; iMAT, W_R, W_G, W_B, HF_R, HF_G, HF_B, HE_R, HE_G, HE_B, bBLEND, FACT
    1, 255,   0,   0,    0, 255,   0,    0,   0, 255,  NO, 0.5
    2, 255,   0,   0,    0, 255,   0,    0,   0, 255,  NO, 0.5


*SECTION    ; Section
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, [DATA1], [DATA2]                    ; 1st line - DB/USER
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, BLT, D1, ..., D8, iCEL              ; 1st line - VALUE
;       AREA, ASy, ASz, Ixx, Iyy, Izz                                          ; 2nd line
;       CyP, CyM, CzP, CzM, QyB, QzB, PERI_OUT, PERI_IN, Cy, Cz                ; 3rd line
;       Y1, Y2, Y3, Y4, Z1, Z2, Z3, Z4, Zyy, Zzz                               ; 4th line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, ELAST, DEN, POIS, POIC, SF          ; 1st line - SRC
;       D1, D2, [SRC]                                                          ; 2nd line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, 1, DB, NAME1, NAME2, D1, D2         ; 1st line - COMBINED
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, 2, D11, D12, D13, D14, D15, D21, D22, D23, D24
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET2], bSD, SHAPE, iyVAR, izVAR, STYPE                ; 1st line - TAPERED
;       DB, NAME1, NAME2                                                       ; 2nd line(STYPE=DB)
;       [DIM1], [DIM2]                                                         ; 2nd line(STYPE=USER)
;       D11, D12, D13, D14, D15, D16, D17, D18                                 ; 2nd line(STYPE=VALUE)
;       AREA1, ASy1, ASz1, Ixx1, Iyy1, Izz1                                    ; 3rd line(STYPE=VALUE)
;       CyP1, CyM1, CzP1, CzM1, QyB1, QzB1, PERI_OUT1, PERI_IN1, Cy1, Cz1      ; 4th line(STYPE=VALUE)
;       Y11, Y12, Y13, Y14, Z11, Z12, Z13, Z14, Zyy1, Zyy2                     ; 5th line(STYPE=VALUE)
;       D21, D22, D23, D24, D25, D26, D27, D28                                 ; 6th line(STYPE=VALUE)
;       AREA2, ASy2, ASz2, Ixx2, Iyy2, Izz2                                    ; 7th line(STYPE=VALUE)
;       CyP2, CyM2, CzP2, CzM2, QyB2, QzB2, PERI_OUT2, PERI_IN2, Cy2, Cz2      ; 8th line(STYPE=VALUE)
;       Y21, Y22, Y23, Y24, Z21, Z22, Z23, Z24, Zyy2, Zzz2                     ; 9th line(STYPE=VALUE)
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                                    ; 2nd line(STYPE=PSC)
;       ELAST, DEN, POIS, POIC                                                 ; 2nd line(STYPE=PSC-CMPW)
;       bSHEARCHK, [SCHK-I], [SCHK-J], [WT-I], [WT-J], WI, WJ, bSYM, bSIDEHOLE ; 3rd line(STYPE=PSC)
;       bSHEARCHK, bSYM, bHUNCH, [CMPWEB-I], [CMPWEB-J]                        ; 3rd line(STYPE=PSC-CMPW)
;       bUSERDEFMESHSIZE, MESHSIZE, bUSERINPSTIFF, [STIFF-I], [STIFF-J]        ; 4th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-A]-i                                                             ; 5th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-B]-i                                                             ; 6th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-C]-i                                                             ; 7th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-D]-i                                                             ; 8th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-A]-j                                                             ; 9th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-B]-j                                                             ; 10th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-C]-j                                                             ; 11th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-D]-j                                                             ; 12th line(STYPE=PSC)
;       GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EsEc, DsDc, Ps, Pc, bMULTI, EsEc-L, EsEc-S        ; 2nd line(STYPE=CMP-B/I)
;       SW_i, Hw_i, tw_i, B_i, Bf1_i, tf1_i, B2_i, Bf2_i, tf2_i                ; 3rd line(STYPE=CMP-B/I)
;       SW_j, Hw_j, tw_j, B_j, Bf1_j, tf1_j, B2_j, Bf2_j, tf2_j                ; 4th line(STYPE=CMP-B/I)
;       N1, N2, Hr, Hr2, tr1, tr2                                              ; 5th line(STYPE=CMP-B)
;       GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EgdEsb, DgdDsb, Pgd, Psb, bSYM, SW_i, SW_j        ; 2nd line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                                    ; 3rd line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-A]-i                                                             ; 4th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-B]-i                                                             ; 5th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-C]-i                                                             ; 6th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-D]-i                                                             ; 7th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-A]-j                                                             ; 8th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-B]-j                                                             ; 9th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-C]-j                                                             ; 10th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-D]-j                                                             ; 11th line(STYPE=CMP-CI/CT)
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, STYPE1, STYPE2                             ; 1st line - CONSTRUCT
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)                       ; Before (STYPE1)
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)                       ; After  (STYPE2)
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                                      ; 1st line - COMPOSITE-SB
;       Hw, tw, B, Bf1, tf1, B2, Bf2, tf2                                      ; 2nd line
;       N1, N2, Hr, Hr2, tr1, tr2                                              ; 3rd line
;       SW, GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EsEc, DsDc, Ps, Pc, bMulti, Elong, Esh        ; 4th line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                                      ; 1st line - COMPOSITE-SI
;       Hw, tw, B, tf1, B2, tf2                                                ; 2nd line
;       SW, GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EsEc, DsDc, Ps, Pc, bMulti, Elong, Esh        ; 3rd line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                                      ; 1st line - COMPOSITE-CI/CT
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                                    ; 2nd line
;       [SIZE-A]                                                               ; 3rd line
;       [SIZE-B]                                                               ; 4th line
;       [SIZE-C]                                                               ; 5th line
;       [SIZE-D]                                                               ; 6th line
;       SW, GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EgdEsb, DgdDsb, Pgd, Psb                      ; 7th line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                                      ; 1st line - PSC
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                                    ; 2nd line
;       bSHEARCHK, [SCHK], [WT], WIDTH, bSYM, bSIDEHOLE                        ; 3rd line
;       bUSERDEFMESHSIZE, MESHSIZE, bUSERINPSTIFF, [STIFF]                     ; 4th line
;       [SIZE-A]                                                               ; 5th line
;       [SIZE-B]                                                               ; 6th line
;       [SIZE-C]                                                               ; 7th line
;       [SIZE-D]                                                               ; 8th line
```

```
; [DATA1] : 1, DB, NAME or 2, D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, D8, D9, D10
; [DATA2] : CCSHAPE or iCEL or iN1, iN2
; [SRC]  : 1, DB, NAME1, NAME2 or 2, D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, D8, D9, D10, iN1, iN2
; [DIM1], [DIM2] : D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, D8
; [OFFSET] : OFFSET, iCENT, iREF, iHORZ, HUSER, iVERT, VUSER
; [OFFSET2]: OFFSET, iCENT, iREF, iHORZ, HUSERI, HUSERJ, iVERT, VUSERI, VUSERJ
; [JOINT]  :  8(1CELL, 2CELL), 13(3CELL),  9(PSCM),  8(PSCH), 9(PSCT),  2(PSCB), 0(nCELL),  2(nCEL2)
; [SIZE-A] :  6(1CELL, 2CELL), 10(3CELL), 10(PSCM),  6(PSCH), 8(PSCT), 10(PSCB), 5(nCELL), 11(nCEL2)
; [SIZE-B] :  6(1CELL, 2CELL), 12(3CELL),  6(PSCM),  6(PSCH), 8(PSCT),  6(PSCB), 8(nCELL), 18(nCEL2)
; [SIZE-C] : 10(1CELL, 2CELL), 13(3CELL),  9(PSCM), 10(PSCH), 7(PSCT),  8(PSCB), 0(nCELL), 11(nCEL2)
; [SIZE-D] :  8(1CELL, 2CELL), 13(3CELL),  6(PSCM),  7(PSCH), 8(PSCT),  5(PSCB), 0(nCELL), 18(nCEL2)
; [STIFF]  : AREA, ASy, ASz, Ixx, Iyy, Izz
; [SCHK]   : bAUTO_Z1, Z1, bAUTO_Z3, Z3
; [WT]     : bAUTO_TOR, TOR, bAUTO_SHR1, SHR1, bAUTO_SHR2, SHR2, bAUTO_SHR3, SHR3
; [CMPWEB] : EFD, LRF, A, B, H, T


    1, DBUSER    , TOPSLAB           , CC, 0, 0, 0, 0, 0, 0, YES, SB , 2, 0.6, 1, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0
    2, DBUSER    , BOTSLAB           , CC, 0, 0, 0, 0, 0, 0, YES, SB , 2, 0.65, 1, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0
    3, DBUSER    , WALL              , CC, 0, 0, 0, 0, 0, 0, YES, SB , 2, 0.6, 1, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0

*SECT-COLOR
; iSEC, W_R, W_G, W_B, HF_R, HF_G, HF_B, HE_R, HE_G, HE_B, bBLEND, FACT
    1, 255,   0,   0,    0, 255,   0,    0,   0, 255,  NO, 0.5
    2, 255,   0,   0,    0, 255,   0,    0,   0, 255,  NO, 0.5
    3, 255,   0,   0,    0, 255,   0,    0,   0, 255,  NO, 0.5

*DGN-SECT
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, [DATA1], [DATA2]                    ; 1st line - DB/USER
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, BLT, D1, ..., D8, iCEL              ; 1st line - VALUE
;       AREA, ASy, ASz, Ixx, Iyy, Izz                                          ; 2nd line
;       CyP, CyM, CzP, CzM, QyB, QzB, PERI_OUT, PERI_IN, Cy, Cz                ; 3rd line
;       Y1, Y2, Y3, Y4, Z1, Z2, Z3, Z4, Zyy, Zzz                               ; 4th line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, ELAST, DEN, POIS, POIC, SF          ; 1st line - SRC
;       D1, D2, [SRC]                                                          ; 2nd line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, 1, DB, NAME1, NAME2, D1, D2         ; 1st line - COMBINED
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, 2, D11, D12, D13, D14, D15, D21, D22, D23, D24
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET2], bSD, SHAPE, iyVAR, izVAR, STYPE                ; 1st line - TAPERED
;       DB, NAME1, NAME2                                                       ; 2nd line(STYPE=DB)
;       [DIM1], [DIM2]                                                         ; 2nd line(STYPE=USER)
;       D11, D12, D13, D14, D15, D16, D17, D18                                 ; 2nd line(STYPE=VALUE)
;       AREA1, ASy1, ASz1, Ixx1, Iyy1, Izz1                                    ; 3rd line(STYPE=VALUE)
;       CyP1, CyM1, CzP1, CzM1, QyB1, QzB1, PERI_OUT1, PERI_IN1, Cy1, Cz1      ; 4th line(STYPE=VALUE)
;       Y11, Y12, Y13, Y14, Z11, Z12, Z13, Z14, Zyy1, Zyy2                     ; 5th line(STYPE=VALUE)
;       D21, D22, D23, D24, D25, D26, D27, D28                                 ; 6th line(STYPE=VALUE)
;       AREA2, ASy2, ASz2, Ixx2, Iyy2, Izz2                                    ; 7th line(STYPE=VALUE)
;       CyP2, CyM2, CzP2, CzM2, QyB2, QzB2, PERI_OUT2, PERI_IN2, Cy2, Cz2      ; 8th line(STYPE=VALUE)
;       Y21, Y22, Y23, Y24, Z21, Z22, Z23, Z24, Zyy2, Zzz2                     ; 9th line(STYPE=VALUE)
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                                    ; 2nd line(STYPE=PSC)
;       ELAST, DEN, POIS, POIC                                                 ; 2nd line(STYPE=PSC-CMPW)
;       bSHEARCHK, [SCHK-I], [SCHK-J], [WT-I], [WT-J], WI, WJ, bSYM, bSIDEHOLE ; 3rd line(STYPE=PSC)
;       bSHEARCHK, bSYM, bHUNCH, [CMPWEB-I], [CMPWEB-J]                        ; 3rd line(STYPE=PSC-CMPW)
;       bUSERDEFMESHSIZE, MESHSIZE, bUSERINPSTIFF, [STIFF-I], [STIFF-J]        ; 4th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-A]-i                                                             ; 5th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-B]-i                                                             ; 6th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-C]-i                                                             ; 7th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-D]-i                                                             ; 8th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-A]-j                                                             ; 9th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-B]-j                                                             ; 10th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-C]-j                                                             ; 11th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-D]-j                                                             ; 12th line(STYPE=PSC)
;       GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EsEc, DsDc, Ps, Pc, bMULTI, EsEc-L, EsEc-S        ; 2nd line(STYPE=CMP-B/I)
;       SW_i, Hw_i, tw_i, B_i, Bf1_i, tf1_i, B2_i, Bf2_i, tf2_i                ; 3rd line(STYPE=CMP-B/I)
;       SW_j, Hw_j, tw_j, B_j, Bf1_j, tf1_j, B2_j, Bf2_j, tf2_j                ; 4th line(STYPE=CMP-B/I)
;       N1, N2, Hr, Hr2, tr1, tr2                                              ; 5th line(STYPE=CMP-B)
;       GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EgdEsb, DgdDsb, Pgd, Psb, bSYM, SW_i, SW_j        ; 2nd line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                                    ; 3rd line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-A]-i                                                             ; 4th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-B]-i                                                             ; 5th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-C]-i                                                             ; 6th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-D]-i                                                             ; 7th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-A]-j                                                             ; 8th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-B]-j                                                             ; 9th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-C]-j                                                             ; 10th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-D]-j                                                             ; 11th line(STYPE=CMP-CI/CT)
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, STYPE1, STYPE2                             ; 1st line - CONSTRUCT
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)                       ; Before (STYPE1)
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)                       ; After  (STYPE2)
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                                      ; 1st line - COMPOSITE-SB
;       Hw, tw, B, Bf1, tf1, B2, Bf2, tf2                                      ; 2nd line
;       N1, N2, Hr, Hr2, tr1, tr2                                              ; 3rd line
;       SW, GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EsEc, DsDc, Ps, Pc, bMulti, Elong, Esh        ; 4th line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                                      ; 1st line - COMPOSITE-SI
;       Hw, tw, B, tf1, B2, tf2                                                ; 2nd line
;       SW, GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EsEc, DsDc, Ps, Pc, bMulti, Elong, Esh        ; 3rd line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                                      ; 1st line - COMPOSITE-CI/CT
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                                    ; 2nd line
;       [SIZE-A]                                                               ; 3rd line
;       [SIZE-B]                                                               ; 4th line
```

```
;       [SIZE-C]                                                        ; 5th line
;       [SIZE-D]                                                        ; 6th line
;       SW, GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EgdEsb, DgdDsb, Pgd, Psb               ; 7th line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                               ; 1st line - PSC
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                             ; 2nd line
;       bSHEARCHK, [SCHK], [WT], WIDTH, bSYM, bSIDEHOLE                 ; 3rd line
;       bUSERDEFMESHSIZE, MESHSIZE, bUSERINPSTIFF, [STIFF]              ; 4th line
;       [SIZE-A]                                                        ; 5th line
;       [SIZE-B]                                                        ; 6th line
;       [SIZE-C]                                                        ; 7th line
;       [SIZE-D]                                                        ; 8th line
; [DATA1] : 1, DB, NAME or 2, D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, D8, D9, D10
; [DATA2] : CCSHAPE or iCEL or iN1, iN2
; [SRC]  : 1, DB, NAME1, NAME2 or 2, D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, D8, D9, D10, iN1, iN2
; [DIM1], [DIM2] : D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, D8
; [OFFSET] : OFFSET, iCENT, iREF, iHORZ, HUSER, iVERT, VUSER
; [OFFSET2]: OFFSET, iCENT, iREF, iHORZ, HUSERI, HUSERJ, iVERT, VUSERI, VUSERJ
; [JOINT]  :  8(1CELL, 2CELL), 13(3CELL),  9(PSCM),  8(PSCH), 9(PSCT),  2(PSCB), 0(nCELL),  2(nCEL2)
; [SIZE-A] :  6(1CELL, 2CELL), 10(3CELL), 10(PSCM),  6(PSCH), 8(PSCT), 10(PSCB), 5(nCELL), 11(nCEL2)
; [SIZE-B] :  6(1CELL, 2CELL), 12(3CELL),  6(PSCM),  6(PSCH), 8(PSCT),  6(PSCB), 8(nCELL), 18(nCEL2)
; [SIZE-C] : 10(1CELL, 2CELL), 13(3CELL),  9(PSCM), 10(PSCH), 7(PSCT),  8(PSCB), 0(nCELL), 11(nCEL2)
; [SIZE-D] :  8(1CELL, 2CELL), 13(3CELL),  6(PSCM),  7(PSCH), 8(PSCT),  5(PSCB), 0(nCELL), 18(nCEL2)
; [STIFF]  : AREA, ASy, ASz, Ixx, Iyy, Izz
; [SCHK]   : bAUTO_Z1, Z1, bAUTO_Z3, Z3
; [WT]     : bAUTO_TOR, TOR, bAUTO_SHR1, SHR1, bAUTO_SHR2, SHR2, bAUTO_SHR3, SHR3
; [CMPWEB] : EFD, LRF, A, B, H, T


    1, DBUSER    , TOPSLAB           , CC, 0, 0, 0, 0, 0, 0, YES, SB , 2, 0.6, 1, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0
    2, DBUSER    , BOTSLAB           , CC, 0, 0, 0, 0, 0, 0, YES, SB , 2, 0.65, 1, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0
    3, DBUSER    , WALL              , CC, 0, 0, 0, 0, 0, 0, YES, SB , 2, 0.6, 1, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0


*STLDCASE    ; Static Load Cases
; LCNAME, LCTYPE, DESC
   LC1  , USER,
   LC2  , USER,
   LC3  , USER,
   LC4  , USER,
   LC5  , USER,
   LC6  , USER,
   LC7  , USER,
   LC8  , USER,
   LC9  , USER,
   LC10 , USER,
   LC11 , USER,


*SPRING    ; Point Spring Supports
; NODE_LIST, Type, SDx, SDy, SDz, SRx, SRy, SRz, GROUP                                                          ; LINEAR
; NODE_LIST, Type, Direction, Vx, Vy, Vz, Stiffness, GROUP                                                       ; COMP, TENS
; NODE_LIST, Type, Multi-Linear Type, Direction, Vx, Vy, Vz, ax, ay, bx, by, cx, cy, dx, dy, ex, ey, fx, fy, GROUP  ; MULTI
   9, LINEAR, 0, 0, 12159, 0, 0, 0,
   1, LINEAR, 1e+010, 0, 12159, 0, 0, 0,
   3to7, LINEAR, 0, 0, 9448, 0, 0, 0,
   2 8, LINEAR, 0, 0, 11852, 0, 0, 0,

*OFFSET    ; Beam End Offsets
; ELEM_LIST, TYPE, RGDXi, RGDYi, RGDZi, RGDXj, RGDYj, RGDZj, GROUP  ; TYPE=GLOBAL
; ELEM_LIST, TYPE, RGDi, RGDj, GROUP                                ; TYPE=ELEMENT
     1, ELEMENT, 0.1375, 0,
     8, ELEMENT, 0, 0.1375,
     9, ELEMENT, 0.175, 0,
    10, ELEMENT, 0.175, 0,
    21, ELEMENT, 0, 0.3,
    22, ELEMENT, 0, 0.3,
    23, ELEMENT, 0.3, 0,
    30, ELEMENT, 0, 0.3,

*USE-STLD, LC1

; *SELFWEIGHT, X, Y, Z, GROUP
*SELFWEIGHT, 0, 0, -1,

*BEAMLOAD    ; Element Beam Loads
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, TYPE, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; [VALUE]       : D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
; [ECCEN]       : bECCEN, ECCDIR, I-END, J-END, bJ-END
; [ADDITIONAL]  : bADDITIONAL, ADDITIONAL_I-END, ADDITIONAL_J-END, bADDITIONAL_J-END
    23, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -72.02, 1, -72.02, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    24, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -72.02, 1, -72.02, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    25, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -72.02, 1, -72.02, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    26, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -72.02, 1, -72.02, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    27, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -72.02, 1, -72.02, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    28, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -72.02, 1, -72.02, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    29, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -72.02, 1, -72.02, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    30, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -72.02, 1, -72.02, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
```

```
; End of data for load case [LC1] -------------------------

*USE-STLD, LC2

*BEAMLOAD    ; Element Beam Loads
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, TYPE, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; [VALUE]       : D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
; [ECCEN]       : bECCEN, ECCDIR, I-END, J-END, bJ-END
; [ADDITIONAL]  : bADDITIONAL, ADDITIONAL_I-END, ADDITIONAL_J-END, bADDITIONAL_J-END
    23, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -21.019, 1, -21.019, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    24, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -21.019, 1, -21.019, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    25, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -21.019, 1, -21.019, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    26, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -21.019, 1, -21.019, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    27, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -21.019, 1, -21.019, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    28, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -21.019, 1, -21.019, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    29, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -21.019, 1, -21.019, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    30, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -21.019, 1, -21.019, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO

; End of data for load case [LC2] -------------------------

*USE-STLD, LC3

*BEAMLOAD    ; Element Beam Loads
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, TYPE, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; [VALUE]       : D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
; [ECCEN]       : bECCEN, ECCDIR, I-END, J-END, bJ-END
; [ADDITIONAL]  : bADDITIONAL, ADDITIONAL_I-END, ADDITIONAL_J-END, bADDITIONAL_J-END
    23, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -21.019, 1, -21.019, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    24, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -21.019, 1, -21.019, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    25, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -21.019, 1, -21.019, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    26, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -21.019, 1, -21.019, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO

; End of data for load case [LC3] -------------------------

*USE-STLD, LC4

*BEAMLOAD    ; Element Beam Loads
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, TYPE, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; [VALUE]       : D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
; [ECCEN]       : bECCEN, ECCDIR, I-END, J-END, bJ-END
; [ADDITIONAL]  : bADDITIONAL, ADDITIONAL_I-END, ADDITIONAL_J-END, bADDITIONAL_J-END
     9, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 8.408, 1, 8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    10, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -8.408, 1, -8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    11, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 8.408, 1, 8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    12, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -8.408, 1, -8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    13, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 8.408, 1, 8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    14, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -8.408, 1, -8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    15, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 8.408, 1, 8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    16, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -8.408, 1, -8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    17, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 8.408, 1, 8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    18, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -8.408, 1, -8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    19, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 8.408, 1, 8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    20, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -8.408, 1, -8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    21, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 8.408, 1, 8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    22, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -8.408, 1, -8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO

; End of data for load case [LC4] -------------------------

*USE-STLD, LC5

*BEAMLOAD    ; Element Beam Loads
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, TYPE, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; [VALUE]       : D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
; [ECCEN]       : bECCEN, ECCDIR, I-END, J-END, bJ-END
; [ADDITIONAL]  : bADDITIONAL, ADDITIONAL_I-END, ADDITIONAL_J-END, bADDITIONAL_J-END
     9, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 8.408, 1, 8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    11, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 8.408, 1, 8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    13, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 8.408, 1, 8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    15, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 8.408, 1, 8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    17, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 8.408, 1, 8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    19, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 8.408, 1, 8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    21, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 8.408, 1, 8.408, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO

; End of data for load case [LC5] -------------------------

*USE-STLD, LC6

*BEAMLOAD    ; Element Beam Loads
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, TYPE, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; [VALUE]       : D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
; [ECCEN]       : bECCEN, ECCDIR, I-END, J-END, bJ-END
; [ADDITIONAL]  : bADDITIONAL, ADDITIONAL_I-END, ADDITIONAL_J-END, bADDITIONAL_J-END
     9, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 81.162, 1, 74.133, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    10, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -81.162, 1, -74.133, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
```

```
    11, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 74.133, 1, 67.317, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    12, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -74.133, 1, -67.317, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    13, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 67.317, 1, 60.501, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    14, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -67.317, 1, -60.501, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    15, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 60.501, 1, 53.685, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    16, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -60.501, 1, -53.685, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    17, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 53.685, 1, 46.869, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    18, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -53.685, 1, -46.869, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    19, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 46.869, 1, 40.053, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    20, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -46.869, 1, -40.053, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    21, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 40.053, 1, 33.237, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    22. BEAM   . UNILOAD. GX. NO . NO. aDir[1]. . . . 0. -40.053. 1. -33.237. 0. 0. 0. 0. . NO. 0. 0. N

; End of data for load case [LC6] -------------------------

*USE-STLD. LC7

*BEAMLOAD    ; Element Beam Loads
; ELEM LIST. CMD. TYPE. DIR. bPROJ. [ECCEN]. [VALUE]. GROUP
; ELEM LIST. CMD. TYPE. TYPE. DIR. VX. VY. VZ. bPROJ. [ECCEN]. [VALUE]. GROUP
; [VALUE]       : D1. P1. D2. P2. D3. P3. D4. P4
; [ECCEN]       : bECCEN. ECCDIR. I-END. J-END. bJ-END
; [ADDITIONAL]  : bADDITIONAL. ADDITIONAL I-END. ADDITIONAL J-END. bADDITIONAL J-END
     9. BEAM   . UNILOAD. GX. NO . NO. aDir[1]. . . . 0. 50.481. 1. 43.452. 0. 0. 0. 0. . NO. 0. 0. NO
    11. BEAM   . UNILOAD. GX. NO . NO. aDir[1]. . . . 0. 43.452. 1. 36.636. 0. 0. 0. 0. . NO. 0. 0. NO
    13. BEAM   . UNILOAD. GX. NO . NO. aDir[1]. . . . 0. 36.636. 1. 29.82. 0. 0. 0. 0. . NO. 0. 0. NO
    15. BEAM   . UNILOAD. GX. NO . NO. aDir[1]. . . . 0. 29.82. 1. 23.004. 0. 0. 0. 0. . NO. 0. 0. NO
    17. BEAM   . UNILOAD. GX. NO . NO. aDir[1]. . . . 0. 23.004. 1. 16.188. 0. 0. 0. 0. . NO. 0. 0. NO
    19. BEAM   . UNILOAD. GX. NO . NO. aDir[1]. . . . 0. 16.188. 1. 9.372. 0. 0. 0. 0. . NO. 0. 0. NO
    21. BEAM   . UNILOAD. GX. NO . NO. aDir[1]. . . . 0. 9.372. 1. 2.556. 0. 0. 0. 0. . NO. 0. 0. NO

; End of data for load case [LC7] -------------------------

*USE-STLD. LC10

*ELTEMPER    ; Element Temperatures
; ELEM LIST. TEMPER. GROUP
     1. -15.
     2. -15.
     3. -15.
     4. -15.
     5. -15.
     6. -15.
     7. -15.
     8. -15.
     9. -15.
    10. -15.
    11. -15.
    12. -15.
    13. -15.
    14. -15.
    15. -15.
    16. -15.
    17. -15.
    18. -15.
    19. -15.
    20. -15.
    21. -15.
    22. -15.
    23. -15.
    24. -15.
    25. -15.
    26. -15.
    27. -15.
    28. -15.
    29. -15.
    30. -15.

