관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구 조 계 산 서

시점부 지하차도 (변경)

- 1구간 - [구조분야] 1/2권

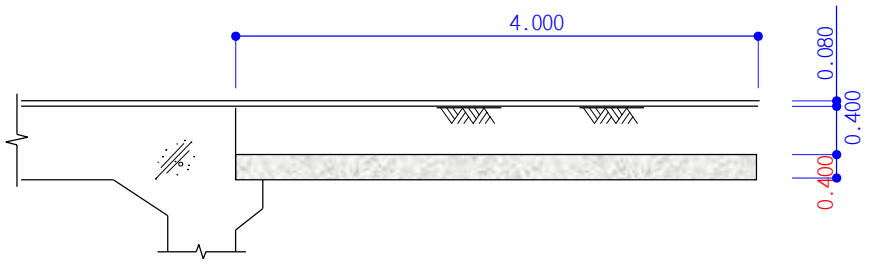
2021. 04.

서울터널주식회사

시점부 지하차도

접속 슬래브 설계

(1) 단면가정 및 설계조건



γa = 23.500 kN/㎥ (아스콘 표층의 단위중량)
γs = 19.000 kN/㎥ (포장층의 단위중량)
γc = 25.000 kN/㎥ (철근 콘크리트의 단위중량)

1) 접속슬래브 설계 지간

: 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 한 단순보로 계산하여도 좋다.

Lp = 0.7 × 4.000 = 2.800 m

2) 고정하중에 의한 단면력

① 등분포 고정하중

W1 = 0.080 × 23.50 = 1.880 kN : 접속판 위 포장
W2 = 0.400 × 19.00 = 7.600 kN : 접속판 위 포장층
W3 = 0.400 × 25.00 = 10.000 kN : 접속판 자중

② 고정하중에 의한 단면력

Vd = (1.880 + 7.600 + 10.000) × 2.800 / 2 = 27.272 kN
Md = (1.880 + 7.600 + 10.000) × 2.800 ² / 8 = 19.090 kN·m

3) 활하중에 의한 단면력 (DB - 24 하중을 재하한다)

③ 활하중에 의한 단면력

i = 15 / (40 + L) ≤ 0.3 i = 0.300

P = 2 × 96.000 × (1 + i) / { 3 × (0.2 + 2D) }
= 2 × 96.000 × (1 + 0.300) / { 3 × (0.2 + 2 × 0.480) }
= 71.724 kN
Vl = P / 2 = 35.862 kN
Ml = P * L / 4 /E = 50.207 kN·m

4) 하중 조합

구 분	사용하중			계수하중		
	계수	Vo (kN)	Mo (kN·m)	계수	Vu (kN)	Mu (kN·m)
고정하중	1.0	27.272	19.090	1.30	35.454	24.818
활하중	1.0	35.862	50.207	2.15	77.103	107.945
계		63.134	69.297		112.557	132.762

(2) 단면검토

설계기준강도	f_{ck}	=	24	MPa	부재폭	b_w	=	1000 mm
인장철근항복강도	f_y	=	300	MPa	부재의 총두께	h	=	400 mm
전단철근항복강도	f_{ys}	=	300	MPa	유효높이	d	=	300 mm
계수 모멘트	M_u	=	132.762	kN·m	휨강도 감소계수	ϕ_f	=	0.85
계수 전단력	V_u	=	112.557	kN	전단강도 감소계수	ϕ_s	=	0.75
콘크리트 피복	d'	=	100	mm	유효길이계수	β_1	=	0.85

T = As · fy = 2292.000 × 300 = 687600
C = 0.85 · fck · a · = 0.85 × 24 × a × 1000 = 20400 × a
T = C 이므로, a = 33.706 mm , c = a / β = 33.706 ÷ 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300 ÷ 200000 = 0.002
εt = 0.003 · (dt - c) / c = 0.003 × (300 - 39.654) / 39.654 = 0.0197

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다. ☞ O.K

a = s · f_y / (0.85 · f_{ck} · b … ①
M_u = ϕ · A_s · f_y (d - a / 2)… ② ①을 ②에 대입하면
f_y^2 / (1.7 · f_{ck} · b) A_s^2 - d · f_y · A_s + M_u / ϕ → · A_s^2 + B · A_s + C =… ③
③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.
여기서,
A = f_y^2 / (1.7 · f_{ck} = 2.205882353
B = - d · fy = -90000
C = M_u / ϕ = 156190752.9 $A_{s,req}$ = 1816.310 ㎟

① 최소 철근량

균형철근비 (ρ_b)	= 0.85 · β_1 · f_{ck} / f_y · 600 / (600 + f_y)	= 0.0385333	
최대철근비 (ρ_{max})	= 0.714 · ρ_b	= 0.0275128	
최소철근비 (ρ_{min})	= MAX [(0.25 · √ f_{ck} / f_y) , (1.4 / fy)]	= 0.0046667	
최소 철근 A_{smin1}	= (1.4/fy) b · d	= 1400	㎟
온도 철근 A_{smin2}	= 0.002 · b · d	= 600	㎟
∴ 최소철근 A_{smin}	=	= 1816.31	㎟
4/3 · A_s		= 2421.75	㎟

② 사용 철근량

사용 철근량 $A_{s,use}$ 1단 = D 19 @ 125 = 2292 ㎟ ∴ 총 사용 철근량 = 2292 ㎟
2단 = D 0 @ 125 = 0 ㎟