; End of data for load case [LC10] -------------------------


*LOADCOMB    ; Combinations
; NAME=NAME. KIND. ACTIVE. bES. iTYPE. DESC. iSERV-TYPE. nLCOMTYPE   ; line 1
;       ANAL1. LCNAME1. FACT1. ...                                   ; from line 2
   NAME=COMB1. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.35. ST. LC2. 1.85. ST. LC4. 1.85. ST. LC6. 1.6
   NAME=COMB2. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.35. ST. LC2. 1.85. ST. LC4. 1.85. ST. LC6. 0.6
   NAME=COMB3. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.35. ST. LC3. 1.85. ST. LC5. 1.85. ST. LC6. 1.6
   NAME=COMB4. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.35. ST. LC3. 1.85. ST. LC5. 1.85. ST. LC6. 0.6
   NAME=COMB5. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.6. ST. LC2. 1.6. ST. LC4. 1.6. ST. LC6. 1.6
   NAME=COMB6. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.6. ST. LC2. 1.6. ST. LC4. 1.6. ST. LC6. 0.6
   NAME=COMB7. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.6. ST. LC3. 1.6. ST. LC5. 1.6. ST. LC6. 1.6
   NAME=COMB8. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
```

```
        ST. LC1. 1.6. ST. LC3. 1.6. ST. LC5. 1.6. ST. LC6. 0.6
    NAME=COMB9. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.35. ST. LC2. 1.4. ST. LC4. 1.4. ST. LC6. 1.6. ST. LC8. 1.35
        ST. LC11. 1.35
    NAME=COMB10. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.35. ST. LC2. 1.4. ST. LC4. 1.4. ST. LC6. 0.6. ST. LC8. 1.35
        ST. LC11. 1.35
    NAME=COMB11. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.35. ST. LC2. 1.4. ST. LC4. 1.4. ST. LC6. 1.6. ST. LC9. 1.35
        ST. LC10. 1.35. ST. LC11. 1.4
    NAME=COMB12. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.35. ST. LC2. 1.4. ST. LC4. 1.4. ST. LC6. 0.6. ST. LC9. 1.35
        ST. LC10. 1.35. ST. LC11. 1.4
    NAME=COMB13. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.35. ST. LC3. 1.4. ST. LC5. 1.4. ST. LC6. 1.6. ST. LC8. 1.35
        ST. LC11. 1.35
    NAME=COMB14. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.35. ST. LC3. 1.4. ST. LC5. 1.4. ST. LC6. 0.6. ST. LC8. 1.35
        ST. LC11. 1.35
    NAME=COMB15. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.35. ST. LC3. 1.4. ST. LC5. 1.4. ST. LC6. 1.6. ST. LC9. 1.35
        ST. LC10. 1.35. ST. LC11. 1.4
    NAME=COMB16. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.35. ST. LC3. 1.4. ST. LC5. 1.4. ST. LC6. 0.6. ST. LC9. 1.35
        ST. LC10. 1.35. ST. LC11. 1.4
    NAME=COMB17. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.35. ST. LC3. 1.85. ST. LC5. 1.85. ST. LC7. 1.6
    NAME=COMB18. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.35. ST. LC3. 1.85. ST. LC5. 1.85. ST. LC7. 0.6
    NAME=COMB19. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.6. ST. LC3. 1.6. ST. LC5. 1.6. ST. LC7. 1.6
    NAME=COMB20. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1.6. ST. LC3. 1.6. ST. LC5. 1.6. ST. LC7. 0.6
    NAME=COMB21. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1. ST. LC2. 1. ST. LC4. 1. ST. LC6. 1
    NAME=COMB22. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1. ST. LC2. 1. ST. LC4. 1. ST. LC6. 0.5
    NAME=COMB23. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1. ST. LC3. 1. ST. LC5. 1. ST. LC6. 1
    NAME=COMB24. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1. ST. LC3. 1. ST. LC5. 1. ST. LC6. 0.5
    NAME=COMB25. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1. ST. LC2. 1. ST. LC4. 1. ST. LC6. 1. ST. LC8. 1. ST. LC11. 1
    NAME=COMB26. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1. ST. LC2. 1. ST. LC4. 1. ST. LC6. 0.5. ST. LC8. 1
        ST. LC11. 1
    NAME=COMB27. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1. ST. LC2. 1. ST. LC4. 1. ST. LC6. 1. ST. LC9. 1. ST. LC10. 1
        ST. LC11. 1
    NAME=COMB28. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1. ST. LC2. 1. ST. LC4. 1. ST. LC6. 0.5. ST. LC9. 1
        ST. LC10. 1. ST. LC11. 1
    NAME=COMB29. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1. ST. LC3. 1. ST. LC5. 1. ST. LC6. 1. ST. LC8. 1. ST. LC11. 1
    NAME=COMB30. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1. ST. LC3. 1. ST. LC5. 1. ST. LC6. 0.5. ST. LC8. 1
        ST. LC11. 1
    NAME=COMB31. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1. ST. LC3. 1. ST. LC5. 1. ST. LC6. 1. ST. LC9. 1. ST. LC10. 1
        ST. LC11. 1
    NAME=COMB32. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1. ST. LC3. 1. ST. LC5. 1. ST. LC6. 0.5. ST. LC9. 1
        ST. LC10. 1. ST. LC11. 1
    NAME=COMB33. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1. ST. LC6. 1
    NAME=COMB34. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1. ST. LC3. 1. ST. LC5. 1. ST. LC7. 1
    NAME=COMB35. GEN. ACTIVE. 0. 0. . 0. 0
        ST. LC1. 1. ST. LC3. 1. ST. LC5. 1. ST. LC7. 0.5
    NAME=USD. GEN. ACTIVE. 0. 1. . 0. 0
        CB. COMB1. 1. CB. COMB2. 1. CB. COMB3. 1. CB. COMB4. 1. CB. COMB5. 1
        CB. COMB6. 1. CB. COMB7. 1. CB. COMB8. 1. CB. COMB9. 1. CB. COMB10. 1
        CB. COMB11. 1. CB. COMB12. 1. CB. COMB13. 1. CB. COMB14. 1
        CB. COMB15. 1. CB. COMB16. 1. CB. COMB17. 1. CB. COMB18. 1
        CB. COMB19. 1. CB. COMB20. 1
    NAME=WSD. GEN. ACTIVE. 0. 1. . 0. 0
        CB. COMB21. 1. CB. COMB22. 1. CB. COMB23. 1. CB. COMB24. 1
        CB. COMB25. 1. CB. COMB26. 1. CB. COMB27. 1. CB. COMB28. 1
        CB. COMB29. 1. CB. COMB30. 1. CB. COMB31. 1. CB. COMB32. 1
        CB. COMB33. 1. CB. COMB34. 1. CB. COMB35. 1

*LC-COLOR    ; Diagram Color for Load Case
; ANAL. LCNAME. iR1(ALL). iG1(ALL). iB1(ALL). iR2(MIN). iG2(MIN). iB2(MIN). iR3(MAX). iG2(MAX). iB2(MAX
 CB. COMB1. 255. 0. 128. 255. 87. 87. 255. 87. 128
 CB. COMB2. 0. 192. 192. 192. 192. 0. 255. 160. 255
 CB. COMB3. 192. 0. 128. 255. 0. 192. 210. 210. 210
 CB. COMB4. 0. 128. 57. 93. 255. 87. 255. 160. 255
 CB. COMB5. 255. 192. 160. 160. 255. 255. 192. 192. 0
 CB. COMB6. 0. 128. 57. 192. 72. 0. 255. 0. 128
```

```
 CB. COMB7. 78. 0. 255. 85. 0. 192. 0. 128. 255
 CB. COMB8. 0. 128. 192. 0. 128. 192. 192. 0. 192
 CB. COMB9. 148. 87. 255. 160. 192. 255. 0. 128. 57
 CB. COMB10. 192. 0. 128. 146. 0. 255. 192. 192. 192
 CB. COMB11. 255. 255. 255. 163. 160. 255. 192. 128. 0
 CB. COMB12. 85. 0. 192. 192. 72. 0. 192. 192. 192
 CB. COMB13. 128. 192. 0. 255. 128. 0. 148. 87. 255
 CB. COMB14. 255. 160. 255. 160. 192. 255. 93. 255. 87
 CB. COMB15. 255. 160. 255. 255. 255. 87. 163. 160. 255
 CB. COMB16. 78. 0. 255. 192. 72. 0. 210. 210. 210
 CB. COMB17. 0. 128. 255. 85. 0. 192. 255. 255. 87
 CB. COMB18. 0. 157. 192. 255. 0. 192. 212. 160. 255
 CB. COMB19. 255. 0. 192. 212. 160. 255. 78. 0. 255
 CB. COMB20. 255. 192. 87. 0. 128. 128. 128. 192. 0
 CB. COMB21. 0. 128. 255. 0. 128. 57. 128. 192. 0
 CB. COMB22. 192. 128. 0. 78. 0. 255. 0. 192. 128
 CB. COMB23. 146. 0. 255. 0. 157. 192. 163. 255. 160
 CB. COMB24. 146. 0. 255. 210. 210. 210. 0. 192. 192
 CB. COMB25. 0. 192. 128. 192. 0. 192. 255. 128. 0
 CB. COMB26. 192. 72. 0. 160. 192. 255. 255. 128. 0
 CB. COMB27. 255. 255. 87. 0. 157. 192. 255. 128. 0
 CB. COMB28. 210. 210. 210. 255. 192. 87. 160. 192. 255
 CB. COMB29. 93. 255. 87. 148. 87. 255. 93. 255. 87
 CB. COMB30. 160. 192. 255. 160. 255. 255. 255. 255. 87
 CB. COMB31. 192. 192. 192. 255. 87. 87. 0. 157. 192
 CB. COMB32. 160. 255. 255. 0. 128. 57. 255. 0. 128
 CB. COMB33. 0. 192. 128. 0. 128. 57. 192. 0. 128
 CB. COMB34. 210. 210. 210. 255. 87. 87. 148. 87. 255
 CB. COMB35. 0. 192. 192. 255. 87. 87. 192. 192. 0
 CB. USD. 212. 160. 255. 160. 255. 255. 192. 128. 0
 CB. WSD. 192. 0. 192. 0. 128. 255. 255. 0. 192
 ST. LC1. 163. 160. 255. 255. 87. 128. 255. 160. 255
 ST. LC2. 146. 0. 255. 212. 160. 255. 212. 160. 255
 ST. LC3. 160. 255. 255. 255. 160. 255. 255. 255. 255
 ST. LC4. 85. 192. 0. 0. 128. 57. 160. 192. 255
 ST. LC5. 255. 192. 87. 255. 192. 87. 0. 192. 192
 ST. LC6. 0. 128. 255. 163. 160. 255. 163. 255. 160
 ST. LC7. 163. 255. 160. 163. 255. 160. 0. 192. 192
 ST. LC8. 255. 128. 0. 192. 192. 0. 163. 255. 160
 ST. LC9. 192. 72. 0. 255. 255. 87. 93. 255. 87
 ST. LC10. 160. 192. 255. 0. 128. 57. 85. 192. 0
 ST. LC11. 192. 0. 128. 210. 210. 210. 192. 72. 0

*ANAL-CTRL
; bARDC. bANRC. iITER. TOL. bCSECF. bTRS. bCRBAR. bTPF. bCSO. bSCS. bCLATS
   YES. YES. 20. 0.001. YES. YES. YES. NO. NO. NO. NO


*ENDDATA
```

8.OUPUT

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
1	USD(max)	I[1]	75.490	0.000	-364.620	0.00E+00	-199.720	0.000
1	USD(max)	1/4	75.490	0.000	-368.450	0.00E+00	-131.830	0.000
1	USD(max)	2/4	75.490	0.000	-372.270	0.00E+00	-62.650	0.000
1	USD(max)	3/4	75.490	0.000	-376.100	0.00E+00	18.760	0.000
1	USD(max)	J[2]	75.490	0.000	-379.930	0.00E+00	100.980	0.000
1	USD(min)	I[1]	-365.800	0.000	-457.610	0.00E+00	-429.260	0.000
1	USD(min)	1/4	-365.800	0.000	-462.150	0.00E+00	-355.190	0.000
1	USD(min)	2/4	-365.800	0.000	-466.690	0.00E+00	-280.440	0.000
1	USD(min)	3/4	-365.800	0.000	-471.230	0.00E+00	-205.010	0.000
1	USD(min)	J[2]	-365.800	0.000	-475.760	0.00E+00	-128.900	0.000
1	WSD(max)	I[1]	44.570	0.000	-224.440	0.00E+00	-152.510	0.000
1	WSD(max)	1/4	44.570	0.000	-227.280	0.00E+00	-102.550	0.000
1	WSD(max)	2/4	44.570	0.000	-230.110	0.00E+00	-52.100	0.000
1	WSD(max)	3/4	44.570	0.000	-232.950	0.00E+00	-1.130	0.000
1	WSD(max)	J[2]	44.570	0.000	-235.790	0.00E+00	50.340	0.000
1	WSD(min)	I[1]	-223.420	0.000	-286.010	0.00E+00	-266.600	0.000
1	WSD(min)	1/4	-223.420	0.000	-288.840	0.00E+00	-215.400	0.000
1	WSD(min)	2/4	-223.420	0.000	-291.680	0.00E+00	-163.700	0.000
1	WSD(min)	3/4	-223.420	0.000	-294.520	0.00E+00	-111.490	0.000
1	WSD(min)	J[2]	-223.420	0.000	-297.350	0.00E+00	-58.780	0.000
2	USD(max)	I[2]	75.490	0.000	-246.500	0.00E+00	100.980	0.000
2	USD(max)	1/4	75.490	0.000	-249.520	0.00E+00	141.990	0.000
2	USD(max)	2/4	75.490	0.000	-252.550	0.00E+00	183.500	0.000
2	USD(max)	3/4	75.490	0.000	-255.570	0.00E+00	225.510	0.000
2	USD(max)	J[3]	75.490	0.000	-258.600	0.00E+00	268.030	0.000
2	USD(min)	I[2]	-365.800	0.000	-364.320	0.00E+00	-128.900	0.000
2	USD(min)	1/4	-365.800	0.000	-367.900	0.00E+00	-80.900	0.000
2	USD(min)	2/4	-365.800	0.000	-371.490	0.00E+00	-37.430	0.000
2	USD(min)	3/4	-365.800	0.000	-375.080	0.00E+00	2.860	0.000
2	USD(min)	J[3]	-365.800	0.000	-378.660	0.00E+00	43.580	0.000
2	WSD(max)	I[2]	44.570	0.000	-146.300	0.00E+00	50.340	0.000
2	WSD(max)	1/4	44.570	0.000	-148.540	0.00E+00	76.030	0.000
2	WSD(max)	2/4	44.570	0.000	-150.790	0.00E+00	102.040	0.000
2	WSD(max)	3/4	44.570	0.000	-153.030	0.00E+00	128.370	0.000
2	WSD(max)	J[3]	44.570	0.000	-155.270	0.00E+00	155.010	0.000
2	WSD(min)	I[2]	-223.420	0.000	-227.700	0.00E+00	-58.780	0.000
2	WSD(min)	1/4	-223.420	0.000	-229.940	0.00E+00	-26.570	0.000
2	WSD(min)	2/4	-223.420	0.000	-232.180	0.00E+00	2.850	0.000
2	WSD(min)	3/4	-223.420	0.000	-234.420	0.00E+00	30.340	0.000
2	WSD(min)	J[3]	-223.420	0.000	-236.660	0.00E+00	58.140	0.000
3	USD(max)	I[3]	75.490	0.000	-143.940	0.00E+00	268.030	0.000
3	USD(max)	1/4	75.490	0.000	-146.970	0.00E+00	292.110	0.000
3	USD(max)	2/4	75.490	0.000	-150.000	0.00E+00	316.690	0.000
3	USD(max)	3/4	75.490	0.000	-153.030	0.00E+00	341.790	0.000
3	USD(max)	J[4]	75.490	0.000	-156.060	0.00E+00	367.390	0.000
3	USD(min)	I[3]	-365.800	0.000	-280.600	0.00E+00	43.580	0.000
3	USD(min)	1/4	-365.800	0.000	-284.190	0.00E+00	70.450	0.000
3	USD(min)	2/4	-365.800	0.000	-287.780	0.00E+00	97.730	0.000
3	USD(min)	3/4	-365.800	0.000	-291.380	0.00E+00	125.450	0.000
3	USD(min)	J[4]	-365.800	0.000	-294.970	0.00E+00	152.450	0.000
3	WSD(max)	I[3]	44.570	0.000	-85.320	0.00E+00	155.010	0.000
3	WSD(max)	1/4	44.570	0.000	-87.560	0.00E+00	170.110	0.000
3	WSD(max)	2/4	44.570	0.000	-89.810	0.00E+00	185.520	0.000
3	WSD(max)	3/4	44.570	0.000	-92.050	0.00E+00	201.250	0.000
3	WSD(max)	J[4]	44.570	0.000	-94.300	0.00E+00	217.300	0.000
3	WSD(min)	I[3]	-223.420	0.000	-175.370	0.00E+00	58.140	0.000
3	WSD(min)	1/4	-223.420	0.000	-177.620	0.00E+00	75.900	0.000
3	WSD(min)	2/4	-223.420	0.000	-179.860	0.00E+00	93.980	0.000
3	WSD(min)	3/4	-223.420	0.000	-182.110	0.00E+00	112.370	0.000
3	WSD(min)	J[4]	-223.420	0.000	-184.360	0.00E+00	128.550	0.000
4	USD(max)	I[4]	75.490	0.000	-43.680	0.00E+00	367.390	0.000
4	USD(max)	1/4	75.490	0.000	-46.710	0.00E+00	374.850	0.000
4	USD(max)	2/4	75.490	0.000	-49.740	0.00E+00	382.820	0.000
4	USD(max)	3/4	75.490	0.000	-52.760	0.00E+00	391.290	0.000
4	USD(max)	J[5]	75.490	0.000	-55.790	0.00E+00	410.010	0.000
4	USD(min)	I[4]	-365.800	0.000	-189.490	0.00E+00	152.450	0.000
4	USD(min)	1/4	-365.800	0.000	-192.510	0.00E+00	164.210	0.000
4	USD(min)	2/4	-365.800	0.000	-195.540	0.00E+00	176.380	0.000
4	USD(min)	3/4	-365.800	0.000	-198.560	0.00E+00	188.990	0.000
4	USD(min)	J[5]	-365.800	0.000	-201.590	0.00E+00	202.020	0.000
4	WSD(max)	I[4]	44.570	0.000	-25.340	0.00E+00	217.300	0.000
4	WSD(max)	1/4	44.570	0.000	-27.580	0.00E+00	221.980	0.000
4	WSD(max)	2/4	44.570	0.000	-29.820	0.00E+00	226.980	0.000
4	WSD(max)	3/4	44.570	0.000	-32.060	0.00E+00	239.920	0.000

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
4	WSD(max)	J[5]	44.570	0.000	-34.300	0.00E+00	253.350	0.000
4	WSD(min)	I[4]	-223.420	0.000	-116.930	0.00E+00	128.550	0.000
4	WSD(min)	1/4	-223.420	0.000	-119.170	0.00E+00	132.280	0.000
4	WSD(min)	2/4	-223.420	0.000	-121.410	0.00E+00	136.310	0.000
4	WSD(min)	3/4	-223.420	0.000	-123.650	0.00E+00	140.670	0.000
4	WSD(min)	J[5]	-223.420	0.000	-125.890	0.00E+00	145.340	0.000
5	USD(max)	I[5]	75.490	0.000	66.570	0.00E+00	410.010	0.000
5	USD(max)	1/4	75.490	0.000	62.980	0.00E+00	413.670	0.000
5	USD(max)	2/4	75.490	0.000	59.390	0.00E+00	417.840	0.000
5	USD(max)	3/4	75.490	0.000	55.810	0.00E+00	423.840	0.000
5	USD(max)	J[6]	75.490	0.000	52.220	0.00E+00	437.210	0.000
5	USD(min)	I[5]	-365.800	0.000	-97.380	0.00E+00	202.020	0.000
5	USD(min)	1/4	-365.800	0.000	-100.410	0.00E+00	200.930	0.000
5	USD(min)	2/4	-365.800	0.000	-103.440	0.00E+00	200.270	0.000
5	USD(min)	3/4	-365.800	0.000	-106.460	0.00E+00	200.030	0.000
5	USD(min)	J[6]	-365.800	0.000	-109.490	0.00E+00	200.220	0.000
5	WSD(max)	I[5]	44.570	0.000	41.600	0.00E+00	253.350	0.000
5	WSD(max)	1/4	44.570	0.000	39.360	0.00E+00	256.670	0.000
5	WSD(max)	2/4	44.570	0.000	37.120	0.00E+00	260.290	0.000
5	WSD(max)	3/4	44.570	0.000	34.880	0.00E+00	264.900	0.000
5	WSD(max)	J[6]	44.570	0.000	32.640	0.00E+00	273.250	0.000
5	WSD(min)	I[5]	-223.420	0.000	-51.500	0.00E+00	145.340	0.000
5	WSD(min)	1/4	-223.420	0.000	-53.740	0.00E+00	140.670	0.000
5	WSD(min)	2/4	-223.420	0.000	-55.980	0.00E+00	136.310	0.000
5	WSD(min)	3/4	-223.420	0.000	-58.220	0.00E+00	132.280	0.000
5	WSD(min)	J[6]	-223.420	0.000	-60.460	0.00E+00	128.550	0.000
6	USD(max)	I[6]	75.490	0.000	186.090	0.00E+00	437.210	0.000
6	USD(max)	1/4	75.490	0.000	182.500	0.00E+00	432.480	0.000
6	USD(max)	2/4	75.490	0.000	178.910	0.00E+00	428.260	0.000
6	USD(max)	3/4	75.490	0.000	175.310	0.00E+00	424.540	0.000
6	USD(max)	J[7]	75.490	0.000	171.720	0.00E+00	421.330	0.000
6	USD(min)	I[6]	-365.800	0.000	8.060	0.00E+00	200.220	0.000
6	USD(min)	1/4	-365.800	0.000	5.030	0.00E+00	182.000	0.000
6	USD(min)	2/4	-365.800	0.000	2.000	0.00E+00	160.250	0.000
6	USD(min)	3/4	-365.800	0.000	-1.030	0.00E+00	138.930	0.000
6	USD(min)	J[7]	-365.800	0.000	-4.060	0.00E+00	118.030	0.000
6	WSD(max)	I[6]	44.570	0.000	116.310	0.00E+00	273.250	0.000
6	WSD(max)	1/4	44.570	0.000	114.060	0.00E+00	270.300	0.000
6	WSD(max)	2/4	44.570	0.000	111.820	0.00E+00	267.660	0.000
6	WSD(max)	3/4	44.570	0.000	109.570	0.00E+00	265.340	0.000
6	WSD(max)	J[7]	44.570	0.000	107.330	0.00E+00	263.330	0.000
6	WSD(min)	I[6]	-223.420	0.000	22.080	0.00E+00	128.550	0.000
6	WSD(min)	1/4	-223.420	0.000	19.830	0.00E+00	115.410	0.000
6	WSD(min)	2/4	-223.420	0.000	17.590	0.00E+00	102.590	0.000
6	WSD(min)	3/4	-223.420	0.000	15.340	0.00E+00	90.090	0.000
6	WSD(min)	J[7]	-223.420	0.000	13.100	0.00E+00	77.900	0.000
7	USD(max)	I[7]	75.490	0.000	307.660	0.00E+00	421.330	0.000
7	USD(max)	1/4	75.490	0.000	304.070	0.00E+00	397.910	0.000
7	USD(max)	2/4	75.490	0.000	300.490	0.00E+00	374.990	0.000
7	USD(max)	3/4	75.490	0.000	296.900	0.00E+00	352.580	0.000
7	USD(max)	J[8]	75.490	0.000	293.310	0.00E+00	330.670	0.000
7	USD(min)	I[7]	-365.800	0.000	128.750	0.00E+00	118.030	0.000
7	USD(min)	1/4	-365.800	0.000	125.720	0.00E+00	81.320	0.000
7	USD(min)	2/4	-365.800	0.000	122.690	0.00E+00	45.030	0.000
7	USD(min)	3/4	-365.800	0.000	119.670	0.00E+00	9.160	0.000
7	USD(min)	J[8]	-365.800	0.000	116.640	0.00E+00	-26.280	0.000
7	WSD(max)	I[7]	44.570	0.000	192.290	0.00E+00	263.330	0.000
7	WSD(max)	1/4	44.570	0.000	190.050	0.00E+00	248.690	0.000
7	WSD(max)	2/4	44.570	0.000	187.800	0.00E+00	234.370	0.000
7	WSD(max)	3/4	44.570	0.000	185.560	0.00E+00	220.360	0.000
7	WSD(max)	J[8]	44.570	0.000	183.320	0.00E+00	206.670	0.000
7	WSD(min)	I[7]	-223.420	0.000	105.130	0.00E+00	77.900	0.000
7	WSD(min)	1/4	-223.420	0.000	102.890	0.00E+00	56.200	0.000
7	WSD(min)	2/4	-223.420	0.000	100.640	0.00E+00	34.820	0.000
7	WSD(min)	3/4	-223.420	0.000	98.400	0.00E+00	13.760	0.000
7	WSD(min)	J[8]	-223.420	0.000	96.160	0.00E+00	-6.990	0.000
8	USD(max)	I[8]	75.490	0.000	467.490	0.00E+00	330.670	0.000
8	USD(max)	1/4	75.490	0.000	462.950	0.00E+00	266.920	0.000
8	USD(max)	2/4	75.490	0.000	458.410	0.00E+00	212.200	0.000
8	USD(max)	3/4	75.490	0.000	453.870	0.00E+00	159.620	0.000
8	USD(max)	J[9]	75.490	0.000	449.330	0.00E+00	107.730	0.000
8	USD(min)	I[8]	-365.800	0.000	304.730	0.00E+00	-26.280	0.000
8	USD(min)	1/4	-365.800	0.000	300.900	0.00E+00	-98.580	0.000
8	USD(min)	2/4	-365.800	0.000	297.070	0.00E+00	-173.000	0.000
8	USD(min)	3/4	-365.800	0.000	293.240	0.00E+00	-247.410	0.000
8	USD(min)	J[9]	-365.800	0.000	289.410	0.00E+00	-327.850	0.000
8	WSD(max)	I[8]	44.570	0.000	292.180	0.00E+00	206.670	0.000
8	WSD(max)	1/4	44.570	0.000	289.340	0.00E+00	166.830	0.000
8	WSD(max)	2/4	44.570	0.000	286.510	0.00E+00	127.490	0.000
8	WSD(max)	3/4	44.570	0.000	283.670	0.00E+00	88.660	0.000

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
8	WSD(max)	J[9]	44.570	0.000	280.830	0.00E+00	50.330	0.000
8	WSD(min)	I[8]	-223.420	0.000	225.100	0.00E+00	-6.990	0.000
8	WSD(min)	1/4	-223.420	0.000	222.260	0.00E+00	-52.560	0.000
8	WSD(min)	2/4	-223.420	0.000	219.420	0.00E+00	-103.850	0.000
8	WSD(min)	3/4	-223.420	0.000	216.590	0.00E+00	-154.630	0.000
8	WSD(min)	J[9]	-223.420	0.000	213.750	0.00E+00	-204.900	0.000
9	USD(max)	I[1]	-480.960	0.000	-143.630	0.00E+00	-224.990	0.000
9	USD(max)	1/4	-476.870	0.000	-135.760	0.00E+00	-202.040	0.000
9	USD(max)	2/4	-472.770	0.000	-125.360	0.00E+00	-180.810	0.000
9	USD(max)	3/4	-468.680	0.000	-114.950	0.00E+00	-156.430	0.000
9	USD(max)	J[10]	-464.590	0.000	-104.670	0.00E+00	-116.880	0.000
9	USD(min)	I[1]	-629.690	0.000	-372.670	0.00E+00	-442.350	0.000
9	USD(min)	1/4	-624.840	0.000	-347.900	0.00E+00	-401.490	0.000
9	USD(min)	2/4	-619.990	0.000	-323.490	0.00E+00	-363.150	0.000
9	USD(min)	3/4	-615.140	0.000	-299.430	0.00E+00	-327.280	0.000
9	USD(min)	J[10]	-610.290	0.000	-275.740	0.00E+00	-293.820	0.000
9	WSD(max)	I[1]	-316.430	0.000	-104.230	0.00E+00	-169.360	0.000
9	WSD(max)	1/4	-313.400	0.000	-98.330	0.00E+00	-141.660	0.000
9	WSD(max)	2/4	-310.360	0.000	-92.550	0.00E+00	-116.060	0.000
9	WSD(max)	3/4	-307.330	0.000	-86.870	0.00E+00	-92.550	0.000
9	WSD(max)	J[10]	-304.300	0.000	-81.310	0.00E+00	-71.100	0.000
9	WSD(min)	I[1]	-393.560	0.000	-225.180	0.00E+00	-276.470	0.000
9	WSD(min)	1/4	-390.530	0.000	-210.010	0.00E+00	-250.930	0.000
9	WSD(min)	2/4	-387.490	0.000	-195.060	0.00E+00	-226.970	0.000
9	WSD(min)	3/4	-384.460	0.000	-180.330	0.00E+00	-204.550	0.000
9	WSD(min)	J[10]	-381.430	0.000	-165.830	0.00E+00	-183.640	0.000
10	USD(max)	I[9]	-472.830	0.000	75.490	0.00E+00	54.930	0.000
10	USD(max)	1/4	-468.730	0.000	75.490	0.00E+00	42.660	0.000
10	USD(max)	2/4	-464.640	0.000	75.490	0.00E+00	30.400	0.000
10	USD(max)	3/4	-460.550	0.000	75.490	0.00E+00	18.130	0.000
10	USD(max)	J[11]	-456.450	0.000	75.490	0.00E+00	5.860	0.000
10	USD(min)	I[9]	-629.690	0.000	-338.720	0.00E+00	-329.160	0.000
10	USD(min)	1/4	-624.840	0.000	-313.950	0.00E+00	-277.360	0.000
10	USD(min)	2/4	-619.990	0.000	-289.530	0.00E+00	-229.480	0.000
10	USD(min)	3/4	-615.140	0.000	-265.480	0.00E+00	-190.310	0.000
10	USD(min)	J[11]	-610.290	0.000	-241.790	0.00E+00	-171.800	0.000
10	WSD(max)	I[9]	-316.430	0.000	44.570	0.00E+00	13.290	0.000
10	WSD(max)	1/4	-313.400	0.000	44.570	0.00E+00	6.050	0.000
10	WSD(max)	2/4	-310.360	0.000	44.570	0.00E+00	-1.200	0.000
10	WSD(max)	3/4	-307.330	0.000	44.570	0.00E+00	-8.440	0.000
10	WSD(max)	J[11]	-304.300	0.000	44.570	0.00E+00	-15.680	0.000
10	WSD(min)	I[9]	-393.560	0.000	-206.830	0.00E+00	-205.730	0.000
10	WSD(min)	1/4	-390.530	0.000	-191.650	0.00E+00	-173.350	0.000
10	WSD(min)	2/4	-387.490	0.000	-176.700	0.00E+00	-143.430	0.000
10	WSD(min)	3/4	-384.460	0.000	-161.980	0.00E+00	-118.340	0.000
10	WSD(min)	J[11]	-381.430	0.000	-147.480	0.00E+00	-104.050	0.000
11	USD(max)	I[10]	-464.590	0.000	-104.670	0.00E+00	-116.880	0.000
11	USD(max)	1/4	-460.620	0.000	-92.200	0.00E+00	-73.250	0.000
11	USD(max)	2/4	-456.650	0.000	-79.940	0.00E+00	-35.070	0.000
11	USD(max)	3/4	-452.680	0.000	-67.890	0.00E+00	-2.240	0.000
11	USD(max)	J[12]	-448.710	0.000	-56.030	0.00E+00	25.340	0.000
11	USD(min)	I[10]	-610.290	0.000	-275.740	0.00E+00	-293.820	0.000
11	USD(min)	1/4	-605.580	0.000	-247.070	0.00E+00	-255.860	0.000
11	USD(min)	2/4	-600.880	0.000	-218.950	0.00E+00	-221.340	0.000
11	USD(min)	3/4	-596.180	0.000	-191.370	0.00E+00	-194.140	0.000
11	USD(min)	J[12]	-591.470	0.000	-164.340	0.00E+00	-177.660	0.000
11	WSD(max)	I[10]	-304.300	0.000	-81.310	0.00E+00	-71.100	0.000
11	WSD(max)	1/4	-301.360	0.000	-73.820	0.00E+00	-47.460	0.000
11	WSD(max)	2/4	-298.420	0.000	-64.010	0.00E+00	-26.810	0.000
11	WSD(max)	3/4	-295.480	0.000	-54.370	0.00E+00	-9.080	0.000
11	WSD(max)	J[12]	-292.540	0.000	-44.890	0.00E+00	5.800	0.000
11	WSD(min)	I[10]	-381.430	0.000	-165.830	0.00E+00	-183.640	0.000
11	WSD(min)	1/4	-378.490	0.000	-148.290	0.00E+00	-159.910	0.000
11	WSD(min)	2/4	-375.550	0.000	-131.100	0.00E+00	-138.340	0.000
11	WSD(min)	3/4	-372.610	0.000	-114.240	0.00E+00	-120.840	0.000
11	WSD(min)	J[12]	-369.670	0.000	-97.730	0.00E+00	-109.110	0.000
12	USD(max)	I[11]	-456.450	0.000	75.490	0.00E+00	5.860	0.000
12	USD(max)	1/4	-452.490	0.000	75.490	0.00E+00	-9.230	0.000
12	USD(max)	2/4	-448.520	0.000	75.490	0.00E+00	16.590	0.000
12	USD(max)	3/4	-444.550	0.000	75.490	0.00E+00	38.290	0.000
12	USD(max)	J[13]	-440.580	0.000	75.490	0.00E+00	55.430	0.000
12	USD(min)	I[11]	-610.290	0.000	-241.790	0.00E+00	-171.800	0.000
12	USD(min)	1/4	-605.580	0.000	-213.120	0.00E+00	-151.370	0.000
12	USD(min)	2/4	-600.880	0.000	-185.000	0.00E+00	-133.520	0.000
12	USD(min)	3/4	-596.180	0.000	-157.420	0.00E+00	-118.190	0.000
12	USD(min)	J[13]	-591.470	0.000	-130.390	0.00E+00	-118.150	0.000
12	WSD(max)	I[11]	-304.300	0.000	44.570	0.00E+00	-15.680	0.000
12	WSD(max)	1/4	-301.360	0.000	44.570	0.00E+00	-24.600	0.000
12	WSD(max)	2/4	-298.420	0.000	44.570	0.00E+00	-7.940	0.000
12	WSD(max)	3/4	-295.480	0.000	44.570	0.00E+00	6.150	0.000

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
12	WSD(max)	J[13]	-292.540	0.000	44.570	0.00E+00	17.380	0.000
12	WSD(min)	I[11]	-381.430	0.000	-147.480	0.00E+00	-104.050	0.000
12	WSD(min)	1/4	-378.490	0.000	-129.940	0.00E+00	-88.290	0.000
12	WSD(min)	2/4	-375.550	0.000	-112.750	0.00E+00	-74.510	0.000
12	WSD(min)	3/4	-372.610	0.000	-95.890	0.00E+00	-62.910	0.000
12	WSD(min)	J[13]	-369.670	0.000	-79.370	0.00E+00	-69.350	0.000
13	USD(max)	I[12]	-448.710	0.000	-56.030	0.00E+00	25.340	0.000
13	USD(max)	1/4	-444.740	0.000	-44.390	0.00E+00	47.790	0.000
13	USD(max)	2/4	-440.770	0.000	-32.940	0.00E+00	65.220	0.000
13	USD(max)	3/4	-436.800	0.000	-21.700	0.00E+00	77.730	0.000
13	USD(max)	J[14]	-432.830	0.000	-10.670	0.00E+00	90.700	0.000
13	USD(min)	I[12]	-591.470	0.000	-164.340	0.00E+00	-177.660	0.000
13	USD(min)	1/4	-586.770	0.000	-137.860	0.00E+00	-162.850	0.000
13	USD(min)	2/4	-582.060	0.000	-111.920	0.00E+00	-149.640	0.000
13	USD(min)	3/4	-577.360	0.000	-93.610	0.00E+00	-138.010	0.000
13	USD(min)	J[14]	-572.660	0.000	-79.300	0.00E+00	-127.920	0.000
13	WSD(max)	I[12]	-292.540	0.000	-44.890	0.00E+00	5.800	0.000
13	WSD(max)	1/4	-289.600	0.000	-35.590	0.00E+00	17.900	0.000
13	WSD(max)	2/4	-286.660	0.000	-26.460	0.00E+00	27.280	0.000
13	WSD(max)	3/4	-283.720	0.000	-17.500	0.00E+00	34.020	0.000
13	WSD(max)	J[14]	-280.780	0.000	-8.710	0.00E+00	40.650	0.000
13	WSD(min)	I[12]	-369.670	0.000	-97.730	0.00E+00	-109.110	0.000
13	WSD(min)	1/4	-366.730	0.000	-81.550	0.00E+00	-98.600	0.000
13	WSD(min)	2/4	-363.790	0.000	-65.720	0.00E+00	-89.270	0.000
13	WSD(min)	3/4	-360.850	0.000	-54.660	0.00E+00	-81.090	0.000
13	WSD(min)	J[14]	-357.910	0.000	-46.090	0.00E+00	-74.030	0.000
14	USD(max)	I[13]	-440.580	0.000	75.490	0.00E+00	55.430	0.000
14	USD(max)	1/4	-436.610	0.000	75.490	0.00E+00	68.110	0.000
14	USD(max)	2/4	-432.640	0.000	75.490	0.00E+00	76.450	0.000
14	USD(max)	3/4	-428.670	0.000	75.490	0.00E+00	80.560	0.000
14	USD(max)	J[15]	-424.700	0.000	75.490	0.00E+00	85.440	0.000
14	USD(min)	I[13]	-591.470	0.000	-130.390	0.00E+00	-118.150	0.000
14	USD(min)	1/4	-586.770	0.000	-103.900	0.00E+00	-127.470	0.000
14	USD(min)	2/4	-582.060	0.000	-77.960	0.00E+00	-136.780	0.000
14	USD(min)	3/4	-577.360	0.000	-52.570	0.00E+00	-146.090	0.000
14	USD(min)	J[15]	-572.660	0.000	-27.720	0.00E+00	-155.400	0.000
14	WSD(max)	I[13]	-292.540	0.000	44.570	0.00E+00	17.380	0.000
14	WSD(max)	1/4	-289.600	0.000	44.570	0.00E+00	25.830	0.000
14	WSD(max)	2/4	-286.660	0.000	44.570	0.00E+00	31.560	0.000
14	WSD(max)	3/4	-283.720	0.000	44.570	0.00E+00	34.650	0.000
14	WSD(max)	J[15]	-280.780	0.000	44.570	0.00E+00	38.170	0.000
14	WSD(min)	I[13]	-369.670	0.000	-79.370	0.00E+00	-69.350	0.000
14	WSD(min)	1/4	-366.730	0.000	-63.200	0.00E+00	-75.790	0.000
14	WSD(min)	2/4	-363.790	0.000	-47.370	0.00E+00	-82.220	0.000
14	WSD(min)	3/4	-360.850	0.000	-31.880	0.00E+00	-88.660	0.000
14	WSD(min)	J[15]	-357.910	0.000	-16.720	0.00E+00	-95.100	0.000
15	USD(max)	I[14]	-432.830	0.000	-10.670	0.00E+00	90.700	0.000
15	USD(max)	1/4	-428.870	0.000	0.580	0.00E+00	100.600	0.000
15	USD(max)	2/4	-424.900	0.000	20.340	0.00E+00	105.690	0.000
15	USD(max)	3/4	-420.930	0.000	43.560	0.00E+00	106.080	0.000
15	USD(max)	J[16]	-416.960	0.000	66.230	0.00E+00	101.880	0.000
15	USD(min)	I[14]	-572.660	0.000	-79.300	0.00E+00	-127.920	0.000
15	USD(min)	1/4	-567.950	0.000	-65.540	0.00E+00	-119.320	0.000
15	USD(min)	2/4	-563.250	0.000	-52.320	0.00E+00	-112.170	0.000
15	USD(min)	3/4	-558.540	0.000	-39.640	0.00E+00	-106.430	0.000
15	USD(min)	J[16]	-553.840	0.000	-27.520	0.00E+00	-102.060	0.000
15	WSD(max)	I[14]	-280.780	0.000	-8.710	0.00E+00	40.650	0.000
15	WSD(max)	1/4	-277.840	0.000	-0.090	0.00E+00	46.180	0.000
15	WSD(max)	2/4	-274.900	0.000	12.560	0.00E+00	48.780	0.000
15	WSD(max)	3/4	-271.960	0.000	26.690	0.00E+00	48.520	0.000
15	WSD(max)	J[16]	-269.020	0.000	40.470	0.00E+00	45.470	0.000
15	WSD(min)	I[14]	-357.910	0.000	-46.090	0.00E+00	-74.030	0.000
15	WSD(min)	1/4	-354.970	0.000	-37.870	0.00E+00	-68.050	0.000
15	WSD(min)	2/4	-352.030	0.000	-29.990	0.00E+00	-63.120	0.000
15	WSD(min)	3/4	-349.090	0.000	-22.450	0.00E+00	-59.200	0.000
15	WSD(min)	J[16]	-346.150	0.000	-15.250	0.00E+00	-56.270	0.000
16	USD(max)	I[15]	-424.700	0.000	75.490	0.00E+00	85.440	0.000
16	USD(max)	1/4	-420.730	0.000	75.490	0.00E+00	88.450	0.000
16	USD(max)	2/4	-416.760	0.000	75.490	0.00E+00	86.870	0.000
16	USD(max)	3/4	-412.800	0.000	75.490	0.00E+00	80.810	0.000
16	USD(max)	J[17]	-408.830	0.000	86.200	0.00E+00	70.380	0.000
16	USD(min)	I[15]	-572.660	0.000	-27.720	0.00E+00	-155.400	0.000
16	USD(min)	1/4	-567.950	0.000	-3.490	0.00E+00	-164.720	0.000
16	USD(min)	2/4	-563.250	0.000	10.790	0.00E+00	-174.030	0.000
16	USD(min)	3/4	-558.540	0.000	21.210	0.00E+00	-183.340	0.000
16	USD(min)	J[17]	-553.840	0.000	31.420	0.00E+00	-196.260	0.000
16	WSD(max)	I[15]	-280.780	0.000	44.570	0.00E+00	38.170	0.000
16	WSD(max)	1/4	-277.840	0.000	44.570	0.00E+00	39.820	0.000
16	WSD(max)	2/4	-274.900	0.000	44.570	0.00E+00	39.030	0.000
16	WSD(max)	3/4	-271.960	0.000	44.570	0.00E+00	35.860	0.000