사용철근비 (ρ) = A_s / b · d = 0.00764

ρmin ≤ ρuse ≤ ρmax ☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = A_s · f_y / (0.85 · f_{ck} · b) = 33.706 mm
ϕ · M_n = ϕ · A_s · f_y (d - a / 2) = 1.655E+08 N·㎜ = 165.49 kN·m
ϕ · M_n = 165.49 kN·m > M_u = 132.76 kN·m ☞ O.K

④ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.8 · 1/6 · √fck · b · d = 195.96 kN

ΦVc = 195.96 kN > V_u = 112.56 kN ∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

(3) 사용성 검토

설계기준강도	f_{ck}	=	24	MPa	부재폭	b_w	=	1000 mm
철근탄성계수	Es	=	200000	MPa	부재의 총두께	h	=	400 mm
콘크리트탄성계수	Ec	=	26965	MPa	유효높이	d	=	300 mm
탄성계수비	n	=	7.42	kN · m	사용철근량	As	=	2292 mm^2
콘크리트 피복	d'	=	100	mm	사용하중모멘트	M_o	=	69.30 kN · m

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

Mo = 69.30 kN · m = 6.930E+07 N · mm

$\rho = A_s / (b \cdot d) =$ 0.00764

$k = -n \cdot \rho + \sqrt{ \{ 2n \cdot \rho + (n \cdot \rho)^2 \} } =$ 0.2847 , $j = 1 - k / 3 =$ 0.9051

$\therefore f_s = / (\rho \cdot j \cdot b \cdot d^2 =$ 111.35 MPa < $0.6 f_y =$ 180 MPa ☞ O.K

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

Cc = 피복두께 - 사용철근지름 / 2 = 90.5

s = 375 · (210 / fs) - 2.5 · Cc = 480.99

s = 300 · (210 / fs) = 565.79

MIN → 480.99

∴ s = 480.99 mm > 125 mm ☞ O.K

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

A = 2 · d' · b / N = 25000 mm^2 , $y_1 = h - k \cdot d - d' =$ 214.58457 mm

R = y_2 / y_1 = 1.466 , $y_2 = ı - k \cdot d$ = 314.58457 mm

$w = 1.08 \cdot R \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{ (d' \cdot A) } \cdot 10^{-5} =$ 0.23927 mm

$w_a = 0.006 \quad t_c = 0.006 \times 90.5 =$ 0.54 mm

$w_a =$ 0.40 mm

MAX → 0.54

∴ w = 0.24 mm < w_a = 0.54 mm ☞ O.K

(4) 철근 배치

- 압축측 주철근

사용철근량 : D 19 @ 250 = 1146 mm^2

D 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 1146 mm^2 ≥ 인장주철근/3 (= 764 mm^2) ☞ O.K

- 인장철근측의 배력철근

사용철근량 : D 13 @ 150 = 844.67 mm^2

D 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 844.67 mm^2 ≥ 인장주철근/4 (= 573 mm^2) ☞ O.K

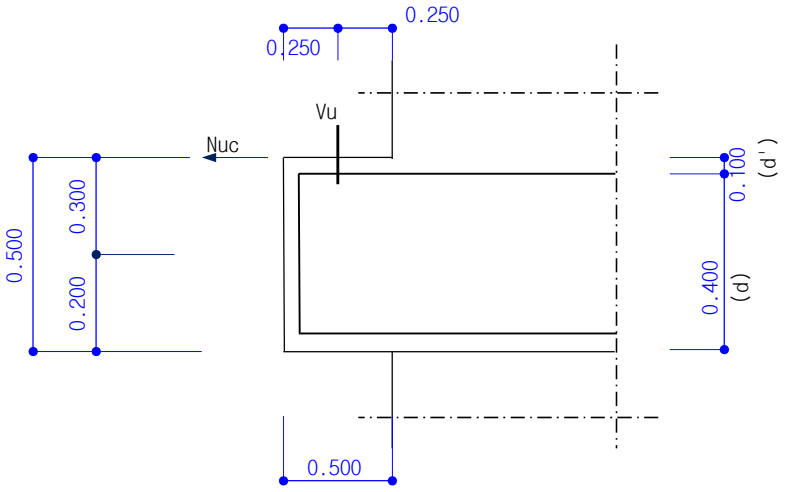
- 압축철근측의 배력철근

사용철근량 : D 13 @ 150 = 844.67 mm^2

D 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 844.67 mm^2 ≥ 인장측 배력철근/2 (= 422 mm^2) ☞ O.K

14.2 BRACKET 설계



* 접속슬래브와 BRACKET의 연결은
Dowel-BAR에 의한 'HINGE' 연결로
접속 슬래브의 반력을 외력으로 설계.

(1) 전제 조건

① av / d ≤ 1.0
: 0.250 / 0.400 = 0.625 ≤ 1.0 ∴ Bracket으로 설계

② 지압면의 외단에서 깊이는 0.5d 이상
: 0.300 mm ≥ 0.5 × 0.400 = 0.200 ☞ O.K

③ 모든 강도 감소계수 → Φ = 0.80

④ Vu = Φ Vn

(2) 작용하중 산정 (접속슬래브 계산 참조)

· 자중 : Vsw = 0.500 × 0.500 × 25.000 = 6.250 kN
· 고정하중 : Vsd = 6.250 + 27.272 = 33.522 kN
· 활하중 (DB-24) : Vl = 35.862 kN
· 계수전단력 : Vu = 1.3 D + 2.15 = 120.682 kN

(3) 전단 강도에 의한 철근량 계산

① 단면제원 및 설계조건

설계기준강도	f_{ck} =	24	MPa	부재폭	b_w =	1000	mm
철근항복강도	f_y =	300	MPa	부재의 총두께	h =	500	mm
콘크리트 피복	d' =	100	mm	유효높이	d =	400	mm
외단 깊이	H =	500	mm	계수 전단력	V_u =	120.682	kN

② 설계 단면력 산정
Vu = 120.682 kN
Nuc = 0.2 × 120.682 = 24.136 kN
Mu = Vu · av + Nuc · (h - d) = 32.584 kN·m

③ 전단마찰철근 (Avf) 의 설계
전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우,
Vn , max ≤ Min(0.2 · fck·b·d, 5.6 · b·d)
≤ Min(1920.000 , 2240.000) = 1920.000 kN
Φ · Vn , max = 0.80 × 1920.000
= 1536.000 kN ≥ Vu (= 120.682 kN) ☞ O.K

Avf = Vu / (Φ · fy · μ) = 359 mm² (μ = 1.4 ·λ , λ = 1.0 : 일체로 친 콘크리트)

④ 휨모멘트 철근 (Af) 의 설계

Mu = 32.584 kN·m

Mu / Φ = As · fy · (d − a … ① a = As · fy / (0.85 · fck … ②

fy^2 / (1.7 · fck · b) As^2 − d · fy · As + Mu / ϕ = 0 → · As^2 + B · As + C = … ③

③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.

여기서,

A = fy^2 / (1.7 · fc = 2.205882353

B = − d · fy = −120000

C = Mu / Φ = 40730141.25

Af = 341.5624189 ㎟ (계산에 의한 요구량)

⑤ 수평인장철근 (An) 의 설계

Nuc = 24.136 kN

An = Nuc / (Φ · fy) = 101 ㎟

⑥ 주인장철근 (As) 의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An) 과 (2 · Avf / 3 + An) 중 큰 값을 취함.

As,req = Max (442 , 340) = 442 ㎟

As,min = 0.04 · (fck / fy) · b · d = 1,280 ㎟ → MAX (1,280 ㎟)

사용 철근량 $A_{s,use}$ = D 19 @ 125 = 2292 ㎟

∴ 총 사용 철근량 = 2292 ㎟ ≥ 1,280 ㎟ ☞ O.K

⑦ 폐쇄스터럽, 띠철근 (Ah) 의 산정

Ah = 0.5 · (As − An) = 0.5 × (2,292 − 101) = 1,096 ㎟

사용 철근량 $A_{s,use}$ = H 19 @ 250 = 1146 ㎟ (1 단)

∴ 총 사용 철근량 = 1146 ㎟ ≥ 1,096 ㎟ ☞ O.K

철근의 배치범위 : 2/3 · d = 2/3 × 400 = 267 ㎜ 구간에 1 단 설치

국회대로 지하차도

STA.0+385.000

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	퇴적층	52.28	423.77	O.K
본선	퇴적층	52.23	494.51	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
본 체	778.609	854.534	1.098	부력앵커 적용

3. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	37.62	29.58		20.27	37.62	39.21	262.62		1.00	0.600 / 0.500	0.100	H16@250 + H16@250		6.98	1584.86	125.00
	램프 중앙부	240.76	89.50		111.22	240.76	94.27	389.66		1.00	0.600 / 0.520	0.080	H19@250 + H19@250		1.62	1036.77	125.00
	램프 접합부	596.50	291.87	헌치 시작부분	397.69	596.50	148.46	667.99		1.00	0.600 / 0.520	0.080	H25@250 + H25@250		1.12	518.71	125.00
	본선 접합부	530.78	359.37		453.32	530.78	207.78	640.43		1.00	0.600 / 0.500	0.100	H25@250 + H25@250		1.21	183.21	125.00
	본선 중앙부 (+)	343.06	222.98		268.07	343.06	61.30	389.66		1.00	0.600 / 0.520	0.080	H19@250 + H19@250		1.14	343.92	125.00
	본선 중앙부 (-)	16.10	17.90		14.89	16.10	13.98	374.08		1.00	0.600 / 0.500	0.100	H19@250 + H19@250		23.23	3733.23	125.00
	램프 측구	28.24	20.60		22.41	28.24	39.21	138.37		1.00	0.370 / 0.270	0.100	H16@250 + H16@250		4.90	1203.13	125.00
	본선 측구	445.46	299.83		376.59	445.46	207.78	514.74	362.47	1.00	0.430 / 0.330	0.100	H25@250 + H25@250 H19@250 + H19@250	H13@150 - 2EA	1.16	129.05	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
외측벽체	중앙부(-) Mmax	33.81	26.13	35.75	5.78	33.81	14.59	235.94		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		6.98	1241.50	125.00
	중앙부(-) Pmax	33.81	26.13	35.75	5.78	33.81	14.59	235.94		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		6.98	1241.50	125.00
	하단부 Mmax	37.07	28.99	37.07	11.41	37.07	20.04	234.25		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		6.32	1119.03	125.00
	하단부 Pmax	37.07	28.99	37.07	11.41	37.07	20.04	234.25		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		6.32	1119.03	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
연결부 벽체	상단부 Mmax	476.70	226.75	156.78	290.32	476.70	495.43	542.91	584.22	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H22@250 + H22@250	H13@150 - 2EA	1.14	269.73	125.00
	상단부 Pmax	339.93	144.89	170.90	191.00	339.93	495.43	567.60	584.77	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H22@250 + H22@250	H13@150 - 2EA	1.67	547.83	125.00
연결부 벽체	하단부 Mmax	484.18	334.08	203.67	419.31	484.18	495.43	710.54	586.03	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H13@150 - 2EA	1.47	213.62	125.00
	하단부 Pmax	484.18	334.08	203.67	419.31	484.18	495.43	710.54	586.03	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H13@150 - 2EA	1.47	213.62	125.00

4. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽 체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

4.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
램프 벽체부	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 벽체부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 측구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
본선 접합부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
본선 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
본선 측구	H	25@	125	=	4053.600	1269.120	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	125	=	2292.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 지지력검토
16. 신축이음부 검토
17. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 0.000 m	GL -1.000m	퇴적층(모래)	28MPa	지반조사보고서 참고

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	E_c = 8,500 x $\sqrt[3]{(\ fck + 4\ )}$ = 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 9.444 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

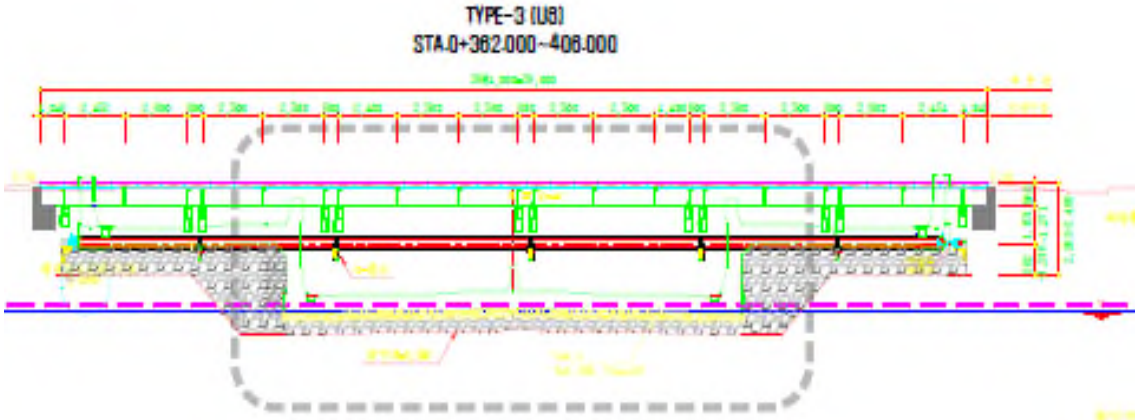
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정

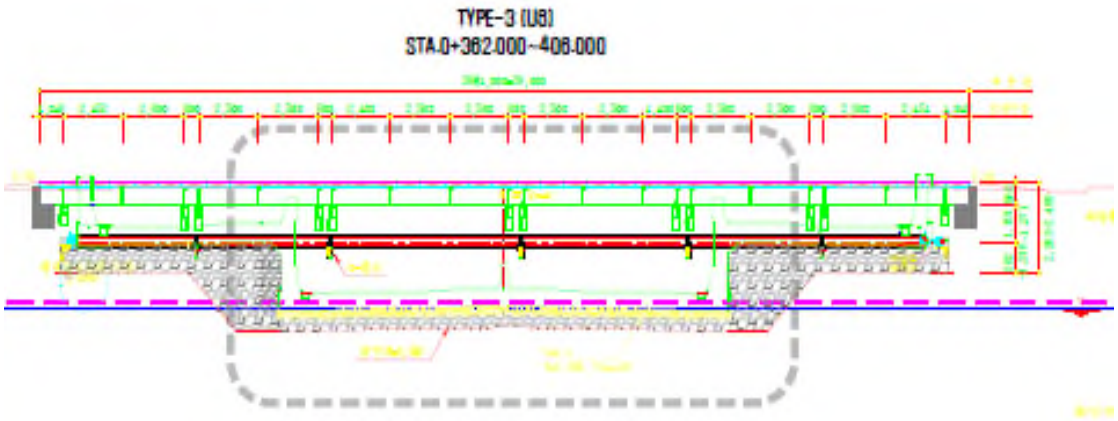


3. 부력검토

3.1 시공중 부력검토 (지하수위 : G.L -8.9m) ∴ **시공중 부력검토 불필요** : 지하수위가 구조물 아래에 위치

3.2 완공후 부력검토 (지하수위 : G.L -8.9m) ∴ **완공후 부력검토 불필요** : 지하수위가 구조물 아래에 위치

3.3 완공후 부력검토 (극한수위 : G.L -1.0m)



(1) 구체자중 : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.600	×	9.015	×	2	EA	=	270.450	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	1.500	×	2	EA	=	33.750	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.000	×	0.800	× 2 EA	=	-	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	× 2 EA	=	21.600	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
								Σ				=	346.000	kN/m

(2) 구체자중 : 본선

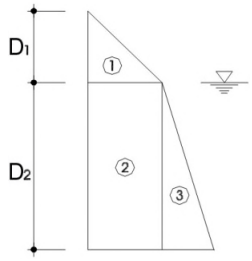
1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.600	×	18.700	×	1	EA	=	280.500	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.600	×	2.029	×	2	EA	=	60.870	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
								Σ				=	358.020	kN/m