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN・m)	Moment-y (kN・m)	Moment-z (kN・m)
16	WSD(max)	J[17]	-269.020	0.000	51.270	0.00E+00	30.380	0.000
16	WSD(min)	I[15]	-357.910	0.000	-16.720	0.00E+00	-95.100	0.000
16	WSD(min)	1/4	-354.970	0.000	-2.070	0.00E+00	-101.540	0.000
16	WSD(min)	2/4	-352.030	0.000	8.360	0.00E+00	-107.980	0.000
16	WSD(min)	3/4	-349.090	0.000	16.640	0.00E+00	-114.420	0.000
16	WSD(min)	J[17]	-346.150	0.000	24.750	0.00E+00	-122.660	0.000
17	USD(max)	I[16]	-416.960	0.000	66.230	0.00E+00	101.880	0.000
17	USD(max)	1/4	-412.990	0.000	88.350	0.00E+00	93.210	0.000
17	USD(max)	2/4	-409.020	0.000	109.930	0.00E+00	80.160	0.000
17	USD(max)	3/4	-405.050	0.000	130.960	0.00E+00	62.850	0.000
17	USD(max)	J[18]	-401.080	0.000	151.450	0.00E+00	41.390	0.000
17	USD(min)	I[16]	-553.840	0.000	-27.520	0.00E+00	-102.060	0.000
17	USD(min)	1/4	-549.140	0.000	-15.930	0.00E+00	-99.020	0.000
17	USD(min)	2/4	-544.430	0.000	-7.500	0.00E+00	-104.820	0.000
17	USD(min)	3/4	-539.730	0.000	-0.760	0.00E+00	-116.650	0.000
17	USD(min)	J[18]	-535.020	0.000	5.780	0.00E+00	-130.480	0.000
17	WSD(max)	I[16]	-269.020	0.000	40.470	0.00E+00	45.470	0.000
17	WSD(max)	1/4	-266.080	0.000	53.920	0.00E+00	39.690	0.000
17	WSD(max)	2/4	-263.140	0.000	67.030	0.00E+00	31.260	0.000
17	WSD(max)	3/4	-260.200	0.000	79.800	0.00E+00	20.250	0.000
17	WSD(max)	J[18]	-257.260	0.000	92.220	0.00E+00	6.710	0.000
17	WSD(min)	I[16]	-346.150	0.000	-15.250	0.00E+00	-56.270	0.000
17	WSD(min)	1/4	-343.210	0.000	-8.390	0.00E+00	-54.280	0.000
17	WSD(min)	2/4	-340.270	0.000	-3.170	0.00E+00	-53.200	0.000
17	WSD(min)	3/4	-337.330	0.000	1.130	0.00E+00	-60.010	0.000
17	WSD(min)	J[18]	-334.390	0.000	5.270	0.00E+00	-70.360	0.000
18	USD(max)	I[17]	-408.830	0.000	86.200	0.00E+00	70.380	0.000
18	USD(max)	1/4	-404.860	0.000	103.830	0.00E+00	55.700	0.000
18	USD(max)	2/4	-400.890	0.000	120.920	0.00E+00	36.860	0.000
18	USD(max)	3/4	-396.920	0.000	137.460	0.00E+00	13.970	0.000
18	USD(max)	J[19]	-392.950	0.000	153.450	0.00E+00	-12.840	0.000
18	USD(min)	I[17]	-553.840	0.000	31.420	0.00E+00	-196.260	0.000
18	USD(min)	1/4	-549.140	0.000	41.430	0.00E+00	-210.530	0.000
18	USD(min)	2/4	-544.430	0.000	46.560	0.00E+00	-224.790	0.000
18	USD(min)	3/4	-539.730	0.000	46.560	0.00E+00	-239.050	0.000
18	USD(min)	J[19]	-535.020	0.000	46.560	0.00E+00	-253.320	0.000
18	WSD(max)	I[17]	-269.020	0.000	51.270	0.00E+00	30.380	0.000
18	WSD(max)	1/4	-266.080	0.000	62.290	0.00E+00	22.670	0.000
18	WSD(max)	2/4	-263.140	0.000	72.970	0.00E+00	12.780	0.000
18	WSD(max)	3/4	-260.200	0.000	83.310	0.00E+00	0.800	0.000
18	WSD(max)	J[19]	-257.260	0.000	93.300	0.00E+00	-13.220	0.000
18	WSD(min)	I[17]	-346.150	0.000	24.750	0.00E+00	-122.660	0.000
18	WSD(min)	1/4	-343.210	0.000	32.200	0.00E+00	-131.580	0.000
18	WSD(min)	2/4	-340.270	0.000	32.200	0.00E+00	-140.490	0.000
18	WSD(min)	3/4	-337.330	0.000	32.200	0.00E+00	-149.410	0.000
18	WSD(min)	J[19]	-334.390	0.000	32.200	0.00E+00	-158.320	0.000
19	USD(max)	I[18]	-401.080	0.000	151.450	0.00E+00	41.390	0.000
19	USD(max)	1/4	-397.110	0.000	171.390	0.00E+00	15.890	0.000
19	USD(max)	2/4	-393.140	0.000	190.790	0.00E+00	-13.550	0.000
19	USD(max)	3/4	-389.180	0.000	209.640	0.00E+00	-26.090	0.000
19	USD(max)	J[20]	-385.210	0.000	227.950	0.00E+00	-35.300	0.000
19	USD(min)	I[18]	-535.020	0.000	5.780	0.00E+00	-130.480	0.000
19	USD(min)	1/4	-530.320	0.000	12.120	0.00E+00	-146.260	0.000
19	USD(min)	2/4	-525.620	0.000	17.720	0.00E+00	-163.970	0.000
19	USD(min)	3/4	-520.910	0.000	23.040	0.00E+00	-183.540	0.000
19	USD(min)	J[20]	-516.210	0.000	28.150	0.00E+00	-204.950	0.000
19	WSD(max)	I[18]	-257.260	0.000	92.220	0.00E+00	6.710	0.000
19	WSD(max)	1/4	-254.320	0.000	104.300	0.00E+00	-9.280	0.000
19	WSD(max)	2/4	-251.380	0.000	116.050	0.00E+00	-27.650	0.000
19	WSD(max)	3/4	-248.440	0.000	127.450	0.00E+00	-35.390	0.000
19	WSD(max)	J[20]	-245.500	0.000	138.510	0.00E+00	-40.960	0.000
19	WSD(min)	I[18]	-334.390	0.000	5.270	0.00E+00	-70.360	0.000
19	WSD(min)	1/4	-331.450	0.000	9.230	0.00E+00	-82.190	0.000
19	WSD(min)	2/4	-328.510	0.000	13.020	0.00E+00	-95.450	0.000
19	WSD(min)	3/4	-325.570	0.000	16.640	0.00E+00	-110.110	0.000
19	WSD(min)	J[20]	-322.630	0.000	20.090	0.00E+00	-126.130	0.000
20	USD(max)	I[19]	-392.950	0.000	153.450	0.00E+00	-12.840	0.000
20	USD(max)	1/4	-388.980	0.000	171.390	0.00E+00	-43.480	0.000
20	USD(max)	2/4	-385.010	0.000	190.790	0.00E+00	-77.830	0.000
20	USD(max)	3/4	-381.040	0.000	209.640	0.00E+00	-115.790	0.000
20	USD(max)	J[21]	-377.070	0.000	227.950	0.00E+00	-157.250	0.000
20	USD(min)	I[19]	-535.020	0.000	46.560	0.00E+00	-253.320	0.000
20	USD(min)	1/4	-530.320	0.000	46.560	0.00E+00	-267.580	0.000
20	USD(min)	2/4	-525.620	0.000	46.560	0.00E+00	-281.850	0.000
20	USD(min)	3/4	-520.910	0.000	46.560	0.00E+00	-296.110	0.000
20	USD(min)	J[21]	-516.210	0.000	46.560	0.00E+00	-310.370	0.000
20	WSD(max)	I[19]	-257.260	0.000	93.300	0.00E+00	-13.220	0.000
20	WSD(max)	1/4	-254.320	0.000	104.300	0.00E+00	-29.200	0.000
20	WSD(max)	2/4	-251.380	0.000	116.050	0.00E+00	-47.080	0.000
20	WSD(max)	3/4	-248.440	0.000	127.450	0.00E+00	-66.790	0.000

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
20	WSD(max)	J[21]	-245.500	0.000	138.510	0.00E+00	-88.260	0.000
20	WSD(min)	I[19]	-334.390	0.000	32.200	0.00E+00	-158.320	0.000
20	WSD(min)	1/4	-331.450	0.000	32.200	0.00E+00	-167.240	0.000
20	WSD(min)	2/4	-328.510	0.000	32.200	0.00E+00	-176.150	0.000
20	WSD(min)	3/4	-325.570	0.000	32.200	0.00E+00	-185.070	0.000
20	WSD(min)	J[21]	-322.630	0.000	32.200	0.00E+00	-193.980	0.000
21	USD(max)	I[20]	-385.210	0.000	227.950	0.00E+00	-35.300	0.000
21	USD(max)	1/4	-381.240	0.000	239.110	0.00E+00	-41.820	0.000
21	USD(max)	2/4	-377.270	0.000	250.060	0.00E+00	-48.900	0.000
21	USD(max)	3/4	-373.300	0.000	260.800	0.00E+00	-56.520	0.000
21	USD(max)	J[22]	-369.330	0.000	271.330	0.00E+00	-64.640	0.000
21	USD(min)	I[20]	-516.210	0.000	28.150	0.00E+00	-204.950	0.000
21	USD(min)	1/4	-511.500	0.000	31.250	0.00E+00	-219.240	0.000
21	USD(min)	2/4	-506.800	0.000	34.260	0.00E+00	-247.340	0.000
21	USD(min)	3/4	-502.100	0.000	37.190	0.00E+00	-278.360	0.000
21	USD(min)	J[22]	-497.390	0.000	40.040	0.00E+00	-310.670	0.000
21	WSD(max)	I[20]	-245.500	0.000	138.510	0.00E+00	-40.960	0.000
21	WSD(max)	1/4	-242.560	0.000	145.250	0.00E+00	-44.890	0.000
21	WSD(max)	2/4	-239.620	0.000	151.860	0.00E+00	-49.130	0.000
21	WSD(max)	3/4	-236.680	0.000	158.340	0.00E+00	-53.680	0.000
21	WSD(max)	J[22]	-233.740	0.000	164.680	0.00E+00	-58.520	0.000
21	WSD(min)	I[20]	-322.630	0.000	20.090	0.00E+00	-126.130	0.000
21	WSD(min)	1/4	-319.690	0.000	22.160	0.00E+00	-136.820	0.000
21	WSD(min)	2/4	-316.750	0.000	24.170	0.00E+00	-154.590	0.000
21	WSD(min)	3/4	-313.810	0.000	26.110	0.00E+00	-173.980	0.000
21	WSD(min)	J[22]	-310.870	0.000	27.980	0.00E+00	-194.170	0.000
22	USD(max)	I[21]	-377.070	0.000	227.950	0.00E+00	-157.250	0.000
22	USD(max)	1/4	-373.110	0.000	239.110	0.00E+00	-184.890	0.000
22	USD(max)	2/4	-369.140	0.000	250.060	0.00E+00	-200.710	0.000
22	USD(max)	3/4	-365.170	0.000	260.800	0.00E+00	-215.560	0.000
22	USD(max)	J[30]	-361.200	0.000	271.330	0.00E+00	-231.040	0.000
22	USD(min)	I[21]	-516.210	0.000	46.560	0.00E+00	-310.370	0.000
22	USD(min)	1/4	-511.500	0.000	46.560	0.00E+00	-319.290	0.000
22	USD(min)	2/4	-506.800	0.000	46.560	0.00E+00	-328.200	0.000
22	USD(min)	3/4	-502.100	0.000	46.560	0.00E+00	-337.120	0.000
22	USD(min)	J[30]	-497.390	0.000	46.560	0.00E+00	-346.030	0.000
22	WSD(max)	I[21]	-245.500	0.000	138.510	0.00E+00	-88.260	0.000
22	WSD(max)	1/4	-242.560	0.000	145.250	0.00E+00	-102.540	0.000
22	WSD(max)	2/4	-239.620	0.000	151.860	0.00E+00	-117.470	0.000
22	WSD(max)	3/4	-236.680	0.000	158.340	0.00E+00	-133.020	0.000
22	WSD(max)	J[30]	-233.740	0.000	164.680	0.00E+00	-149.190	0.000
22	WSD(min)	I[21]	-322.630	0.000	32.200	0.00E+00	-193.980	0.000
22	WSD(min)	1/4	-319.690	0.000	32.200	0.00E+00	-199.560	0.000
22	WSD(min)	2/4	-316.750	0.000	32.200	0.00E+00	-205.130	0.000
22	WSD(min)	3/4	-313.810	0.000	32.200	0.00E+00	-210.700	0.000
22	WSD(min)	J[30]	-310.870	0.000	32.200	0.00E+00	-216.270	0.000
23	USD(max)	I[22]	-46.560	0.000	-315.210	0.00E+00	16.650	0.000
23	USD(max)	1/4	-46.560	0.000	-292.660	0.00E+00	54.640	0.000
23	USD(max)	2/4	-46.560	0.000	-270.100	0.00E+00	89.820	0.000
23	USD(max)	3/4	-46.560	0.000	-247.550	0.00E+00	122.710	0.000
23	USD(max)	J[23]	-46.560	0.000	-225.000	0.00E+00	156.740	0.000
23	USD(min)	I[22]	-295.720	0.000	-438.650	0.00E+00	-252.860	0.000
23	USD(min)	1/4	-295.720	0.000	-414.170	0.00E+00	-202.350	0.000
23	USD(min)	2/4	-295.720	0.000	-389.690	0.00E+00	-156.070	0.000
23	USD(min)	3/4	-295.720	0.000	-365.210	0.00E+00	-112.600	0.000
23	USD(min)	J[23]	-295.720	0.000	-340.730	0.00E+00	-71.950	0.000
23	WSD(max)	I[22]	-32.200	0.000	-206.130	0.00E+00	1.420	0.000
23	WSD(max)	1/4	-32.200	0.000	-194.630	0.00E+00	28.430	0.000
23	WSD(max)	2/4	-32.200	0.000	-183.130	0.00E+00	53.520	0.000
23	WSD(max)	3/4	-32.200	0.000	-171.620	0.00E+00	76.700	0.000
23	WSD(max)	J[23]	-32.200	0.000	-160.120	0.00E+00	97.960	0.000
23	WSD(min)	I[22]	-179.350	0.000	-274.150	0.00E+00	-158.040	0.000
23	WSD(min)	1/4	-179.350	0.000	-258.850	0.00E+00	-124.720	0.000
23	WSD(min)	2/4	-179.350	0.000	-243.560	0.00E+00	-93.320	0.000
23	WSD(min)	3/4	-179.350	0.000	-228.260	0.00E+00	-63.830	0.000
23	WSD(min)	J[23]	-179.350	0.000	-212.960	0.00E+00	-36.260	0.000
24	USD(max)	I[23]	-46.560	0.000	-225.000	0.00E+00	156.740	0.000
24	USD(max)	1/4	-46.560	0.000	-198.840	0.00E+00	192.380	0.000
24	USD(max)	2/4	-46.560	0.000	-172.680	0.00E+00	223.900	0.000
24	USD(max)	3/4	-46.560	0.000	-146.520	0.00E+00	251.300	0.000
24	USD(max)	J[24]	-46.560	0.000	-120.360	0.00E+00	274.590	0.000
24	USD(min)	I[23]	-295.720	0.000	-340.730	0.00E+00	-71.950	0.000
24	USD(min)	1/4	-295.720	0.000	-312.340	0.00E+00	-30.090	0.000
24	USD(min)	2/4	-295.720	0.000	-283.940	0.00E+00	6.720	0.000
24	USD(min)	3/4	-295.720	0.000	-255.550	0.00E+00	40.020	0.000
24	USD(min)	J[24]	-295.720	0.000	-227.160	0.00E+00	69.820	0.000
24	WSD(max)	I[23]	-32.200	0.000	-160.120	0.00E+00	97.960	0.000
24	WSD(max)	1/4	-32.200	0.000	-144.740	0.00E+00	120.240	0.000
24	WSD(max)	2/4	-32.200	0.000	-126.990	0.00E+00	139.940	0.000
24	WSD(max)	3/4	-32.200	0.000	-109.240	0.00E+00	157.060	0.000

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
24	WSD(max)	J[24]	-32.200	0.000	-91.500	0.00E+00	171.620	0.000
24	WSD(min)	I[23]	-179.350	0.000	-212.960	0.00E+00	-36.260	0.000
24	WSD(min)	1/4	-179.350	0.000	-195.210	0.00E+00	-10.580	0.000
24	WSD(min)	2/4	-179.350	0.000	-177.470	0.00E+00	9.730	0.000
24	WSD(min)	3/4	-179.350	0.000	-159.720	0.00E+00	28.110	0.000
24	WSD(min)	J[24]	-179.350	0.000	-141.970	0.00E+00	44.560	0.000
25	USD(max)	I[24]	-46.560	0.000	-120.360	0.00E+00	274.590	0.000
25	USD(max)	1/4	-46.560	0.000	-94.210	0.00E+00	293.760	0.000
25	USD(max)	2/4	-46.560	0.000	-68.050	0.00E+00	310.900	0.000
25	USD(max)	3/4	-46.560	0.000	-41.890	0.00E+00	324.430	0.000
25	USD(max)	J[25]	-46.560	0.000	-15.730	0.00E+00	333.840	0.000
25	USD(min)	I[24]	-295.720	0.000	-227.160	0.00E+00	69.820	0.000
25	USD(min)	1/4	-295.720	0.000	-198.760	0.00E+00	96.120	0.000
25	USD(min)	2/4	-295.720	0.000	-170.370	0.00E+00	118.900	0.000
25	USD(min)	3/4	-295.720	0.000	-141.970	0.00E+00	138.190	0.000
25	USD(min)	J[25]	-295.720	0.000	-113.580	0.00E+00	150.870	0.000
25	WSD(max)	I[24]	-32.200	0.000	-91.500	0.00E+00	171.620	0.000
25	WSD(max)	1/4	-32.200	0.000	-73.750	0.00E+00	183.600	0.000
25	WSD(max)	2/4	-32.200	0.000	-56.010	0.00E+00	194.050	0.000
25	WSD(max)	3/4	-32.200	0.000	-38.260	0.00E+00	202.180	0.000
25	WSD(max)	J[25]	-32.200	0.000	-20.510	0.00E+00	207.740	0.000
25	WSD(min)	I[24]	-179.350	0.000	-141.970	0.00E+00	44.560	0.000
25	WSD(min)	1/4	-179.350	0.000	-124.230	0.00E+00	59.070	0.000
25	WSD(min)	2/4	-179.350	0.000	-106.480	0.00E+00	71.650	0.000
25	WSD(min)	3/4	-179.350	0.000	-88.730	0.00E+00	82.290	0.000
25	WSD(min)	J[25]	-179.350	0.000	-70.990	0.00E+00	91.000	0.000
26	USD(max)	I[25]	-46.560	0.000	-15.730	0.00E+00	333.840	0.000
26	USD(max)	1/4	-46.560	0.000	10.430	0.00E+00	339.130	0.000
26	USD(max)	2/4	-46.560	0.000	36.590	0.00E+00	340.300	0.000
26	USD(max)	3/4	-46.560	0.000	62.750	0.00E+00	337.360	0.000
26	USD(max)	J[26]	-46.560	0.000	88.910	0.00E+00	330.300	0.000
26	USD(min)	I[25]	-295.720	0.000	-113.580	0.00E+00	150.870	0.000
26	USD(min)	1/4	-295.720	0.000	-85.180	0.00E+00	156.520	0.000
26	USD(min)	2/4	-295.720	0.000	-56.790	0.00E+00	158.660	0.000
26	USD(min)	3/4	-295.720	0.000	-28.390	0.00E+00	157.300	0.000
26	USD(min)	J[26]	-295.720	0.000	0.000	0.00E+00	152.440	0.000
26	WSD(max)	I[25]	-32.200	0.000	-20.510	0.00E+00	207.740	0.000
26	WSD(max)	1/4	-32.200	0.000	-2.770	0.00E+00	210.720	0.000
26	WSD(max)	2/4	-32.200	0.000	14.980	0.00E+00	211.130	0.000
26	WSD(max)	3/4	-32.200	0.000	32.730	0.00E+00	208.970	0.000
26	WSD(max)	J[26]	-32.200	0.000	50.470	0.00E+00	204.230	0.000
26	WSD(min)	I[25]	-179.350	0.000	-70.990	0.00E+00	91.000	0.000
26	WSD(min)	1/4	-179.350	0.000	-53.240	0.00E+00	97.770	0.000
26	WSD(min)	2/4	-179.350	0.000	-35.490	0.00E+00	102.600	0.000
26	WSD(min)	3/4	-179.350	0.000	-17.750	0.00E+00	105.510	0.000
26	WSD(min)	J[26]	-179.350	0.000	0.000	0.00E+00	106.470	0.000
27	USD(max)	I[26]	-46.560	0.000	88.910	0.00E+00	330.300	0.000
27	USD(max)	1/4	-46.560	0.000	106.920	0.00E+00	321.530	0.000
27	USD(max)	2/4	-46.560	0.000	124.940	0.00E+00	315.350	0.000
27	USD(max)	3/4	-46.560	0.000	144.810	0.00E+00	305.060	0.000
27	USD(max)	J[27]	-46.560	0.000	166.160	0.00E+00	290.650	0.000
27	USD(min)	I[26]	-295.720	0.000	0.000	0.00E+00	152.440	0.000
27	USD(min)	1/4	-295.720	0.000	24.180	0.00E+00	144.510	0.000
27	USD(min)	2/4	-295.720	0.000	48.360	0.00E+00	133.980	0.000
27	USD(min)	3/4	-295.720	0.000	72.530	0.00E+00	120.830	0.000
27	USD(min)	J[27]	-295.720	0.000	96.710	0.00E+00	105.070	0.000
27	WSD(max)	I[26]	-32.200	0.000	50.470	0.00E+00	204.230	0.000
27	WSD(max)	1/4	-32.200	0.000	63.820	0.00E+00	197.240	0.000
27	WSD(max)	2/4	-32.200	0.000	77.160	0.00E+00	188.320	0.000
27	WSD(max)	3/4	-32.200	0.000	90.500	0.00E+00	180.020	0.000
27	WSD(max)	J[27]	-32.200	0.000	103.850	0.00E+00	171.010	0.000
27	WSD(min)	I[26]	-179.350	0.000	0.000	0.00E+00	106.470	0.000
27	WSD(min)	1/4	-179.350	0.000	13.340	0.00E+00	105.510	0.000
27	WSD(min)	2/4	-179.350	0.000	26.690	0.00E+00	102.600	0.000
27	WSD(min)	3/4	-179.350	0.000	40.030	0.00E+00	97.770	0.000
27	WSD(min)	J[27]	-179.350	0.000	53.370	0.00E+00	91.000	0.000
28	USD(max)	I[27]	-46.560	0.000	166.160	0.00E+00	290.650	0.000
28	USD(max)	1/4	-46.560	0.000	187.510	0.00E+00	272.120	0.000
28	USD(max)	2/4	-46.560	0.000	208.860	0.00E+00	249.470	0.000
28	USD(max)	3/4	-46.560	0.000	230.210	0.00E+00	222.710	0.000
28	USD(max)	J[28]	-46.560	0.000	251.560	0.00E+00	191.830	0.000
28	USD(min)	I[27]	-295.720	0.000	96.710	0.00E+00	105.070	0.000
28	USD(min)	1/4	-295.720	0.000	120.890	0.00E+00	85.690	0.000
28	USD(min)	2/4	-295.720	0.000	145.070	0.00E+00	62.580	0.000
28	USD(min)	3/4	-295.720	0.000	169.250	0.00E+00	36.860	0.000
28	USD(min)	J[28]	-295.720	0.000	189.760	0.00E+00	8.520	0.000
28	WSD(max)	I[27]	-32.200	0.000	103.850	0.00E+00	171.010	0.000
28	WSD(max)	1/4	-32.200	0.000	117.190	0.00E+00	159.430	0.000
28	WSD(max)	2/4	-32.200	0.000	130.540	0.00E+00	145.280	0.000
28	WSD(max)	3/4	-32.200	0.000	143.880	0.00E+00	128.550	0.000

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
28	WSD(max)	J[28]	-32.200	0.000	157.220	0.00E+00	109.250	0.000
28	WSD(min)	I[27]	-179.350	0.000	53.370	0.00E+00	91.000	0.000
28	WSD(min)	1/4	-179.350	0.000	66.720	0.00E+00	80.070	0.000
28	WSD(min)	2/4	-179.350	0.000	80.060	0.00E+00	64.700	0.000
28	WSD(min)	3/4	-179.350	0.000	93.400	0.00E+00	47.400	0.000
28	WSD(min)	J[28]	-179.350	0.000	106.750	0.00E+00	28.160	0.000
29	USD(max)	I[28]	-46.560	0.000	251.560	0.00E+00	191.830	0.000
29	USD(max)	1/4	-46.560	0.000	272.900	0.00E+00	156.840	0.000
29	USD(max)	2/4	-46.560	0.000	294.250	0.00E+00	117.720	0.000
29	USD(max)	3/4	-46.560	0.000	315.600	0.00E+00	74.490	0.000
29	USD(max)	J[29]	-46.560	0.000	340.730	0.00E+00	27.150	0.000
29	USD(min)	I[28]	-295.720	0.000	189.760	0.00E+00	8.520	0.000
29	USD(min)	1/4	-295.720	0.000	207.770	0.00E+00	-22.430	0.000
29	USD(min)	2/4	-295.720	0.000	225.790	0.00E+00	-55.990	0.000
29	USD(min)	3/4	-295.720	0.000	243.800	0.00E+00	-92.160	0.000
29	USD(min)	J[29]	-295.720	0.000	261.810	0.00E+00	-130.940	0.000
29	WSD(max)	I[28]	-32.200	0.000	157.220	0.00E+00	109.250	0.000
29	WSD(max)	1/4	-32.200	0.000	170.570	0.00E+00	87.380	0.000
29	WSD(max)	2/4	-32.200	0.000	183.910	0.00E+00	62.930	0.000
29	WSD(max)	3/4	-32.200	0.000	197.250	0.00E+00	35.910	0.000
29	WSD(max)	J[29]	-32.200	0.000	212.960	0.00E+00	6.320	0.000
29	WSD(min)	I[28]	-179.350	0.000	106.750	0.00E+00	28.160	0.000
29	WSD(min)	1/4	-179.350	0.000	120.090	0.00E+00	6.980	0.000
29	WSD(min)	2/4	-179.350	0.000	133.430	0.00E+00	-16.130	0.000
29	WSD(min)	3/4	-179.350	0.000	146.780	0.00E+00	-41.170	0.000
29	WSD(min)	J[29]	-179.350	0.000	160.120	0.00E+00	-68.150	0.000
30	USD(max)	I[29]	-46.560	0.000	340.730	0.00E+00	27.150	0.000
30	USD(max)	1/4	-46.560	0.000	365.210	0.00E+00	-16.980	0.000
30	USD(max)	2/4	-46.560	0.000	389.690	0.00E+00	-63.000	0.000
30	USD(max)	3/4	-46.560	0.000	414.170	0.00E+00	-105.780	0.000
30	USD(max)	J[30]	-46.560	0.000	438.650	0.00E+00	-151.160	0.000
30	USD(min)	I[29]	-295.720	0.000	261.810	0.00E+00	-130.940	0.000
30	USD(min)	1/4	-295.720	0.000	277.340	0.00E+00	-166.480	0.000
30	USD(min)	2/4	-295.720	0.000	292.870	0.00E+00	-203.950	0.000
30	USD(min)	3/4	-295.720	0.000	308.400	0.00E+00	-243.360	0.000
30	USD(min)	J[30]	-295.720	0.000	323.930	0.00E+00	-284.720	0.000
30	WSD(max)	I[29]	-32.200	0.000	212.960	0.00E+00	6.320	0.000
30	WSD(max)	1/4	-32.200	0.000	228.260	0.00E+00	-21.250	0.000
30	WSD(max)	2/4	-32.200	0.000	243.560	0.00E+00	-50.740	0.000
30	WSD(max)	3/4	-32.200	0.000	258.850	0.00E+00	-82.140	0.000
30	WSD(max)	J[30]	-32.200	0.000	274.150	0.00E+00	-115.460	0.000
30	WSD(min)	I[29]	-179.350	0.000	160.120	0.00E+00	-68.150	0.000
30	WSD(min)	1/4	-179.350	0.000	171.620	0.00E+00	-92.960	0.000
30	WSD(min)	2/4	-179.350	0.000	183.130	0.00E+00	-119.200	0.000
30	WSD(min)	3/4	-179.350	0.000	194.630	0.00E+00	-146.890	0.000
30	WSD(min)	J[30]	-179.350	0.000	206.130	0.00E+00	-176.010	0.000

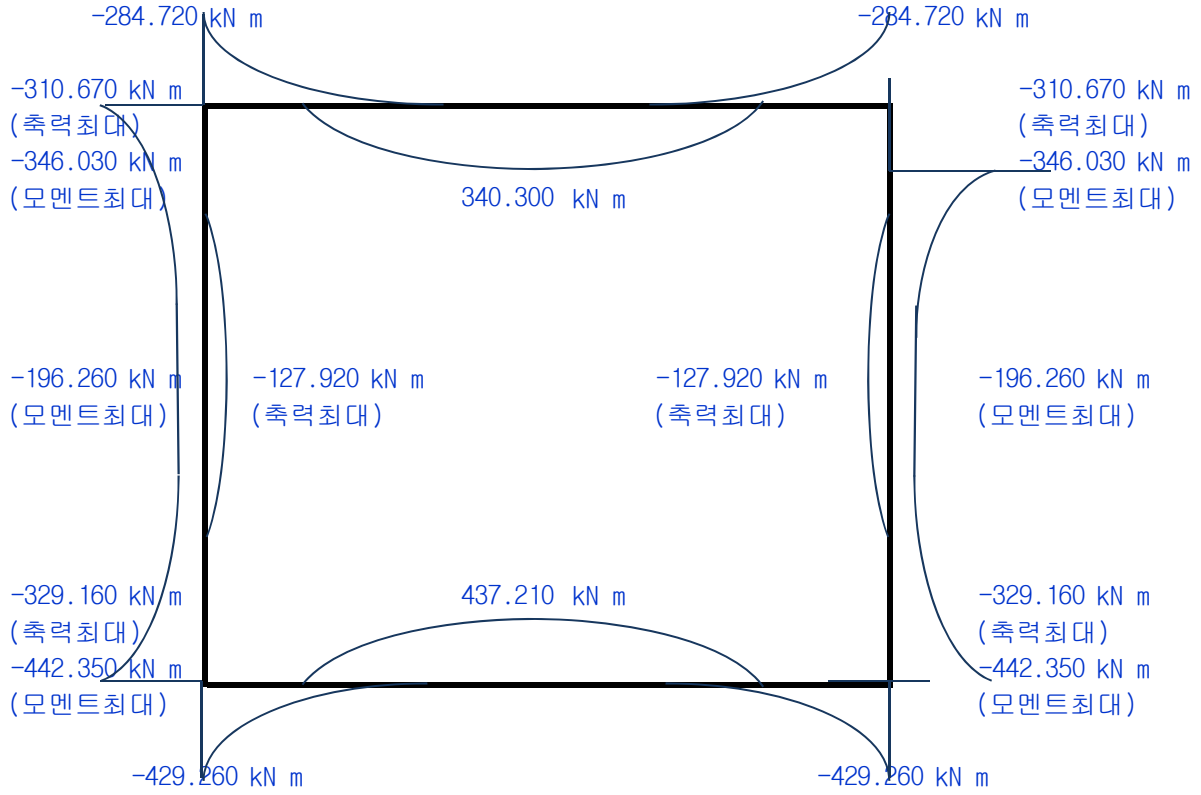
9. 단면력 요약

구분	위치	부재	극한하중			사용하중	비고
			Mu(kN · m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN · m)	
상부슬래브	단부	23,30	-284.72	438.65	-	-176.01	
	중앙부	26,27	340.30	166.16	-	211.13	
벽체	상단부 (축력최대)	21,22	-310.67	271.33	-516.21	-40.96	
	상단부 (모멘트최대)	21,22	-346.03	271.33	-516.21	-216.27	
	중앙부 (축력최대)	15,16	-127.92	86.20	-572.66	48.78	
	중앙부 (모멘트최대)	15,16	-196.26	-79.30	-572.66	-122.66	
	하단부 (축력최대)	9,10	-329.16	-372.67	-629.69	13.29	
	하단부 (모멘트최대)	9,10	-442.35	-372.67	-629.69	-276.47	
하부슬래브	단부	1,8	-429.26	475.76	-	-266.60	
	중앙부	4,5	437.21	201.59	-	273.25	

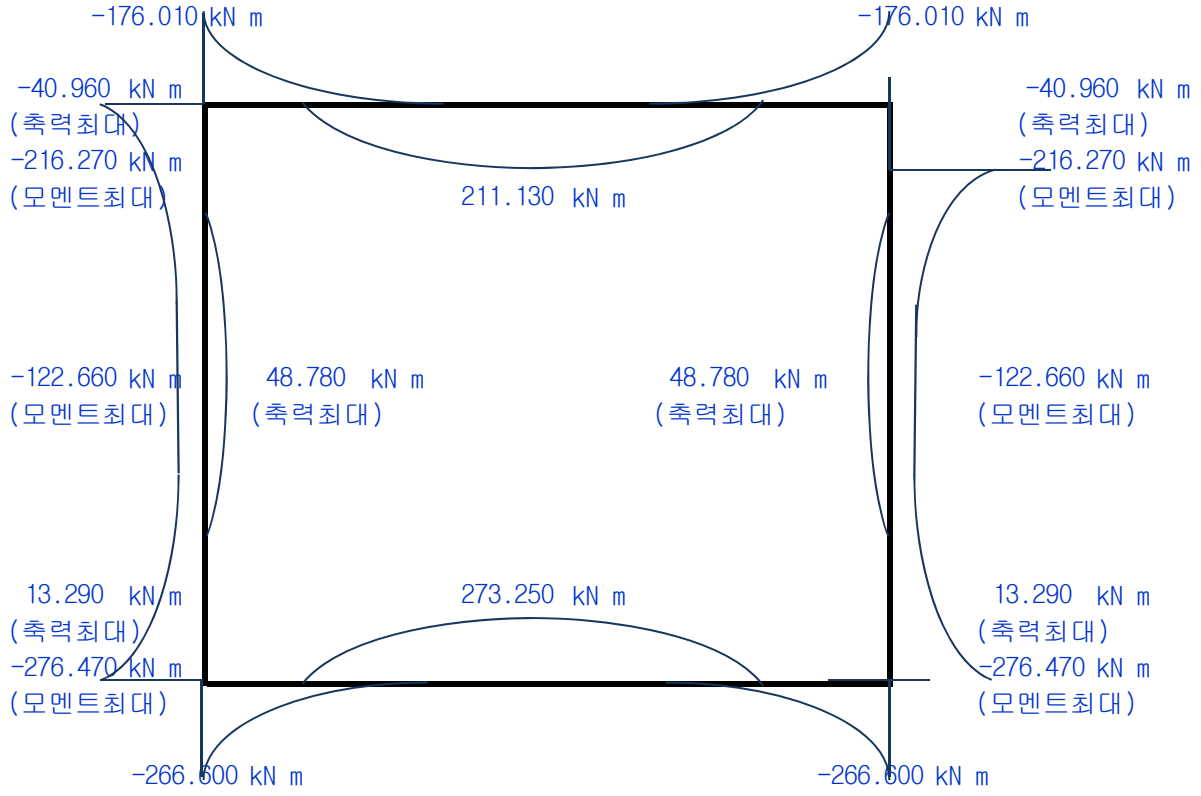
-'전단력과 사용하중 상태에서의 모멘트는 선택 부재에서의 최대값 적용

10. 단면력도

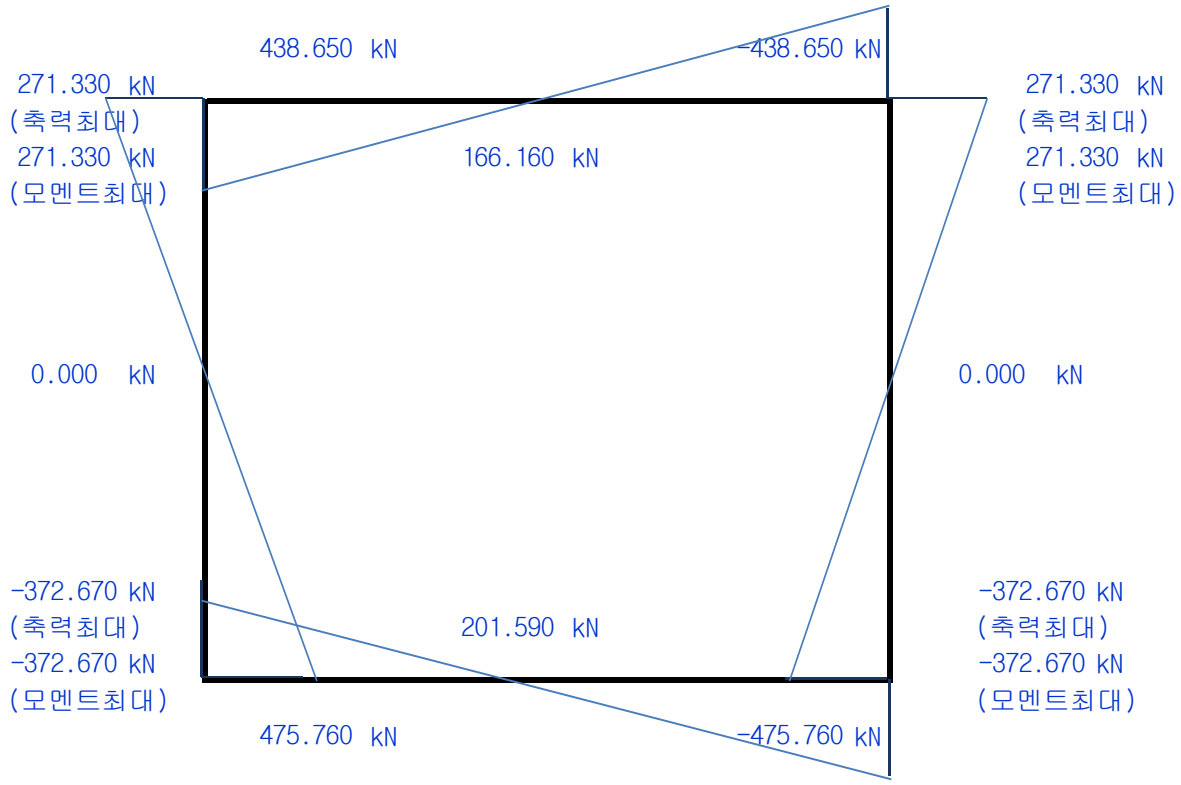
(1) 극한하중 모멘트도



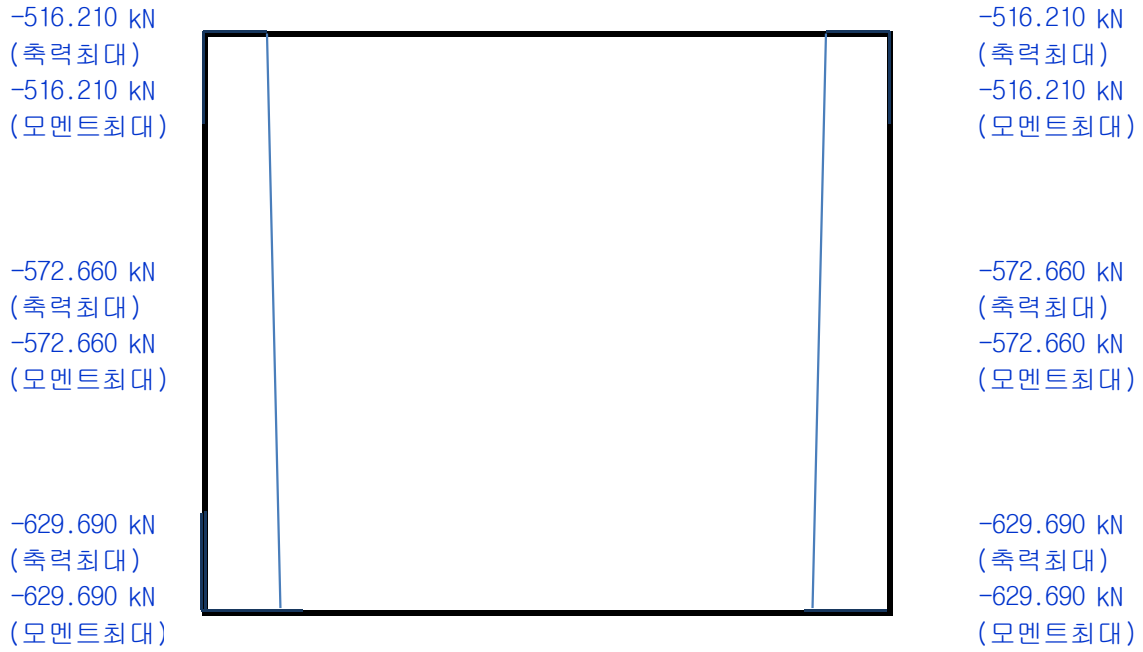
(2) 사용하중 모멘트도



(3) 극한하중 전단력도



(4) 극한하중 축력도



11. 단면검토

① 상부 슬래브 단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	176.010
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	700.0	600.0	100.0	284.720	438.650

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 500.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 35.953 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03885 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\frac{fy^2}{2\times0.85\times fck\times b}\times As^2 - fy\times d\times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0$$

필요 철근량 req.As = 1341.679 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00382

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342

적용 = 0.0035