(2) 연직하중

1)	아스팔트		23.000	KN/m^3	×	33.524	m	×	0.080	m		=	61.684	kN/m
2)	매스 콘크리트													
		:	23.500	KN/m^3	×	18.9	m	×	0.200	m		=	88.830	kN/m
								Σ				=	150.514	kN/m

(3) 측면마찰력 $[2\cdot C\cdot D] + [K_u\cdot\gamma\cdot D^2\cdot\tan\delta]$ 여기서 C=0 이므로 [2·C·D] 항목은 제외

토압분포



1) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1) \times (1/2) \times D_1 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

2) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1) \times D_2 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m) × 0.000 m

× 0.000 × 2 EA = - kN/m

3) $(K_o\cdot\gamma_{sub}\cdot D_2) \times (1/2) \times D_2 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 11.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

Σ = - kN/m

(4) 양압력

양압력	:	10.000	KN/m^3	×	0.900	m	×	18.030	m	=	162.270	kN/m
양압력	:	10.000	KN/m^3	×	3.029	m	×	19.100	m	=	578.539	kN/m
양압력	:	10.000	KN/m^3	×	18.900	m	×	0.200	m	=	37.800	kN/m
							Σ			=	778.609	kN/m

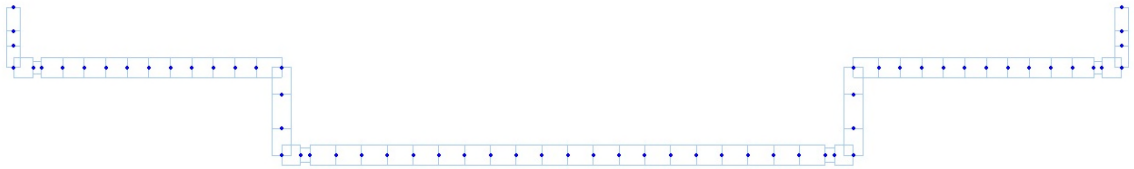
(5) 안전율

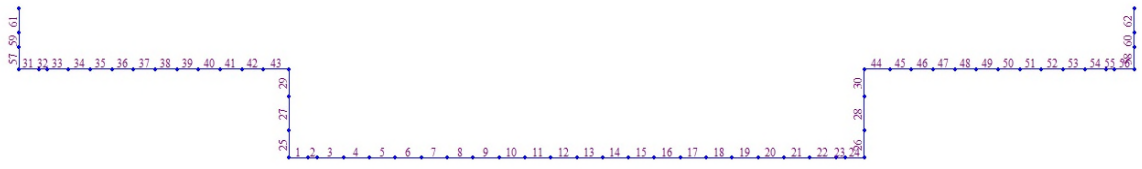
$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(\quad 704.020 \quad + \quad 150.514 \quad + \quad 0.000 \quad)}{778.609} = 1.098 \geq 1.05$$

O.K

4. 해석모델링

4.1 Modeling

모델링

절점번호

부재번호


4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.600	0.600	0.0180000	램프 하부슬래브
	2	1.000	0.600	0.600	0.0180000	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	0.450	0.450	0.0075938	외측 벽체
	2	1.000	0.600	0.600	0.0180000	접합부 벽체

4.3 강역산정

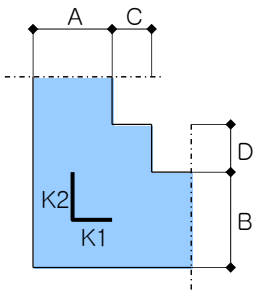
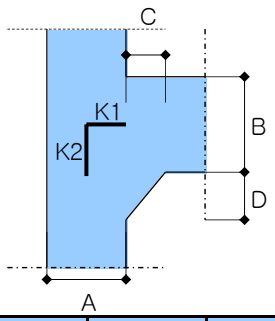
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

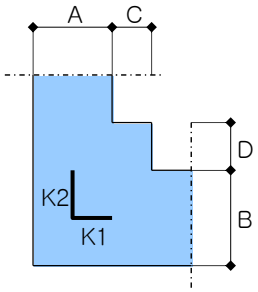
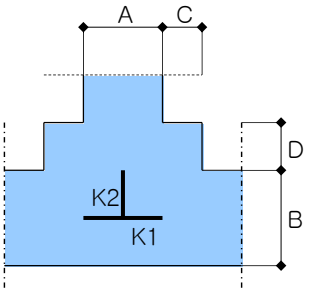
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

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

구분	단부			접합부		
하부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.450	m	A	0.600	m
	B	0.600	m	B	0.600	m
	C		m	C	0.500	m
	D		m	D	0.500	m
	Θ1		°	Θ1	45.000	°
	Θ2		°	Θ2	45.000	°
	K1	0.075	m	K1	0.500	m
	K2	0.188	m	K2	0.500	m

구분	단부					
하부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.600	m	A		m
	B	0.600	m	B		m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.150	m	K1		m
	K2	0.150	m	K2		m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎡)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서, 아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 9000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 9000 = 120000 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(16.83 × 16.83) = 16.83 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 120000 x (16.83 / 0.3) $^{-3/4}$ = 5,854 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.4500 + 0.6250) / 2 × 5,854	=	3,147	30 57
2	(0.6250 + 0.2500) / 2 × 5,854	=	2,561	31 56
3	(0.2500 + 0.6812) / 2 × 5,854	=	2,726	32 55
4	(0.6812 + 0.6913) / 2 × 5,854	=	4,017	33TO41 46TO54
5	(0.6913 + 0.8000) / 2 × 5,854	=	4,365	42 45

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(18.70 × 18.70) = 18.70 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (18.70 / 0.3) $^{-3/4}$ = 16,829 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.6000 + 0.6000) / 2 × 16,829	=	10,097	1 25
2	(0.6000 + 0.3000) / 2 × 16,829	=	7,573	2 24
3	(0.3000 + 0.8150) / 2 × 16,829	=	9,382	3 23
4	(0.8150 + 0.8150) / 2 × 16,829	=	13,716	4 TO 22

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

· 방호벽(램프) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	×	1	EA	=	10.800	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	1	EA	=	0.750	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	1	EA	=	0.660	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	1	EA	=	0.263	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	1	EA	=	0.465	kN/m
											=	12.938	kN/m

· 중앙분리대(본선) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
											=	9.675	kN/m

6.2 활하중 ····· LC02~07

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2

· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [0.100 x 19.0] = **0.950** kN/m^2

· W_{h3} = 0.950 + 0.500 × [2.629 x 19.0] = **25.926** kN/m^2

6.4토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2

· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [0.100 x 10.0] = **0.500** kN/m^2

· W_{h3} = 0.500 + 0.500 × [2.629 x 10.0] = **13.645** kN/m^2

6.5 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W1}) : 양수압

· W_{W1} = (0.10 + 0.300 + 0.00) × 10.0 = **4.000** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W2} = (0.10 + 2.629 + 0.30) × 10.0 = **30.290** kN/m^2

6.6 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

· W_{w1} = 0.000 + (0.000) x 10.0 = **0.000** kN/m^2

· W_{w2} = 0.000 + (0.100) x 10.0 = **1.000** kN/m^2

· W_{w3} = 1.000 + (2.629) x 10.0 = **27.290** kN/m^2

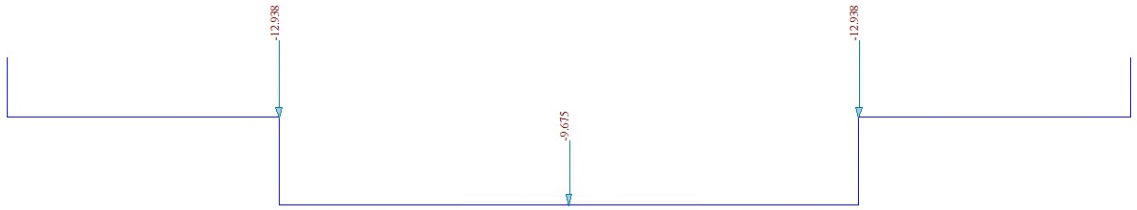
6.7 풍하중 ····· LC22

방음벽 높이 = 4.0 m

Fw	=	4.0	x	0.70		=	**2.800**	kN/m
Mw	=	2.8	x	4.00	/ 2	=	**5.600**	kN*m/m
Mwc	=	5.6	x	4.00	(지주간격)	=	**22.400**	kN*m/m
Vw	=	1.561				=	**1.561**	kN/m

7. 하중재하도

LC1. 고정하중(자중)



프로그램내에서 자동 계산

방호벽 및 중분대는 집중하중으로 재하

LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



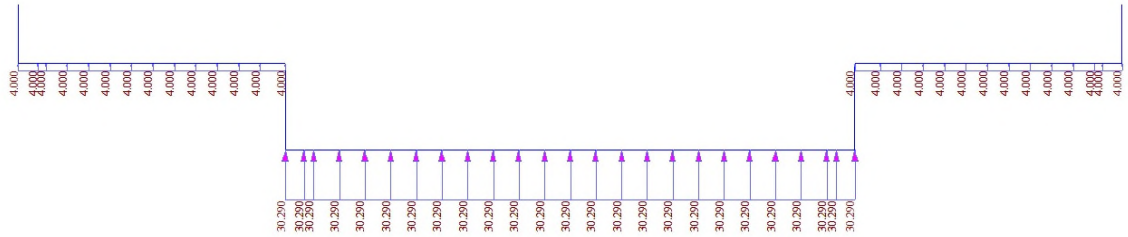
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



LC11. 토압(수평하중 지하수有)



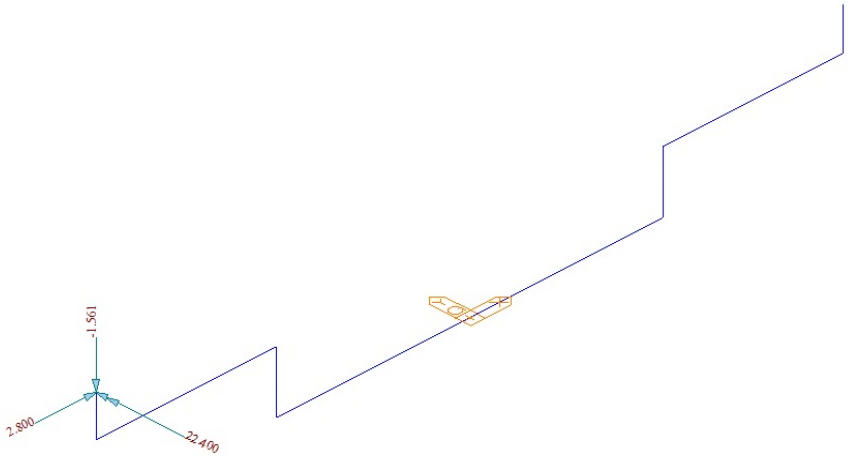
LC12. 수압(연직하중)