As(req) = 1341.679 mm^2 As(min) = 2100.000 mm^2

4/3×As(req) = 1788.905 mm^2 ※ As = 1788.905 mm^2

사용철근량 = H19 × 8ea = 2292.000 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 480239230 N · mm

= 480.239 kN · m > 284.720 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 1.687]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (438.7 - 387.970)×10³ ×150.0 / (400.0×500.0×0.85)

= 44.718 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13×2 EA, 간격 s = 150.0 mm)

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 287.187 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 250.0 mm ----- ∴ O.K.

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 675.157 kN > Vu ----- ∴ O.K.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 176.01 × 1000000 / [2292×(600 - 123.635/3)]

= 137.428 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×600/(7×2292)]

= 123.635 mm

사용철근량 = 2292.000 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 137.428) - 2.5 × 90.5 = 346.777 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 137.428) = 458.422 mm

Sa는 작은 값인 346.777 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 346.777 mm) ----- ∴ O.K.

② 상부슬래브 중앙부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	211.130
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	600.0	500.0	100.0	340.300	166.160

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 500.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 35.953 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03188 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\frac{fy^2}{2\times0.85\times fck\times b}\times As^2 - fy\times d\times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0$$

필요 철근량 req.As = 1950.216 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00458

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342

적용 = 0.0035

As(req) = 1950.216 mm^2 As(min) = 1750.000 mm^2

4/3×As(req) = 2600.288 mm^2 ※ As = 1950.216 mm^2

사용철근량 = H19 × 8ea = 2292.000 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 397727230 N · mm

= 397.727 kN · m > 340.300 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 1.169]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 211.13 × 1000000 / [2292×(500 - 111.633/3)]

= 199.045 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×2292)]

= 111.633 ㎜

사용철근량 = 2292.000 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 199.045) - 2.5 × 90.5 = 169.388 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 199.045) = 316.511 ㎜

Sa는 작은 값인 169.388 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 169.388 ㎜) ----- ∴ O.K.

③ 하부슬래브 단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	266.600
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	650.0	550.0	100.0	429.260	475.760

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 550.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 48.577 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02540 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\frac{fy^2}{2\times0.85\times fck\times b}\times As^2 - fy\times d\times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0$$

필요 철근량 req.As = 2239.500 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00563

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342

적용 = 0.0035

As(req) = 2239.500 mm^2 As(min) = 1925.000 mm^2

4/3×As(req) = 2986.000 mm^2 ※ As = 2239.500 mm^2

사용철근량 = H22 × 8ea = 3096.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 586088414 N · mm

= 586.088 kN · m > 429.260 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.365]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 426.767 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (475.8 - 426.767)×10³ ×150.0 / (400.0×550.0×0.85)

= 39.299 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13×2 EA, 간격 s = 150.0 mm)

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 315.905 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 275.0 mm ----- ∴ O.K

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 742.672 kN > Vu ----- ∴ O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 266.6 × 1000000 / [3096.8×(550 - 134.256/3)]

= 170.389 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 3096.8/1000 + 7 × 3096.8/1000 × √[(1 + 2×1000×550/(7×3096.8)]

= 134.256 ㎜

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 170.389) - 2.5 × 89 = 239.677 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 170.389) = 369.741 ㎜

Sa는 작은 값인 239.677 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 239.677 mm) ----- ∴ O.K.

④ 하부슬래브 중앙부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	273.250
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	650.0	550.0	100.0	437.210	201.590

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 550.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 48.577 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02540 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\frac{fy^2}{2\times0.85\times fck\times b}\times As^2 - fy\times d\times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0$$

필요 철근량 req.As = 2282.419 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00563

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342

적용 = 0.0035

As(req) = 2282.419 mm^2 As(min) = 1925.000 mm^2

4/3×As(req) = 3043.226 mm^2 ※ As = 2282.419 mm^2

사용철근량 = H22 × 8ea = 3096.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 586088414 N · mm

= 586.088 kN · m > 437.210 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.341]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 426.767 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 273.25 × 1000000 / [3096.8×(550 - 134.256/3)]

= 174.639 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 3096.8/1000 + 7 × 3096.8/1000 × √[(1 + 2×1000×550/(7×3096.8)]

= 134.256 ㎜

사용철근량 = 3096.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 174.639) - 2.5 × 89 = 228.429 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 174.639) = 360.743 ㎜

Sa는 작은 값인 228.429 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 228.429 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑤ 벽체 상단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	216.270
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	700.0	600.0	100.0	346.030	271.330

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 500.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 35.953 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03885 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\frac{fy^2}{2\times0.85\times fck\times b}\times As^2 - fy\times d\times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0$$

필요 철근량 req.As = 1637.021 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00382

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342

적용 = 0.0035

As(req) = 1637.021 mm^2 As(min) = 2100.000 mm^2

4/3×As(req) = 2182.695 mm^2 ※ As = 2100.000 mm^2

사용철근량 = H19 × 8ea = 2292.000 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 480239230 N · mm

= 480.239 kN · m > 346.030 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.388]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 kN

1/2 x Φv x Vc = 193.985 kN ≤ Vu ≤Φv x Vc ∴ 슬래브이므로 최소전단 철근 배근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 216.27 × 1000000 / [2292×(600 - 123.635/3)]

= 168.863 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×600/(7×2292)]

= 123.635 ㎜

사용철근량 = 2292.000 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 168.863) - 2.5 × 90.5 = 240.105 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 168.863) = 373.084 ㎜

Sa는 작은 값인 240.105 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 240.105 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑥ 벽체 중앙부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	122.660
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	600.0	500.0	100.0	196.260	79.300

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 500.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 35.953 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03188 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\frac{fy^2}{2\times0.85\times fck\times b}\times As^2 - fy\times d\times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0$$

필요 철근량 req.As = 1109.648 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00458

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342

적용 = 0.0035

As(req) = 1109.648 mm^2 As(min) = 1750.000 mm^2

4/3×As(req) = 1479.531 mm^2 ※ As = 1479.531 mm^2

사용철근량 = H19 × 8ea = 2292.000 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 397727230 N · mm

= 397.727 kN · m > 196.260 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 2.027]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 122.66 × 1000000 / [2292×(500 - 111.633/3)]

= 115.639 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×2292)]

= 111.633 ㎜

사용철근량 = 2292.000 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 115.639) - 2.5 × 90.5 = 454.747 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 115.639) = 544.798 ㎜

Sa는 작은 값인 454.747 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 454.747 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑦ 벽체 하단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	276.470
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	600.0	500.0	100.0	442.350	372.670

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 500.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 48.577 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02281 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\frac{fy^2}{2\times0.85\times fck\times b}\times As^2 - fy\times d\times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0$$

필요 철근량 req.As = 2560.328 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00619

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342

적용 = 0.0035

As(req) = 2560.328 mm^2 As(min) = 1750.000 mm^2

4/3×As(req) = 3413.771 mm^2 ※ As = 2560.328 mm^2

사용철근량 = H22 × 8ea = 3096.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 530346014 N · mm

= 530.346 kN · m > 442.350 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.199]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 kN

1/2 x Φv x Vc = 193.985 kN ≤ Vu ≤Φv x Vc ∴ 슬래브이므로 최소전단 철근 배근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 276.47 × 1000000 / [3096.8×(500 - 127.143/3)]

= 195.088 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 3096.8/1000 + 7 × 3096.8/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×3096.8)]

= 127.143 ㎜

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 195.088) - 2.5 × 89 = 181.164 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 195.088) = 322.931 ㎜

Sa는 작은 값인 181.164 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 181.164 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑤ 벽체 상단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	516.21	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	310.67	(kN · m)				
설계전단력	:	Vu	=	271.33	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	40.96	(kN.m)				
부 재 높 이	:	H	=	700.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa		
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85			
유효높이(휨)	:	d	=	600.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70			
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	601.83	(mm)		

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 19 @ 8 EA = 22.920 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 22.920 cm^2

Asf = H 19 @ 4 EA = 11.460 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0049) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 700.00 x 1000.00 = 17556000.000 N

Cs = As x fy = 916800.00 N , Cs' = Asf x fy = 458400.000 N

Xp = (17556000.00 x 350.0 + 916800.0 x 100.0 + 458400.0 x 600.0) / 18931200.000

= 343.947 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 360.000 mm, ab = k1 x cb = 300.960 mm

fs' = 600 x (360.000 - 100.0) / 360.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 300.960 x 1000 = 7548076.800 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 427458.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 7548076.800 + 427458.000 - 916800.000 = 7058734.800 N

Mb = 7548076.800x(600.0-300.960/2)+427458.000x(600.0-100.0)-7058734.800x(343.947-100.0)

= 1884786827.089 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 267.015 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 120.128 mm , a = k1 x c = 100.427 mm 사용

fs = 600 x (600.000 - 120.128) / 120.128 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (120.128 - 100.000) / 120.128 = 100.5315 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 100.427 x 1000 = 2518703.071 N

Cs = 1146.000 x (100.532 - 0.836 x 30) = 86467.439 N

Ts = 2292.000 x 400.000 = 916800.000 N

Pn = 2518703.071 + 86467.439 - 916800.000 = 1688370.510 N

Mn' = 2518703.071 x (600.0 - 100.427 / 2) + 86467.439 x (600.0 - 100.0)

= 1427982971.130 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 845.775214 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 15310024.800 N ≥ Pn = 1688370.510

ΦPn = 1181859.357 < ΦPb = 4941114.360 , 0.1 x fck x Ag = 2100000.000

∴ Φ = 0.760

ΦPn = 0.76 x 1688370.510 = 1283.162 kN ≥ Pu = 516.210 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 601.829 = 772.243 kN.m ≥ Mu = 310.670 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 408406.274 N

여기서 , 1/2ϕVc< Vu ≤ ϕVc 이므로 최소 전단 철근 필요

- 계산된 스터럽 : min.Av = 0.35x(bo x s / fy)= 1.31㎠

- 배근할 스터럽 : H 13 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm O.K !!!

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 2.534 cm² O.K !!!

.

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 40.96 × 1000000 / [2292×(600 - 123.635/3)]

= 31.981 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×600/(7×2292)]

= 123.635 ㎜

사용철근량 = 2292.000 mm^2 (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 31.981) - 2.5 × 90.5 = 2236.116 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 31.981) = 1969.893 ㎜

Sa는 작은 값인 1969.893 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 1969.893 mm) ----- ∴ O.K.

⑥ 벽체 상단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	516.21	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	346.03	(kN · m)				
설계전단력	:	Vu	=	271.33	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	216.27	(kN.m)				
부 재 높 이	:	H	=	700.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa		
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85			
유효높이(휨)	:	d	=	600.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70			
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	670.33	(mm)		

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 19 @ 8 EA = 22.920 cm^2 , d1 = 10.0 cm

∑ = 22.920 cm^2

Asf = H 19 @ 4 EA = 11.460 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0049) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 700.00 x 1000.00 = 17556000.000 N

Cs = As x fy = 916800.00 N , Cs' = Asf x fy = 458400.000 N

Xp = (17556000.00 x 350.0 + 916800.0 x 100.0 + 458400.0 x 600.0) / 18931200.000

= 343.947 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 360.000 mm, ab = k1 x cb = 300.960 mm

fs' = 600 x (360.000 - 100.0) / 360.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 300.960 x 1000 = 7548076.800 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 427458.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 7548076.800 + 427458.000 - 916800.000 = 7058734.800 N

Mb = 7548076.800x(600.0-300.960/2)+427458.000x(600.0-100.0)-7058734.800x(343.947-100.0)

= 1884786827.089 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 267.015 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 109.388 mm , a = k1 x c = 91.448 mm 사용

fs = 600 x (600.000 - 109.388) / 109.388 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (109.388 - 100.000) / 109.388 = 51.49346 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 91.448 x 1000 = 2293523.811 N

Cs = 1146.000 x (51.493 - 0.836 x 30) = 30269.830 N

Ts = 2292.000 x 400.000 = 916800.000 N

Pn = 2293523.811 + 30269.830 - 916800.000 = 1406993.642 N

Mn' = 2293523.811 x (600.0 - 91.448 / 2) + 30269.830 x (600.0 - 100.0)

= 1286379754.748 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 914.274468 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 15310024.800 N ≥ Pn = 1406993.642

ΦPn = 984895.549 < ΦPb = 4941114.360 , 0.1 x fck x Ag = 2100000.000

∴ Φ = 0.780

ΦPn = 0.78 x 1406993.642 = 1097.455 kN ≥ Pu = 516.210 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 670.328 = 735.655 kN.m ≥ Mu = 346.030 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 408406.274 N

여기서 , 1/2ϕVc< Vu ≤ ϕVc 이므로 최소 전단 철근 필요

- 계산된 스터럽 : min.Av = 0.35x(bo x s / fy)= 1.31㎠

- 배근할 스터럽 : H 13 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm O.K !!!

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 2.534 cm² O.K !!!

.

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 216.27 × 1000000 / [2292×(600 - 123.635/3)]

= 168.863 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×600/(7×2292)]

= 123.635 ㎜

사용철근량 = 2292.000 mm^2 (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 168.863) - 2.5 × 90.5 = 240.105 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 168.863) = 373.084 ㎜

Sa는 작은 값인 240.105 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 240.105 mm) ----- ∴ O.K.

⑦ 벽체 중앙부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	572.66	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	127.92	(kN · m)				
설계전단력	:	Vu	=	86.20	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	48.78	(kN.m)				
부 재 높 이	:	H	=	600.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa		
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85			
유효높이(휨)	:	d	=	500.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70			
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	223.38	(mm)		

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 19 @ 8 EA = 22.920 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 22.920 cm^2

Asf = H 19 @ 4 EA = 11.460 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0057) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15048000.000 N

Cs = As x fy = 916800.00 N , Cs' = Asf x fy = 458400.000 N

Xp = (15048000.00 x 300.0 + 916800.0 x 100.0 + 458400.0 x 500.0) / 16423200.000

= 294.418 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 250.800 mm

fs' = 600 x (300.000 - 100.0) / 300.0(= 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 250.800 x 1000 = 6290064.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 427458.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 6290064.000 + 427458.000 - 916800.000 = 5800722.000 N

Mb = 6290064.000x(500.0-250.800/2)+427458.000x(500.0-100.0)-5800722.000x(294.418-100.0)

= 1399478417.013 N.mm

eb > e → 압축파괴 (eb = Mb / Pb = 241.259 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 315.000 mm , a = k1 x c = 263.340 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 315.000) / 315.000 = 352.381 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (315.000 - 100.000) / 315.000 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 263.340 x 1000 = 6604567.200 N

Cs = 1146.000 x (400.000 - 0.836 x 30) = 429658.320 N

Ts = 2292.000 x 352.381 = 807657.143 N

Pn = 6604567.200 + 429658.320 - 807657.143 = 6226568.377 N

Mn' = 6604567.200 x (500.0 - 263.340 / 2) + 429658.320 x (500.0 - 100.0)

= 2604523564.776 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.496 > 0.001 (e' = e + Xp - dc = 417.796272 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 13270024.800 N ≥ Pn = 6226568.377

ΦPn = 4358597.864 > ΦPb = 4060505.400 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 6226568.377 = 4358.598 kN ≥ Pu = 572.660 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 223.379 = 973.618 kN.m ≥ Mu = 127.920 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 414419.548 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 48.78 × 1000000 / [2292×(500 - 111.633/3)]

= 45.988 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×2292)]

= 111.633 ㎜

사용철근량 = 2292.000 mm^2 (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 45.988) - 2.5 × 90.5 = 1486.15 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 45.988) = 1369.92 ㎜

Sa는 작은 값인 1369.92 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 1369.924 mm) ----- ∴ O.K.

⑧ 벽체 중앙부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	572.66	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	196.26	(kN · m)				
설계전단력	:	Vu	=	79.30	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	122.66	(kN.m)				
부 재 높 이	:	H	=	600.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa		
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85			
유효높이(휨)	:	d	=	500.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70			
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	342.72	(mm)		

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 19 @ 8 EA = 22.920 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 22.920 cm^2

Asf = H 19 @ 4 EA = 11.460 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0057) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15048000.000 N

Cs = As x fy = 916800.00 N , Cs' = Asf x fy = 458400.000 N

Xp = (15048000.00 x 300.0 + 916800.0 x 100.0 + 458400.0 x 500.0) / 16423200.000

= 294.418 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 250.800 mm

fs' = 600 x (300.000 - 100.0) / 300.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 250.800 x 1000 = 6290064.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 427458.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 6290064.000 + 427458.000 - 916800.000 = 5800722.000 N

Mb = 6290064.000x(500.0-250.800/2)+427458.000x(500.0-100.0)-5800722.000x(294.418-100.0)

= 1399478417.013 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 241.259 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 187.000 mm , a = k1 x c = 156.332 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 187.000) / 187.000 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (187.000 - 100.000) / 187.000 = 279.1444 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 156.332 x 1000 = 3920806.560 N

Cs = 1146.000 x (279.144 - 0.836 x 30) = 291157.785 N

Ts = 2292.000 x 400.000 = 916800.000 N

Pn = 3920806.560 + 291157.785 - 916800.000 = 3295164.345 N

Mn' = 3920806.560 x (500.0 - 156.332 / 2) + 291157.785 x (500.0 - 100.0)

= 1770392628.527 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.136 > 0.001 (e' = e + Xp - dc = 537.134099 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 13270024.800 N ≥ Pn = 3295164.345

ΦPn = 2306615.042 > ΦPb = 4060505.400 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 3295164.345 = 2306.615 kN ≥ Pu = 572.660 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 342.716 = 790.515 kN.m ≥ Mu = 196.260 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 414419.548 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 122.66 × 1000000 / [2292×(500 - 111.633/3)]

= 115.639 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×2292)]

= 111.633 ㎜

사용철근량 = 2292.000 mm^2 (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 115.639) - 2.5 × 90.5 = 454.75 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 115.639) = 544.80 ㎜

Sa는 작은 값인 454.75 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 454.747 mm) ----- ∴ O.K.

⑨ 벽체 하단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	629.69	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	329.16	(kN · m)				
설계전단력	:	Vu	=	372.67	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	13.29	(kN.m)				
부 재 높 이	:	H	=	600.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa		
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85			
유효높이(휨)	:	d	=	500.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70			
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	522.73	(mm)		

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

Asf = H 19 @ 4 EA = 11.460 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0071) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15048000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 458400.000 N

Xp = (15048000.00 x 300.0 + 1238720.0 x 100.0 + 458400.0 x 500.0) / 16745120.000

= 290.680 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 250.800 mm

fs' = 600 x (300.000 - 100.0) / 300.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 250.800 x 1000 = 6290064.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 427458.000 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 6290064.000 + 427458.000 - 1238720.000 = 5478802.000 N

Mb = 6290064.000x(500.0-250.800/2)+427458.000x(500.0-100.0)-5478802.000x(290.680-100.0)

= 1482543039.426 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 270.596 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 144.000 mm , a = k1 x c = 120.384 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 144.000) / 144.000 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (144.000 - 100.000) / 144.000 = 183.3333 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 120.384 x 1000 = 3019230.720 N

Cs = 1146.000 x (183.333 - 0.836 x 30) = 181358.320 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 3019230.720 + 181358.320 - 1238720.000 = 1961869.040 N

Mn' = 3019230.720 x (500.0 - 120.384 / 2) + 181358.320 x (500.0 - 100.0)

= 1400425152.502 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.408 > 0.001 (e' = e + Xp - dc = 713.413439 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 13511142.880 N ≥ Pn = 1961869.040

ΦPn = 1373308.328 < ΦPb = 3835161.400 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.740

ΦPn = 0.74 x 1961869.040 = 1451.783 kN ≥ Pu = 629.690 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 522.733 = 758.896 kN.m ≥ Mu = 329.160 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 417053.588 N

여기서 , 1/2ϕVc< Vu ≤ ϕVc 이므로 최소 전단 철근 필요

- 계산된 스터럽 : min.Av = 0.35x(bo x s / fy)= 1.31㎠

- 배근할 스터럽 : H 13 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm O.K !!!

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 2.534 cm² O.K !!!

.

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 13.29 × 1000000 / [3096.8×(500 - 127.143/3)]

= 9.378 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 3096.8/1000 + 7 × 3096.8/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×3096.8)]

= 127.143 ㎜

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 9.378) - 2.5 × 89 = 8174.86 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 9.378) = 6717.89 ㎜

Sa는 작은 값인 6717.89 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 6717.889 mm) ----- ∴ O.K.

⑩ 벽체 하단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	629.69	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	442.35	(kN · m)				
설계전단력	:	Vu	=	372.67	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	276.47	(kN.m)				
부 재 높 이	:	H	=	600.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa		
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85			
유효높이(휨)	:	d	=	500.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70			
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	702.49	(mm)		

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

Asf = H 19 @ 4 EA = 11.460 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0071) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15048000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 458400.000 N

Xp = (15048000.00 x 300.0 + 1238720.0 x 100.0 + 458400.0 x 500.0) / 16745120.000

= 290.680 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 250.800 mm

fs' = 600 x (300.000 - 100.0) / 300.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 250.800 x 1000 = 6290064.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 427458.000 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 6290064.000 + 427458.000 - 1238720.000 = 5478802.000 N

Mb = 6290064.000x(500.0-250.800/2)+427458.000x(500.0-100.0)-5478802.000x(290.680-100.0)

= 1482543039.426 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 270.596 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 116.000 mm , a = k1 x c = 96.976 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 116.000) / 116.000 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (116.000 - 100.000) / 116.000 = 82.75862 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 96.976 x 1000 = 2432158.080 N

Cs = 1146.000 x (82.759 - 0.836 x 30) = 66099.699 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 2432158.080 + 66099.699 - 1238720.000 = 1259537.779 N

Mn' = 2432158.080 x (500.0 - 96.976 / 2) + 66099.699 x (500.0 - 100.0)

= 1124588438.741 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.311 > 0.001 (e' = e + Xp - dc = 893.168557 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 13511142.880 N ≥ Pn = 1259537.779

ΦPn = 881676.446 < ΦPb = 3835161.400 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.770

ΦPn = 0.77 x 1259537.779 = 969.844 kN ≥ Pu = 629.690 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 702.489 = 681.304 kN.m ≥ Mu = 442.350 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 417053.588 N

여기서 , 1/2ϕVc< Vu ≤ ϕVc 이므로 최소 전단 철근 필요

- 계산된 스터럽 : min.Av = 0.35x(bo x s / fy)= 1.31㎠

- 배근할 스터럽 : H 13 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm O.K !!!

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 2.534 cm² O.K !!!

.

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 276.47 × 1000000 / [3096.8×(500 - 127.143/3)]

= 195.088 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 3096.8/1000 + 7 × 3096.8/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×3096.8)]

= 127.143 ㎜

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 195.088) - 2.5 × 89 = 181.164 ㎜

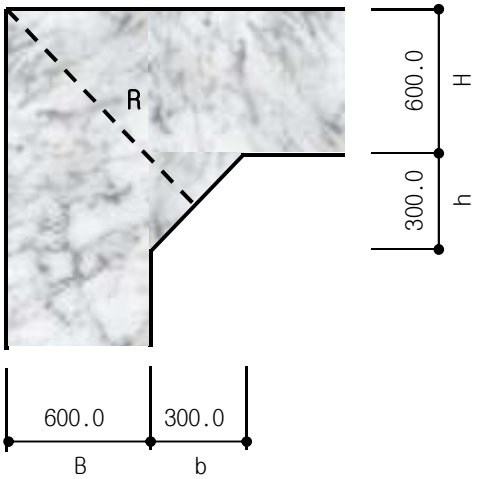
300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 195.088) = 322.931 ㎜

Sa는 작은 값인 181.164 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 181.164 mm) ----- ∴ O.K.

12. 우각부 검토

1) 상부 슬래브



CON'C 설계기준강도(fck)	:	30.0	MPa
CON'C 허용휨인장응력(fta) = 0.13√fck Mpa			
	:	0.712	MPa
철근 항복강도(fy)	:	400.0	MPa
철근 허용응력	:	180.0	MPa
사용 모멘트 Mo	:	216.27	kN · m

R = √2 × b / (b+h) × [B + h + (H × h/b)]

= 1060.66 ㎜

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 216270000}{1060.66^2 \times 1000.0} = 0.961 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 0.961 MPa > f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요.

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 216270000}{1060.66 \times 180.0} = 2265.57 \text{ ㎟}$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 2265.57 - 1146 = 1119.57 ㎟

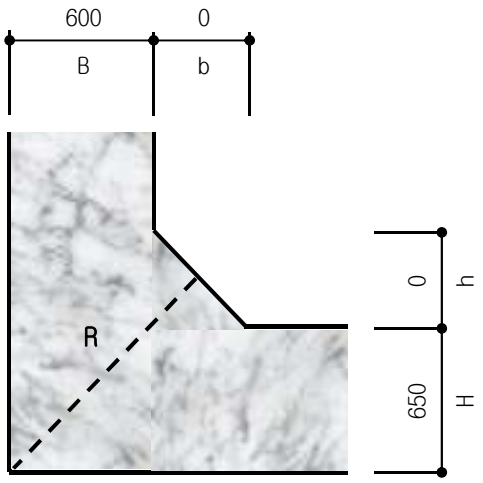
----- 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

As = H19 @ 250 - 1 단 = 1146.00 ㎟

보강 As = 1119.57 ㎟ < As = 1146.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

2) 하부 슬래브



CON'C 설계기준강도(fck)	:	30.0	MPa
CON'C 허용휨인장응력(fta) = 0.13√fck Mpa			
	:	0.712	MPa
철근 항복강도(fy)	:	400.0	MPa
철근 허용응력	:	180.0	MPa
사용 모멘트 Mo	:	276.47	kN · m

R = √ (B2 + H2) = 884.59 mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 276470000}{884.59^2 \times 1000.0} = 1.767 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 1.767 MPa > f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요.

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 276470000}{884.59 \times 180.0} = 3472.67 \text{ ㎟}$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 3472.67 - 1548.4 = 1924.27 ㎟

----- 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

As = H25 @ 250 - 1 단 = 2026.80 ㎟

Asf = 1924.27 ㎟ < As = 2026.80 ㎟ ----- ∴ O.K.

13. 배력철근 검토

1) 구조상세 - 철도설계기준(노반편) p.5-19

다. 종방향으로 영향을 받는 경우로써 상부슬래브, 하부슬래브와 벽체에 있어서 종방향 최소철근량은 복토의 깊이가 3.0 m 이하인 경우에는 콘크리트 단면적의 0.4%, 복토가 3.0m 이상인 경우에는 복토 깊이가 30m인 경우의 사용량인 1.0%를 기준으로 선형변화량을 사용하되, 종방향 철근량은 주철근량 미만이어야 한다.

라. 단단한 지반 위에 놓인 경우와 말뚝기초로 지지되는 경우로써 종방향 부등침하가 우려되지 않은 경우에는 다.항의 기준을 적용하지 않는다. 따라서 어느 정도 견고한 지반위에 놓이는 일반적인 구교로써 적적한 신축이음매가 설치되어 상세한 종방향해석이 필요하지 않다고 판단되는 경우 종방향 철근량은 슬래브의 경우 콘크리트단면적의 0.25%, 벽체의 경우 0.3%를 적용한다.

마. 배력철근은 단위폭주변의 인장 주철근량의 1/5 이상으로 하여 종단방향에 계산외의 응력이 발생하는 것을 고려하여야 한다.

2) 배력철근의 최소 철근비

슬래브의 배력 철근비 = 0.25 % 벽체의 배력 철근비 = 0.30 %

① 상부슬래브

배력철근 최소 철근비 (Asreq) = 1,000.0 × 600.0 × 0.25 = 1500.00 ㎟

사용철근 인장측 ; H 16 @ 150 = 1324.00 ㎟

압축측 ; H 16 @ 300 = 662.00 ㎟

∑ As = 1986.00 ㎟

따라서, As = 1986.00 ㎟ > Asreq = 1500.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

사용 주철근량의 1/5 = 458.400 ㎟

따라서, As = 1324.00 ㎟ > Asreq = 458.40 ㎟ ----- ∴ O.K.

② 하부슬래브

배력철근 최소 철근비 (Asreq) = 1,000.0 × 650.0 × 0.25 = 1625.00 ㎟

사용철근 인장측 ; H 16 @ 150 = 1324.00 ㎟

압축측 ; H 16 @ 300 = 662.00 ㎟

∑ As = 1986.00 ㎟

따라서, As = 1986.00 ㎟ > Asreq = 1625.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

사용 주철근량의 1/5 = 619.360 ㎟

따라서, As = 1324.00 ㎟ > Asreq = 619.36 ㎟ ----- ∴ O.K.

③ 벽체

배력철근 최소 철근비 (Asreq) = 1,000.0 × 600.0 × 0.30 = 1800.00 ㎟

사용철근 인장측 ; H 16 @ 150 = 1324.00 ㎟

압축측 ; H 16 @ 300 = 662.00 ㎟

∑ As = 1986.00 ㎟

따라서, As = 1986.00 ㎟ > Asreq = 1800.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

사용 주철근량의 1/5 = 619.360 ㎟

따라서, As = 1324.00 ㎟ > Asreq = 619.36 ㎟ ----- ∴ O.K.

14. 사용성검토

1) 상부슬래브 최소 두께

1.2(L+3)/30 = 1.2 ×(5.080 + 3) / 30 = 323.2 mm

상부슬래브 두께 = 600.0 mm

Tuse = 600.0 mm > Tmin = 323.2 mm ----- ∴ O.K.

2) 철근 피로검토

피로응력한계 : 사용하중하에서 활하중과 충격에 의해 야기되는 직선철근의 최대 인장응력과 최소 응력 상이의 범위는 다음 값을 초과할수 없다.

f_f = 165 - 0.33fmin

여기서, f_f : 응력범위(Mpa)

fmin : 최소응력 수준으로 인장은 정(+), 압축은 부(-)의 값(Mpa)

① 상부슬래브 단부

5.08 m 지간에서의 모멘트 변화에 의한 피로검토

Mmax = 0.394 kN ·m Mmin = -10.720 kN ·m

- 사용철근량 = H19 × 8ea = 2292.000 ㎟

n = 7

p = As / bd = 2292.00 / (1000 × 600) = 0.00382

K = -np + √{$(np)^2$ + 2np}

= -7 × 0.00382 + √{ (7 × 0.00382) ^{2} + 2 × 7 × 0.00382 }

= 0.206

J = 1 - K / 3 = 1 - 0.206 / 3 = 0.931

$$fs\ max = \frac{M}{As \times j \times d} = \frac{0.394 \times 10^6}{2292.00 \times 0.931 \times 600} = 0.310\ Mpa$$

$$fs\ min = \frac{-10.720 \times 10^6}{2292.00 \times 0.931 \times 600} = -8\ Mpa$$

Δf = fs max - fs min = 8.680 Mpa

f_f = 165 - 0.33fmin

= 165 - 0.33 × -8.37 = 167.762 Mpa > 8.680 Mpa O.K.

② 상부슬래브 중앙부

5.08 m 지간에서의 모멘트 변화에 의한 피로검토

Mmax = 42.012 kN ·m Mmin = 41.129 kN ·m

- 사용철근량 = H19 × 8ea = 2292.000 ㎟

n = 7

p = As / bd = 2292.00 / (1000 × 500) = 0.00458

$K = -np + \sqrt{\{(np)^2 + 2np\}}$

$= -7 \times 0.00458 + \sqrt{\{ (7 \times 0.00458)^2 + 2 \times 7 \times 0.00458 \}}$

= 0.223

J = 1 - K / 3 = 1 - 0.223 / 3 = 0.926

$$fs\ max = \frac{M}{As \times j \times d} = \frac{42.012 \times 10^6}{2292.00 \times 0.926 \times 500} = 39.610\ Mpa$$

$$fs\ min = \frac{41.129 \times 10^6}{2292.00 \times 0.926 \times 500} = 39\ Mpa$$

Δf = fs max - fs min = 0.835 Mpa

f_f = 165 - 0.33fmin

= 165 - 0.33 × 38.77 = 152.204 Mpa > 0.835 Mpa O.K.

15. 기초지지력 검토

1) 구체자중

-	5.200	x	0.650	x	24.500					=	82.810	kN/m
-	5.200	x	0.600	x	24.500					=	76.440	kN/m
-	5.000	x	0.600	x	24.500					=	73.500	kN/m
-	5.000	x	0.600	x	24.500					=	73.500	kN/m
-	0.300	x	0.300	x	1/2	x	2	x	24.500	=	2.205	kN/m
								∴	Total	=	308.455	kN/m

308.455 / 5.200 = 59.318 kN/m²

2) 상부연직하중

= 77.324 kN/m²

3) 활하중

= 30.366 kN/m²

4) 최대 지반 반력

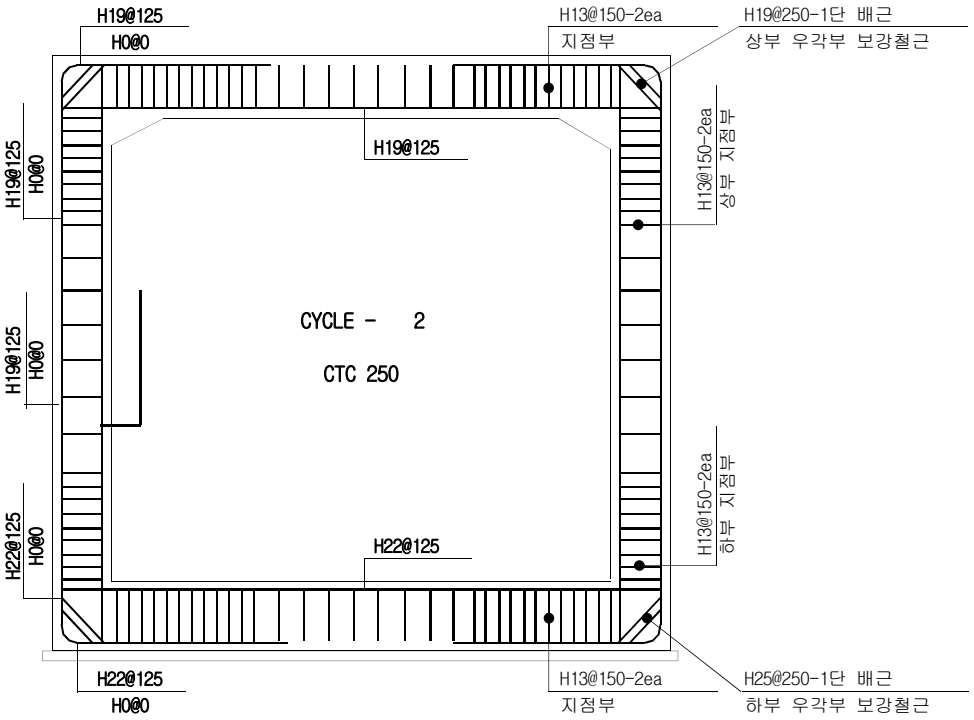
Qmax = 59.318 + 77.324 + 30.366

= 167.008 kN/m²

5) 지지력 검토

Qmax = 167.008 kN/m^2 < 300.00 kN/m^2 --- ∴ O.K.

16. 주철근 조립도



▶ **배력철근**

- 상부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:300
- 하부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:300
- 벽체부 : H16, 인장측:150, 압축측:300

01.옹벽계산서(H=3.0m, 비탈높이=2.799m)

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 3.000 M
옹 벽 저 판 : B = 2.700 M

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γc) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량(γt) : 20.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각(Φ_1) : 35.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.000 °
뒷채움의 성토높이 : 2.799 m
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.600 m

2.3 사용토압

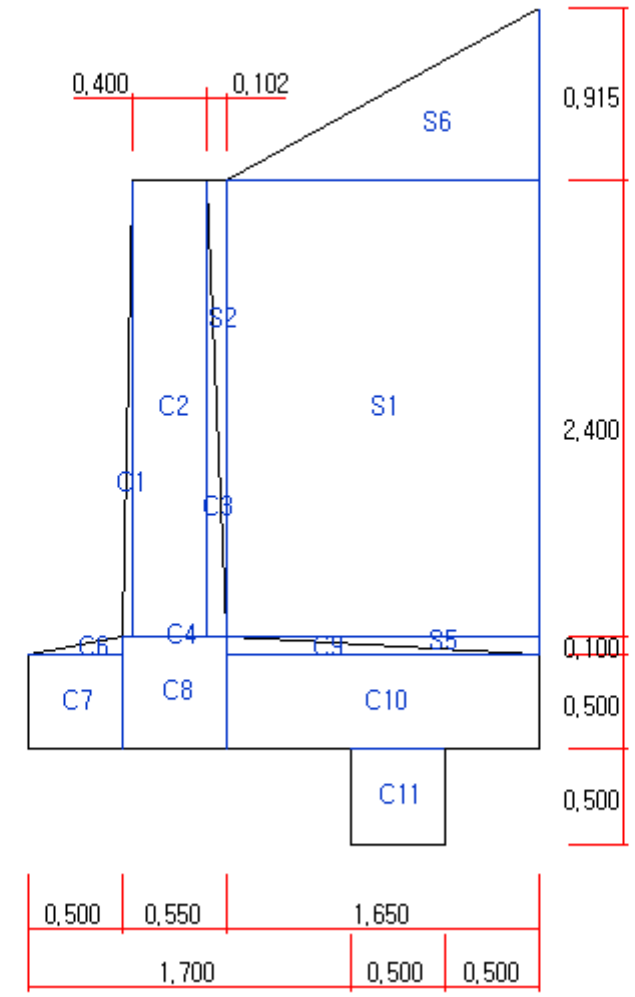
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : q ℓ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 3.000 M B = 2.700 M α = 29.000 °

< Fig.1 >

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	γ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.058	24.5	1.41	0.077	0.11	0.532	1.400	0.75	0.15
C2	0.960	24.5	23.52	0.077	1.81	0.748	1.800	17.59	3.26
C3	0.122	24.5	3.00	0.077	0.23	0.982	1.400	2.94	0.323
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.799	0.600	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.050	0.600	0.00	0.00
C6	0.025	24.5	0.61	0.077	0.05	0.333	0.533	0.20	0.03
C7	0.250	24.5	6.13	0.077	0.47	0.250	0.250	1.53	0.12
C8	0.330	24.5	8.09	0.077	0.62	0.775	0.300	6.27	0.19
C9	0.083	24.5	2.02	0.077	0.16	1.600	0.533	3.23	0.08
C10	0.825	24.5	20.21	0.077	1.56	1.875	0.250	37.90	0.39
C11	0.250	24.5	6.13	0.077	0.47	1.950	-0.250	11.94	-0.12
소계	2.903		71.11		5.48			82.37	4.42
S1	3.960	20.0	79.20	0.077	6.10	1.875	1.800	148.50	10.98
S2	0.122	20.0	2.45	0.077	0.19	1.016	2.200	2.49	0.41
S3	0.000	20.0	0.00	0.077	0.00	1.050	0.600	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.077	0.00	1.875	0.600	0.00	0.00
S5	0.083	20.0	1.65	0.077	0.13	2.150	0.567	3.55	0.07
S6	0.755	20.0	15.09	0.077	1.16	2.150	3.305	32.45	3.84
소계	4.919		98.39		7.58			186.98	15.30
총계			169.50		13.05			269.35	19.72

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.000 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 24.511 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수

α= 53.50 °일때..Ka = 0.4791
α= 53.00 °일때..Ka = 0.4842
α= 52.50 °일때..Ka = 0.4886
α= 52.00 °일때..Ka = 0.4923
α= 51.50 °일때..Ka = 0.4951
α= 51.00 °일때..Ka = 0.4973
α= 50.50 °일때..Ka = 0.4986

▷ α= 50.00 °일때..Ka = 0.4991 최대값

α= 49.50 °일때..Ka = 0.4988
α= 49.00 °일때..Ka = 0.4976
α= 48.50 °일때..Ka = 0.4955
α= 48.00 °일때..Ka = 0.4926
α= 47.50 °일때..Ka = 0.4887
α= 47.00 °일때..Ka = 0.4839
α= 46.50 °일때..Ka = 0.4782

∴ Ka = 0.499 (쐐기중량 W = 291.436 KN)
Kah = 0.499 ×cos 24.511° = 0.454
Kav = 0.499 ×sin 24.511° = 0.207

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.454 ×20.0 ×3.915²
= 69.588 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.207 ×20.0 ×3.915²
= 31.730 KN/m

y = H / 3 = 3.915 / 3 = 1.305 m
χ = 2.700 m

Mo = Pah ×y = 69.588 ×1.305
= 90.803 KN.m

Mr = Pav × χ= 31.730 ×2.700
= 85.671 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= β+ Θ) : 32.747 °
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 51.00 °일때..Kae = 0.4299
α= 50.50 °일때..Kae = 0.4309
α= 50.00 °일때..Kae = 0.4317
α= 49.50 °일때..Kae = 0.4322
α= 49.00 °일때..Kae = 0.4325
α= 48.50 °일때..Kae = 0.4338
α= 48.00 °일때..Kae = 0.4345

▷ α= 47.50 °일때..Kae = 0.4348 최대값

α= 47.00 °일때..Kae = 0.4345
α= 46.50 °일때..Kae = 0.4338
α= 46.00 °일때..Kae = 0.4325
α= 45.50 °일때..Kae = 0.4306
α= 45.00 °일때..Kae = 0.4282
α= 44.50 °일때..Kae = 0.4251
α= 44.00 °일때..Kae = 0.4215

∴ Kae = 0.435 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 214.988 KN)
Kaeh = 0.435 ×cos 32.747° = 0.366
Kaev = 0.435 ×sin 32.747° = 0.235

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.366 ×20.0 ×3.915²
= 56.037 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.235 ×20.0 ×3.915²
= 36.040 KN/m

y = H / 2 = 3.915 / 2 = 1.957 m
χ = 2.700 m

Mo = Paeh ×y = 56.037 ×1.957
= 109.681 KN.m

Mr = Paev × χ= 36.040 ×2.700
= 97.307 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	71.111	0.000	82.366	0.000
재하토사 자중	98.389	0.000	186.981	0.000
토 압	31.730	69.588	85.671	90.803
∑	201.230	69.588	355.017	90.803

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	71.111	5.476	82.366	4.419