LC13. 수압(수평하중)



LC22. 풍하중



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.05 − 0.025h ≥ 0.875

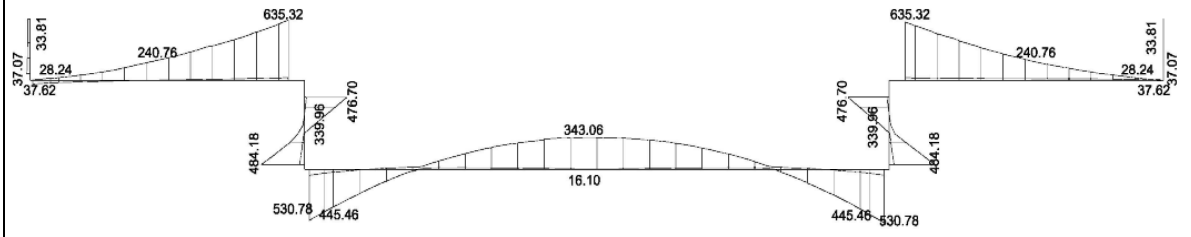
적용토피 = 0.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 0.00

= 1.05 ≥ 0.875 ∴ α_H = 1

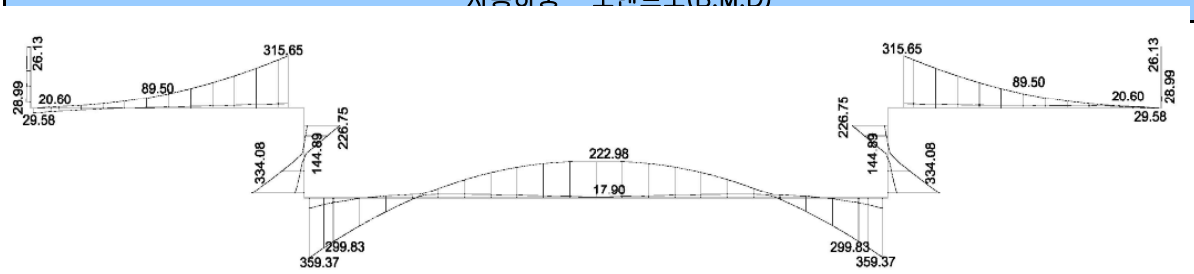
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축		풍하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압				
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有						
				좌측	우측		좌측	우측										
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14		LC22	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20			
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20			
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20			
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20			
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20			
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20			
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20			
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20			
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20			
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20			
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20			
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20			
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60							
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60				
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60							
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60				
	UCOMB17	1.20					1.00										1.30	
	UCOMB18	0.90							0.90		1.60						1.30	
	UCOMB19	0.90								0.90		1.60	0.90	1.60			1.30	
	UCOMB20	0.90							0.90		0.80						1.30	
	UCOMB21	0.90								0.90		0.80	0.90	0.80			1.30	
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00			
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00			
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00			
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00			
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00			
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00			
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00			
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00			
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00			
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00			
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00			
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00			
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00							
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00				
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00							
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00				
	WCOMB17	1.00					1.00										1.00	
	WCOMB18	1.00							1.00		1.00						1.00	
	WCOMB19	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			1.00	
	WCOMB20	1.00							1.00		1.00						1.00	
	WCOMB21	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			1.00	

9. 단면력도

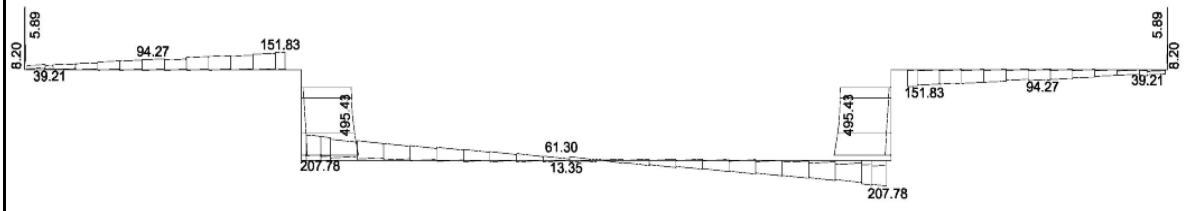
계수하중 – 모멘트도(B.M.D)



사용하중 – 모멘트도(B.M.D)