재하토사 자중	98.389	7.576	186.981	15.304
토 압	36.040	56.037	97.307	109.681
∑	205.540	69.088	366.653	129.404

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$\sum V$ = 201.230 KN
$\sum Mr$ = 355.017 KN.m
$\sum Mo$ = 90.803 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 2.700 / 2 - (355.017 - 90.803) / 201.230
= 0.037 m ≤ B/6 = 0.450 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.037 m ≤ B/6 = 0.450 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = $\sum Mr$ / $\sum Mo$ = 355.017 / 90.803
= 3.910 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

$\sum V$ = 205.540 KN
$\sum Mr$ = 366.653 KN.m
$\sum Mo$ = 129.404 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 2.700 / 2 - (366.653 - 129.404) / 205.540
= 0.196 m ≤ B/6 = 0.450 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.196 m ≤ B/3 = 0.900 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 20.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 20.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.600 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 $\alpha = 1.000$ $\beta = 0.500$
$Be = B - 2e = 2.700 - 2 \times 0.037 = 2.626m$
$Nc = 37.200$ $Nq = 22.500$ $Nr = 19.700$

∴ $qu = 1237.319$ KN/㎡
∴ $qa = 400.000$ KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$Q1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 80.659$ KN/㎡
$Q2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 68.400$ KN/㎡

$q_max = 80.659 \leq qa$ ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 $\alpha = 1.000$ $\beta = 0.500$
$Be = B - 2e = 2.700 - 2 \times 0.196 = 2.309m$
$Nc = 37.200$ $Nq = 22.500$ $Nr = 19.700$

∴ $que = 1174.784$ KN/㎡
∴ $qae = 587.392$ KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$Q1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 109.237$ KN/㎡
$Q2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 43.015$ KN/㎡

$q_max = 109.237 \leq qae$ ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 ΦB = (2/3)Φ 이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = 0.364
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 201.230 KN
∑H = 69.588 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad \text{('96 콘.시 제17장)}$$

= 0.000 + 114.089 + 9.490 + 25.722
= 149.301 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.500 m
Ae = 2.626 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 149.301 / 69.588
= 2.145 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 205.540 KN
∑H = 69.088 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad \text{('96 콘.시 제17장)}$$

= 0.000 + 120.821 + 12.497 + 20.120
= 153.437 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)

L = 0.500 m
Ae = 2.309 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 153.437 / 69.088
= 2.221 ≥ 1.2 ∴ O.K

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

∑V = 279.593 KN
∑Mr = 500.691 KN.m
∑Mo = 145.285 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.700 / 2 - (500.691 - 145.285) / 279.593
= 0.079 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 121.697 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 85.409 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

∑V = 321.968 KN
∑Mr = 568.027 KN.m
∑Mo = 145.285 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.700 / 2 - (568.027 - 145.285) / 321.968

= 0.037 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 129.054 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 109.441 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

∑V = 279.593 KN
∑Mr = 500.691 KN.m
∑Mo = 145.285 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.700 / 2 - (500.691 - 145.285) / 279.593
= 0.079 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 121.697 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 85.409 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

∑V = 205.540 KN
∑Mr = 366.653 KN.m
∑Mo = 129.404 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.700 / 2 - (366.653 - 129.404) / 205.540
= 0.196 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 109.237 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 43.015 KN/㎡

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-9.096	59.169	50.073
	모멘트	-2.205	14.932	12.727

LCB2	전단력	-10.780	63.619	52.839
	모멘트	-2.613	15.980	13.367
LCB3	전단력	-9.096	59.169	50.073
	모멘트	-2.205	14.932	12.727
LCB4	전단력	-6.738	51.553	44.815
	모멘트	-1.633	13.144	11.510
LCB5	전단력	-6.738	39.762	33.024
	모멘트	-1.633	9.988	8.354

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	38.284	129.520	0.000	-159.220	50.768	59.353
	모멘트	31.454	113.070	0.000	-126.325	83.767	101.966
LCB2	전단력	45.374	153.506	0.000	-190.466	50.768	59.182
	모멘트	37.279	134.008	0.000	-154.415	83.767	100.639
LCB3	전단력	38.284	129.520	0.000	-159.220	50.768	59.353
	모멘트	31.454	113.070	0.000	-126.325	83.767	101.966
LCB4	전단력	28.359	95.941	0.000	-104.362	36.040	55.978
	모멘트	23.300	83.755	0.000	-76.917	59.465	89.603
LCB5	전단력	28.359	95.941	0.000	-119.041	31.730	36.989
	모멘트	23.300	83.755	0.000	-96.509	52.354	62.900

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.000 °
흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 11.667 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 2.434 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 54.00 °일때..Ka = 0.4114
α= 53.50 °일때..Ka = 0.4128
α= 53.00 °일때..Ka = 0.4140
α= 52.50 °일때..Ka = 0.4150
α= 52.00 °일때..Ka = 0.4159
α= 51.50 °일때..Ka = 0.4165
α= 51.00 °일때..Ka = 0.4169

▷ α= 50.50 °일때..Ka = 0.4171 최대값

α= 50.00 °일때..Ka = 0.4171
α= 49.50 °일때..Ka = 0.4168
α= 49.00 °일때..Ka = 0.4162
α= 48.50 °일때..Ka = 0.4152
α= 48.00 °일때..Ka = 0.4140
α= 47.50 °일때..Ka = 0.4124
α= 47.00 °일때..Ka = 0.4104

∴ Ka = 0.417 (쐐기중량 W = 89.881 KN)
Kah = 0.417 ×cos 14.100° = 0.405
Kav = 0.417 ×sin 14.100° = 0.102

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 57.50 °일때..Kae = 0.4370
α= 57.00 °일때..Kae = 0.4382
α= 56.50 °일때..Kae = 0.4391
α= 56.00 °일때..Kae = 0.4399
α= 55.50 °일때..Kae = 0.4405
α= 55.00 °일때..Kae = 0.4409
α= 54.50 °일때..Kae = 0.4412

▷ α= 54.00 °일때..Kae = 0.4412 최대값

α= 53.50 °일때..Kae = 0.4411
α= 53.00 °일때..Kae = 0.4408
α= 52.50 °일때..Kae = 0.4402
α= 52.00 °일때..Kae = 0.4395
α= 51.50 °일때..Kae = 0.4385
α= 51.00 °일때..Kae = 0.4373
α= 50.50 °일때..Kae = 0.4359

∴ Kae = 0.441 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 61.332 KN)
Kaeh = 0.441 ×cos 2.434° = 0.441
Kaev = 0.441 ×sin 2.434° = 0.019

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.405 ×20.0 ×2.400² = 23.303 KN/m

y = H / 3 = 2.400 / 3 = 0.800 m

Mo = Pah ×y = 23.303 ×0.800 = 18.642 KN.m

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.405 ×20.0 ×1.200² = 5.826 KN/m

y = H / 3 = 1.200 / 3 = 0.400 m

Mo = Pah ×y = 5.826 ×0.400 = 2.330 KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.441 ×20.0 ×2.400² = 25.393 KN/m

y = H / 2 = 2.400 / 2 = 1.200 m

Mo = Pah ×y = 25.393 ×1.200 = 30.471 KN.m

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$Pah = 1/2 \times Kaeh \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.441 \times 20.0 \times 1.200^2 = 6.348$ KN/m

$y = H / 2 = 1.200 / 2 = 0.600$ m

$Mo = Pah \times y = 6.348 \times 0.600 = 3.809$ KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 35.00 + 15.00 + 50.00 KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.058	24.5	1.411	0.077	0.109	0.800	0.087
C2	0.960	24.5	23.520	0.077	1.811	1.200	2.173
C3	0.122	24.5	2.999	0.077	0.231	0.800	0.185
합 계 (벽체 하부)			27.930		2.151		2.445
C1	0.014	24.5	0.353	0.077	0.027	0.400	0.011
C2	0.480	24.5	11.760	0.077	0.906	0.600	0.543
C3	0.031	24.5	0.750	0.077	0.058	0.400	0.023
합 계 (벽체 중앙부)			12.863		0.990		0.577

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	37.285	0.000	0.000	37.285
	모멘트	29.828	0.000	0.000	29.828
LCB2	전단력	37.285	0.000	0.000	37.285
	모멘트	29.828	0.000	0.000	29.828
LCB3	전단력	37.285	0.000	0.000	37.285
	모멘트	29.828	0.000	0.000	29.828
LCB4	전단력	25.393	0.000	2.151	27.543
	모멘트	30.471	0.000	2.445	32.916
LCB5	전단력	23.303	0.000	0.000	23.303
	모멘트	18.642	0.000	0.000	18.642

▷ 벽체 중간부 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	9.321	0.000	0.000	9.321
	모멘트	3.728	0.000	0.000	3.728
LCB2	전단력	9.321	0.000	0.000	9.321
	모멘트	3.728	0.000	0.000	3.728
LCB3	전단력	9.321	0.000	0.000	9.321
	모멘트	3.728	0.000	0.000	3.728

LCB4	전단력	6.348	0.000	0.990	7.339
	모멘트	3.809	0.000	0.577	4.386
LCB5	전단력	5.826	0.000	0.000	5.826
	모멘트	2.330	0.000	0.000	2.330

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 μ= 0.364 (상 시)

Kpe = 2.863 μ= 0.364 (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	162.121	17.378	179.499
	모멘트	40.530	4.344	44.875
LCB2	전단력	182.542	20.908	203.450
	모멘트	45.635	5.227	50.863
LCB3	전단력	162.121	17.378	179.499
	모멘트	40.530	4.344	44.875
LCB4	전단력	120.821	11.176	131.996
	모멘트	30.205	2.794	32.999
LCB5	전단력	114.089	13.068	127.156
	모멘트	28.522	3.267	31.789

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	13.367	8.354	52.839
뒷 굽 판 (B-B)	32.916	18.642	59.353
벽 체 하 부 (C-C)	32.916	18.642	37.285
벽체 중앙부 (D-D)	4.386	2.330	9.321
활동 방지벽 (E-E)	50.863	31.789	203.450

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 13.367 KN.m 계수 전단력 Vu = 52.839 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 500.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00159

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.09763 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 133365200.000 N.mm
= 133.365 KN.m ≥ Mu = 13.367 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 1.166 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{ Øf · fy · (D-a/2)} = 74.348 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 1.166 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{ Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00015 ⇒ 4/3 Preq = 0.00020
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 KN
Φv · Vc = 387.970 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 8.354 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + 8)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00159
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.138 j = 0.954
x = k · d = 69.217 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.506 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 22.051 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 22.051 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 2857.03 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 2857.03 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 32.916 KN.m 계수 전단력 Vu = 59.353 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 500.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00318
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04732 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 263364600.000 N.mm
= 263.365 KN.m ≥ Mu = 32.916 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 2.877 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{ Øf · fy · (D-a/2)} = 183.396 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 2.877 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{ Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00037 ⇒ 4/3 Preq = 0.00049
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 KN
Φv · Vc = 387.970 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 18.642 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + 8)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00318
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.190 j = 0.937
x = k · d = 94.922 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.839 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 25.053 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 25.053 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 2514.71 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 2514.71 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 32.916 KN.m 계수 전단력 Vu = 37.285 KN
단면의 두께 H = 550.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 470.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 80 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00338
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04430 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 247158800.000 N.mm
= 247.159 KN.m ≥ Mu = 32.916 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 3.062 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{ Øf · fy · (D-a/2)} = 195.177 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 3.062 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{ Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00042 ⇒ 4/3 Preq = 0.00055
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 364.692 KN
Φv · Vc = 364.692 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 18.642 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + 8)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00338
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.195 j = 0.935
x = k · d = 91.728 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.925 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 26.702 MPa

fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 26.702 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 2359.35 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 72.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 2359.35 mm ..... ∴ O.K

4) 벽 체 중 앙 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu	= 4.386 KN.m	계수 전단력 Vu	= 9.321 KN
단면의 두께 H	= 475.000 mm	단 위 폭 B	= 1000.000 mm
유 효 깊 이 D	= 395.000 mm	피 복 두 께 Dc	= 80.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 80 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00201
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.07650 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 105005100.000 N.mm
= 105.005 KN.m ≥ Mu = 4.386 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 0.484 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{ Øf · fy · (D-a/2)} = 30.864 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 0.484 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{ Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00008 ⇒ 4/3 Preq = 0.00010
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 306.496 KN
Φv · Vc = 306.496 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 2.330 KN.m (사용하중 모멘트)

n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + 8)^(1/3)} = 7

p = As/(B · D) = 0.00201

k = -np + √((np)² + 2np) = 0.154 j = 0.949

x = k · d = 60.952 mm

fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.204 MPa

fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 7.829 MPa

fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 7.829 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 8046.96 mm

...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 72.00 mm

최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 8046.96 mm ..... ∴ O.K

5) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa

β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85

pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu	= 50.863 KN.m	계수 전단력 Vu	= 203.450 KN
단면의 두께 H	= 500.000 mm	단 위 폭 B	= 1000.000 mm
유 효 깊 이 D	= 400.000 mm	피 복 두 께 Dc	= 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H13 @ 125 mm (Dc = 100 mm)

= 1013.600 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00253

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 15.900 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.06010 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 135109900.000 N.mm

= 135.110 KN.m ≥ Mu = 50.863 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.579 mm로 가정

필 요 철 근 량 : As = Mu /{ Øf · fy · (D-a/2)} = 355.693 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.579 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{ Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00089 ⇒ 4/3 Preq = 0.00119

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 31.789 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + 8)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00253
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.171 j = 0.943
x = k · d = 68.578 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.458 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 83.159 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 83.159 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 713.23 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 93.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 713.23 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 993.000 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@200mm 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.361 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 993.000 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@200mm 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.331 % ≥ 0.25 % ∴O.K

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.037	0.450	O.K	2.145	1.500	O.K	80.659	400.000	O.K
지진시	0.196	0.900	O.K	2.221	1.200	O.K	109.237	587.392	O.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약 (단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	13.37	133.37	O.K	52.84	387.97	O.K	2857.0	250.0	O.K
뒷 굽 판	32.92	263.36	O.K	59.35	387.97	O.K	2514.7	125.0	O.K
벽체 하부	32.92	247.16	O.K	37.28	364.69	O.K	2359.3	125.0	O.K
벽체 중앙	4.39	105.01	O.K	9.32	306.50	O.K	8047.0	250.0	O.K
활동방지벽	50.86	135.11	O.K	203.45	310.38	O.K	713.2	125.0	O.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(㎟)	철근배근	간격(mm)	철근량(㎟)
앞 굽 판	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
뒷 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
벽체 하부	H16 @ 125mm	80.0	1588.800	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
벽체 중앙	H16 @ 250mm	80.0	794.400	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
활동방지벽	H13 @ 125mm	100.0	1013.600	H13 x 4.000Leg	200.0	506.800

01.옹벽계산서(H=7.0m, 비탈높이=2.799m)

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 7.000 M
옹 벽 저 판 : B = 5.800 M

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γc) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량(γt) : 20.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각(Φ_1) : 35.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.000 °
뒷채움의 성토높이 : 2.799 m
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.950 m

2.3 사용토압

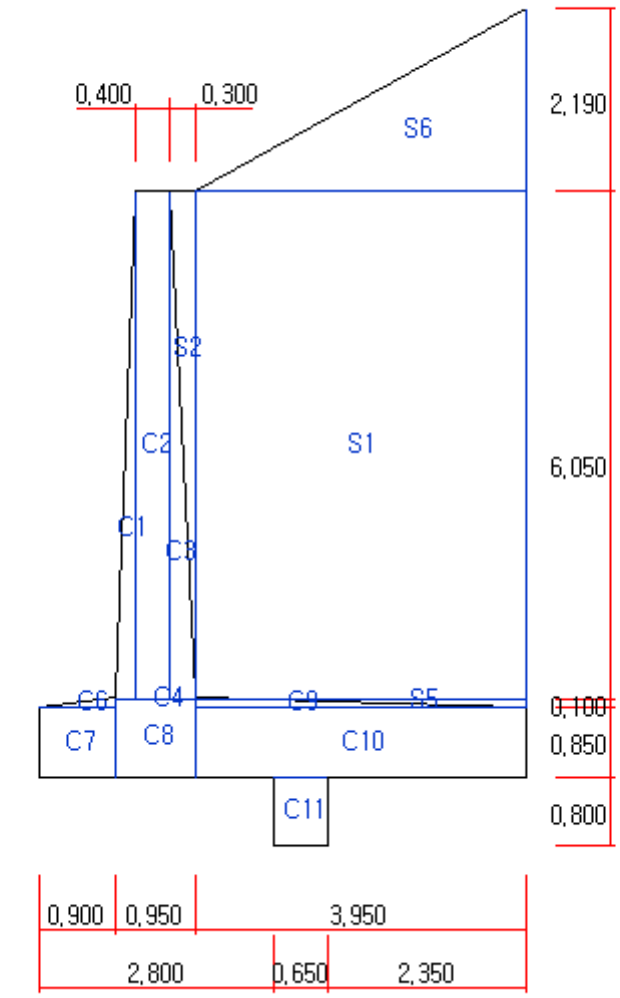
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q\ell$ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 7.000 M B = 5.800 M α = 29.000 °

< Fig.1 >

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	γ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.756	24.5	18.53	0.077	1.43	1.067	2.967	19.76	4.23
C2	2.420	24.5	59.29	0.077	4.57	1.350	3.975	80.04	18.15
C3	0.908	24.5	22.23	0.077	1.71	1.650	2.967	36.69	5.079
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.500	0.950	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.850	0.950	0.00	0.00
C6	0.045	24.5	1.10	0.077	0.08	0.600	0.883	0.66	0.07
C7	0.765	24.5	18.74	0.077	1.44	0.450	0.425	8.43	0.61
C8	0.903	24.5	22.11	0.077	1.70	1.375	0.475	30.40	0.81
C9	0.198	24.5	4.84	0.077	0.37	3.167	0.883	15.32	0.33
C10	3.358	24.5	82.26	0.077	6.33	3.825	0.425	314.64	2.69
C11	0.520	24.5	12.74	0.077	0.98	3.125	-0.400	39.81	-0.39
소계	9.871		241.85		18.62			545.76	31.58
S1	23.898	20.0	477.95	0.077	36.80	3.825	3.975	1828.16	146.29
S2	0.908	20.0	18.15	0.077	1.40	1.750	4.983	31.76	6.96
S3	0.000	20.0	0.00	0.077	0.00	1.850	0.950	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.077	0.00	3.825	0.950	0.00	0.00
S5	0.198	20.0	3.95	0.077	0.30	4.483	0.917	17.71	0.28
S6	4.324	20.0	86.49	0.077	6.66	4.483	7.730	387.75	51.48
소계	29.327		586.54		45.16			2265.38	205.01
총계			828.38		63.79			2811.14	236.59

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.000 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 9.896 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수

α= 62.50 °일때..Ka = 0.3951
α= 62.00 °일때..Ka = 0.3969
α= 61.50 °일때..Ka = 0.3984
α= 61.00 °일때..Ka = 0.3997
α= 60.50 °일때..Ka = 0.4007
α= 60.00 °일때..Ka = 0.4014
α= 59.50 °일때..Ka = 0.4019

▷ α= 59.00 °일때..Ka = 0.4021 최대값

α= 58.50 °일때..Ka = 0.4020
α= 58.00 °일때..Ka = 0.4017
α= 57.50 °일때..Ka = 0.4011
α= 57.00 °일때..Ka = 0.4002
α= 56.50 °일때..Ka = 0.3991
α= 56.00 °일때..Ka = 0.3976
α= 55.50 °일때..Ka = 0.3959

∴ Ka = 0.402 (쐐기중량 W = 809.663 KN)
Kah = 0.402 ×cos 9.896° = 0.396
Kav = 0.402 ×sin 9.896° = 0.069

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.396 ×20.0 ×9.190²
= 334.504 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.069 ×20.0 ×9.190²
= 58.355 KN/m

y = H / 3 = 9.190 / 3 = 3.063 m
χ = 5.800 m

Mo = Pah ×y = 334.504 ×3.063
= 1024.643 KN.m

Mr = Pav × χ= 58.355 ×5.800
= 338.458 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= β+ Θ) : 13.738 °
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수

α= 59.00 °일때..Kae = 0.3629
α= 58.50 °일때..Kae = 0.3640
α= 58.00 °일때..Kae = 0.3650
α= 57.50 °일때..Kae = 0.3658
α= 57.00 °일때..Kae = 0.3664
α= 56.50 °일때..Kae = 0.3668
α= 56.00 °일때..Kae = 0.3670

▷ α= 55.50 °일때..Kae = 0.3670 최대값

α= 55.00 °일때..Kae = 0.3668
α= 54.50 °일때..Kae = 0.3664
α= 54.00 °일때..Kae = 0.3658
α= 53.50 °일때..Kae = 0.3650
α= 53.00 °일때..Kae = 0.3640
α= 52.50 °일때..Kae = 0.3628
α= 52.00 °일때..Kae = 0.3614

∴ Kae = 0.367 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 730.845 KN)
Kaeh = 0.367 ×cos 13.738° = 0.356
Kaev = 0.367 ×sin 13.738° = 0.087

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.356 ×20.0 ×9.190²
= 301.038 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.087 ×20.0 ×9.190²
= 73.597 KN/m

y = H / 2 = 9.190 / 2 = 4.595 m
χ = 5.800 m

Mo = Paeh ×y = 301.038 ×4.595
= 1383.196 KN.m

Mr = Paev × χ= 73.597 ×5.800
= 426.864 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	241.846	0.000	545.764	0.000
재하토사 자중	586.536	0.000	2265.376	0.000
토 압	58.355	334.504	338.458	1024.643
∑	886.737	334.504	3149.598	1024.643

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	241.846	18.622	545.764	31.584
재하토사 자중	586.536	45.163	2265.376	205.008
토 압	73.597	301.038	426.864	1383.196
∑	901.979	364.823	3238.004	1619.788

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

∑V = 886.737 KN
∑Mr = 3149.598 KN.m
∑Mo = 1024.643 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 5.800 / 2 - (3149.598 - 1024.643) / 886.737
= 0.504 m ≤ B/6 = 0.967 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.504 m ≤ B/6 = 0.967 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 3149.598 / 1024.643
= 3.074 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 901.979 KN
∑Mr = 3238.004 KN.m
∑Mo = 1619.788 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 5.800 / 2 - (3238.004 - 1619.788) / 901.979
= 1.106 m > B/6 = 0.967 m ∴ 삼각형 반력분포

▷ 편심 검토
e = 1.106 m ≤ B/3 = 1.933 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 20.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 20.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.950 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 5.800 - 2 ×0.504 = 4.793m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 1821.673 KN/㎡
∴ qa = 400.000 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 232.537 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 73.234 KN/㎡

q_max = 232.537 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 5.800 - 2 ×1.106 = 3.588m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 1584.365 KN/㎡
∴ qae = 600.000 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

q_max = (2 ·∑V) / (L ·x) = 335.170 KN/㎡
여기서 x = 3 (B/2 - e) = 5.382 m

q_max = 335.170 ≤ qae ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 ΦB = (2/3)Φ 이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = 0.364
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 886.737 KN
∑H = 334.504 KN

-

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad \text{('96 콘.시 제17장)}$$

= 0.000 + 445.961 + 49.141 + 124.951
= 620.053 KN

-

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.800 m
Ae = 4.793 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 620.053 / 334.504
= 1.854 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 901.979 KN
∑H = 364.823 KN

-

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad \text{('96 콘.시 제17장)}$$

= 0.000 + 525.139 + 69.334 + 75.566
= 670.039 KN

-

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.800 m

Ae = 3.588 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

S.F = ∑Hr / ∑H = 670.039 / 364.823

= 1.837 ≥ 1.2 ∴ O.K

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

∑V = 1211.683 KN
∑Mr = 4336.572 KN.m
∑Mo = 1639.429 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 5.800 / 2 - (4336.572 - 1639.429) / 1211.683
= 0.674 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 354.584 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 63.238 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

∑V = 1418.778 KN
∑Mr = 5039.357 KN.m
∑Mo = 1639.429 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 5.800 / 2 - (5039.357 - 1639.429) / 1418.778
= 0.504 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 372.060 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 117.174 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

∑V = 1211.683 KN
∑Mr = 4336.572 KN.m
∑Mo = 1639.429 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 5.800 / 2 - (4336.572 - 1639.429) / 1211.683
= 0.674 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 354.584 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 63.238 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

∑V = 901.979 KN
∑Mr = 3238.004 KN.m
∑Mo = 1619.788 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 5.800 / 2 - (3238.004 - 1619.788) / 901.979
= 1.106 m > B/6 ∴ 삼각형 반력분포

Q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 335.170 KN/㎡
여기서 x = 3 (B/2 - e) = 5.382 m (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-26.791	298.781	271.991
	모멘트	-11.833	137.503	125.671
LCB2	전단력	-31.752	317.056	285.304
	모멘트	-14.024	145.345	131.321
LCB3	전단력	-26.791	298.781	271.991
	모멘트	-11.833	137.503	125.671
LCB4	전단력	-19.845	276.432	256.587
	모멘트	-8.765	128.178	119.413
LCB5	전단력	-19.845	198.160	178.315
	모멘트	-8.765	90.841	82.076

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	134.781	767.321	0.000	-641.663	93.368	353.807
	모멘트	249.852	1595.834	0.000	-1009.302	368.802	1205.187
LCB2	전단력	159.740	909.418	0.000	-805.670	93.368	356.856
	모멘트	296.121	1891.359	0.000	-1365.500	368.802	1190.782
LCB3	전단력	134.781	767.321	0.000	-641.663	93.368	353.807
	모멘트	249.852	1595.834	0.000	-1009.302	368.802	1205.187
LCB4	전단력	99.838	568.386	0.000	-388.480	73.597	353.341
	모멘트	185.076	1182.100	0.000	-457.399	290.709	1200.485
LCB5	전단력	99.838	568.386	0.000	-503.544	58.355	223.035
	모멘트	185.076	1182.100	0.000	-853.438	230.502	744.239

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.000 °
흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 11.667 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 2.839 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 55.00 °일때..Ka = 0.4529
α= 54.50 °일때..Ka = 0.4563
α= 54.00 °일때..Ka = 0.4592
α= 53.50 °일때..Ka = 0.4616
α= 53.00 °일때..Ka = 0.4634
α= 52.50 °일때..Ka = 0.4646
α= 52.00 °일때..Ka = 0.4652

▷ α= 51.50 °일때..Ka = 0.4652 최대값

α= 51.00 °일때..Ka = 0.4646
α= 50.50 °일때..Ka = 0.4634
α= 50.00 °일때..Ka = 0.4615
α= 49.50 °일때..Ka = 0.4590
α= 49.00 °일때..Ka = 0.4558
α= 48.50 °일때..Ka = 0.4520
α= 48.00 °일때..Ka = 0.4474

∴ Ka = 0.465 (쐐기중량 W = 599.142 KN)
Kah = 0.465 ×cos 14.505° = 0.450
Kav = 0.465 ×sin 14.505° = 0.117

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 57.50 °일때..Kae = 0.4393
α= 57.00 °일때..Kae = 0.4404
α= 56.50 °일때..Kae = 0.4413
α= 56.00 °일때..Kae = 0.4421
α= 55.50 °일때..Kae = 0.4426
α= 55.00 °일때..Kae = 0.4430
α= 54.50 °일때..Kae = 0.4432

▷ α= 54.00 ° 일때..Kae = 0.4433 최대값

α= 53.50 ° 일때..Kae = 0.4431
α= 53.00 ° 일때..Kae = 0.4427
α= 52.50 ° 일때..Kae = 0.4421
α= 52.00 ° 일때..Kae = 0.4414
α= 51.50 ° 일때..Kae = 0.4403
α= 51.00 ° 일때..Kae = 0.4391
α= 50.50 ° 일때..Kae = 0.4376

∴ Kae = 0.443 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 392.340 KN)
Kaeh = 0.443 ×cos 2.839° = 0.443
Kaev = 0.443 ×sin 2.839° = 0.022

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.450 ×20.0 ×6.050² = 164.841 KN/m

y = H / 3 = 6.050 / 3 = 2.017 m

Mo = Pah ×y = 164.841 ×2.017 = 332.430 KN.m

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.450 ×20.0 ×3.025² = 41.210 KN/m

y = H / 3 = 3.025 / 3 = 1.008 m

Mo = Pah ×y = 41.210 ×1.008 = 41.554 KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.443 ×20.0 ×6.050² = 162.049 KN/m

y = H / 2 = 6.050 / 2 = 3.025 m

Mo = Pah ×y = 162.049 ×3.025 = 490.198 KN.m

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.443 ×20.0 ×3.025² = 40.512 KN/m

y = H / 2 = 3.025 / 2 = 1.513 m

Mo = Pah ×y = 40.512 ×1.513 = 61.275 KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 35.00 + 15.00 + 50.00 KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.756	24.5	18.528	0.077	1.427	2.017	2.877
C2	2.420	24.5	59.290	0.077	4.565	3.025	13.810
C3	0.908	24.5	22.234	0.077	1.712	2.017	3.453
합 계 (벽체 하부)			100.052		7.704		20.140
C1	0.189	24.5	4.632	0.077	0.357	1.008	0.360
C2	1.210	24.5	29.645	0.077	2.283	1.513	3.453
C3	0.227	24.5	5.558	0.077	0.428	1.008	0.432
합 계 (벽체 중앙부)			39.835		3.067		4.244

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	263.746	0.000	0.000	263.746
	모멘트	531.888	0.000	0.000	531.888
LCB2	전단력	263.746	0.000	0.000	263.746
	모멘트	531.888	0.000	0.000	531.888
LCB3	전단력	263.746	0.000	0.000	263.746
	모멘트	531.888	0.000	0.000	531.888
LCB4	전단력	162.049	0.000	7.704	169.753
	모멘트	490.198	0.000	20.140	510.337
LCB5	전단력	164.841	0.000	0.000	164.841
	모멘트	332.430	0.000	0.000	332.430

▷ 벽체 중간부 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	65.937	0.000	0.000	65.937
	모멘트	66.486	0.000	0.000	66.486
LCB2	전단력	65.937	0.000	0.000	65.937
	모멘트	66.486	0.000	0.000	66.486
LCB3	전단력	65.937	0.000	0.000	65.937
	모멘트	66.486	0.000	0.000	66.486
LCB4	전단력	40.512	0.000	3.067	43.580
	모멘트	61.275	0.000	4.244	65.518
LCB5	전단력	41.210	0.000	0.000	41.210
	모멘트	41.554	0.000	0.000	41.554

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 μ= 0.364 (상 시)

Kpe = 2.863 μ= 0.364 (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	645.932	46.750	692.683
	모멘트	258.373	18.700	277.073
LCB2	전단력	713.538	55.532	769.071
	모멘트	285.415	22.213	307.628
LCB3	전단력	645.932	46.750	692.683
	모멘트	258.373	18.700	277.073
LCB4	전단력	525.139	33.255	558.394
	모멘트	210.056	13.302	223.358
LCB5	전단력	445.961	34.708	480.669
	모멘트	178.385	13.883	192.268

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	131.321	82.076	285.304
뒷 굽 판 (B-B)	531.888	332.430	356.856
벽 체 하 부 (C-C)	531.888	332.430	263.746
벽체 중앙부 (D-D)	66.486	41.554	65.937
활동 방지벽 (E-E)	307.628	192.268	769.071

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 131.321 KN.m 계수 전단력 Vu = 285.304 KN
단면의 두께 H = 950.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 850.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00093
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.16808 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.
설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 227898800.000 N.mm
= 227.899 KN.m ≥ Mu = 131.321 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 6.759 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 430.867 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 6.759 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00051 ⇒ 4/3 Preq = 0.00068
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 659.549 KN
Φv · Vc = 659.549 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 82.076 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00093
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.108 j = 0.964
x = k · d = 91.826 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.182 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 126.091 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 126.091 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 394.55 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 394.55 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu	= 531.888 KN.m	계수 전단력 Vu	= 356.856 KN
단면의 두께 H	= 950.000 mm	단 위 폭 B	= 1000.000 mm
유 효 깊 이 D	= 850.000 mm	피 복 두 께 Dc	= 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H22 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 3096.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00364
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 48.577 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04088 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 869401500.000 N.mm
= 869.401 KN.m ≥ Mu = 531.888 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 27.718 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 1767.005 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 27.718 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00208 ⇒ 4/3 Preq = 0.00277
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 659.549 KN
Φv · Vc = 659.549 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 332.430 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00364
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.202 j = 0.933
x = k · d = 171.511 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 4.889 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 135.396 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 135.396 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 359.13 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 89.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 359.13 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 531.888 KN.m 계수 전단력 Vu = 263.746 KN
단면의 두께 H = 950.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 870.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H22 @ 125 mm (Dc = 80 mm)
= 3096.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00356
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 48.577 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04192 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 890459600.000 N.mm
= 890.460 KN.m ≥ Mu = 531.888 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 27.060 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 1725.064 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 27.060 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00198 ⇒ 4/3 Preq = 0.00264
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 675.068 KN
Φv · Vc = 675.068 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 332.430 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00356
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.200 j = 0.933
x = k · d = 173.742 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 4.712 MPa

fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 132.186 MPa

fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 132.186 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 423.25 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 69.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 423.25 mm ..... ∴ O.K

4) 벽 체 중 앙 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu	= 66.486 KN.m	계수 전단력 Vu	= 65.937 KN
단면의 두께 H	= 675.000 mm	단 위 폭 B	= 1000.000 mm
유 효 깊 이 D	= 595.000 mm	피 복 두 께 Dc	= 80.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H22 @ 250 mm (Dc = 80 mm)
= 1548.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00260
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.289 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.05844 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 306847900.000 N.mm
= 306.848 KN.m ≥ Mu = 66.486 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 4.889 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 311.673 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 4.889 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00052 ⇒ 4/3 Preq = 0.00070
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 461.685 KN
Φv · Vc = 461.685 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 41.554 KN.m (사용하중 모멘트)

n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00260
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.174 j = 0.942
x = k · d = 103.247 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.436 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 47.872 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 47.872 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 1316.00 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 69.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 1316.00 mm ..... ∴ O.K

5) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu	= 307.628 KN.m	계수 전단력 Vu	= 769.071 KN
단면의 두께 H	= 650.000 mm	단 위 폭 B	= 1000.000 mm
유 효 깊 이 D	= 550.000 mm	피 복 두 께 Dc	= 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H19 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 2292.000 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00417
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 35.953 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03537 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 414595300.000 N.mm
= 414.595 KN.m ≥ Mu = 307.628 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 24.937 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 1589.717 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.937 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00289 ⇒ 4/3 Preq = 0.00385
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 426.767 KN

Vu > Φv · Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Used Av = H13 ×4.00 ea/m = 506.800 ㎟ (간격 s = 200.0 mm)
Øv · Vs = Øv · Av · fy · D / (s ×1000) = 473.858 KN
s = 200.0 mm ≤ Min(600,0.5D) = 275.0 mm ..... ∴ O.K

Φv · Vn = Φv · Vc + Φv · Vs = 900.625 KN ≥ Vu ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 192.268 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00417
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.214 j = 0.929
x = k · d = 117.769 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 6.393 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 164.244 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 164.244 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 253.22 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 90.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 253.22 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 1432.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@200mm 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.302 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 1432.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@200mm 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.302 % ≥ 0.25 % ∴O.K

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.504	0.967	O.K	1.854	1.500	O.K	232.537	400.000	O.K
지진시	1.106	1.933	O.K	1.837	1.200	O.K	335.170	600.000	O.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약 (단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	131.32	227.90	O.K	285.30	659.55	O.K	394.5	250.0	O.K
뒷 굽 판	531.89	869.40	O.K	356.86	659.55	O.K	359.1	125.0	O.K
벽체 하부	531.89	890.46	O.K	263.75	675.07	O.K	423.3	125.0	O.K
벽체 중앙	66.49	306.85	O.K	65.94	461.68	O.K	1316.0	250.0	O.K
활동방지벽	307.63	414.60	O.K	769.07	900.63	O.K	253.2	125.0	O.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(㎟)	철근배근	간격(mm)	철근량(㎟)
앞 굽 판	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
뒷 굽 판	H22 @ 125mm	100.0	3096.800	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
벽체 하부	H22 @ 125mm	80.0	3096.800	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
벽체 중앙	H22 @ 250mm	80.0	1548.400	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
활동방지벽	H19 @ 125mm	100.0	2292.000	H13 x 4.000Leg	200.0	506.800