계수하중 – 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	37.620	-	39.210	29.580	20.270	-	16.660	37.620	-	39.210	29.580	상시	상시
	램프중앙부	240.760	-	94.270	89.500	111.220	-	52.860	240.760	-	94.270	89.500	상시	상시
	램프접합부	596.500	-	148.460	291.870	397.690	-	102.820	596.500	-	148.460	291.870	상시	상시
	본선접합부	530.780	-	207.780	359.370	453.320	-	165.130	530.780	-	207.780	359.370	상시	상시
	본선중앙부(+)	343.060	-	61.300	222.980	268.070	-	41.020	343.060	-	61.300	222.980	상시	상시
	본선중앙부(-)	16.100	-	13.350	17.900	14.890	-	13.980	16.100	-	13.980	17.900	상시	지진시
	램프측구	28.240	-	39.210	20.600	22.410	-	23.990	28.240	-	39.210	20.600	상시	상시
	본선측구	445.460	-	207.780	299.830	376.590	-	165.130	445.460	-	207.780	299.830	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	중앙부(-)	Mmax	33.810	35.750	5.890	26.130	5.780	16.310	14.590	33.810	35.750	14.590	26.130	상시	지진시
		Pmax	33.810	35.750	5.890	26.130	5.780	16.310	14.590	33.810	35.750	14.590	26.130	상시	지진시
	하단부	Mmax	37.070	37.070	8.200	28.990	11.410	26.170	20.040	37.070	37.070	20.040	28.990	상시	지진시
		Pmax	37.070	37.070	8.200	28.990	11.410	26.170	20.040	37.070	37.070	20.040	28.990	상시	지진시

※ 벽체 : 연결부

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
연결부 벽체	상단부	Mmax	476.700	156.780	495.430	226.750	290.320	139.270	371.900	476.700	156.780	495.430	226.750	상시	상시
		Pmax	339.930	170.900	495.430	144.890	191.000	158.910	371.900	339.930	170.900	495.430	144.890	상시	상시
연결부 벽체	하단부	Mmax	484.180	203.670	495.430	334.080	419.310	178.660	371.900	484.180	203.670	495.430	334.080	상시	상시
		Pmax	484.180	203.670	495.430	334.080	419.310	178.660	371.900	484.180	203.670	495.430	334.080	상시	상시

11. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	37.62	29.58		20.27	37.62	39.21	262.62		1.00	0.600 0.500	0.100	H16@250 + H16@250		**6.98**	1584.86	125.00
	램프 중앙부	240.76	89.50		111.22	240.76	94.27	389.66		1.00	0.600 0.520	0.080	H19@250 + H19@250		**1.62**	1036.77	125.00
	램프 접합부	596.50	291.87		397.69	596.50	148.46	667.99		1.00	0.600 0.520	0.080	H25@250 + H25@250		**1.12**	518.71	125.00
	본선 접합부	530.78	359.37		453.32	530.78	207.78	640.43		1.00	0.600 0.500	0.100	H25@250 + H25@250		**1.21**	183.21	125.00
	본선 중앙부 (+)	343.06	222.98		268.07	343.06	61.30	389.66		1.00	0.600 0.520	0.080	H19@250 + H19@250		**1.14**	343.92	125.00
	본선 중앙부 (-)	16.10	17.90		14.89	16.10	13.98	374.08		1.00	0.600 0.500	0.100	H19@250 + H19@250		**23.23**	3733.23	125.00
	램프 측구	28.24	20.60		22.41	28.24	39.21	138.37		1.00	0.370 0.270	0.100	H16@250 + H16@250		**4.90**	1203.13	125.00
	본선 측구	445.46	299.83		376.59	445.46	207.78	514.74	362.47	1.00	0.430 0.330	0.100	H25@250 + H25@250 H19@250 + H19@250	H13@150 - 2EA	**1.16**	129.05	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측 벽체	중앙부(-) Mmax	33.81	26.13	35.75	5.78	33.81	14.59	235.94		1.00	0.450 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		**6.98**	1241.50	125.00
	중앙부(-) Pmax	33.81	26.13	35.75	5.78	33.81	14.59	235.94		1.00	0.450 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		**6.98**	1241.50	125.00
	하단부 Mmax	37.07	28.99	37.07	11.41	37.07	20.04	234.25		1.00	0.450 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		**6.32**	1119.03	125.00
	하단부 Pmax	37.07	28.99	37.07	11.41	37.07	20.04	234.25		1.00	0.450 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		**6.32**	1119.03	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
연결부 벽체	상단부 Mmax	476.70	226.75	156.78	290.32	476.70	495.43	542.91	584.22	1.00	0.600 0.500	0.100	H22@250 + H22@250	H13@150 - 2EA	**1.14**	269.73	125.00
	상단부 Pmax	339.93	144.89	170.90	191.00	339.93	495.43	567.60	584.77	1.00	0.600 0.500	0.100	H22@250 + H22@250	H13@150 - 2EA	**1.67**	547.83	125.00
연결부 벽체	하단부 Mmax	484.18	334.08	203.67	419.31	484.18	495.43	710.54	586.03	1.00	0.600 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H13@150 - 2EA	**1.47**	213.62	125.00
	하단부 Pmax	484.18	334.08	203.67	419.31	484.18	495.43	710.54	586.03	1.00	0.600 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H13@150 - 2EA	**1.47**	213.62	125.00

12. 단면설계

12.1 하부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	500.000	500.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
37.620	39.210	29.580	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 3.872 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 170000.000 As - 37620000 = 0

∴ Required As = 222.154 ㎟ [p = 0.00044]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 10987.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1623.798 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 296.206 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
		H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	1588.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 4.555 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 4.555) / 4.555

= 0.3263

· ε_t = 0.3263 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 262.617 kN.m > Mu = 37.620 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 324.760 kN > Vu = 39.210 kN

· 1/2·Øv·Vc = 162.380 kN > Vu = 39.210 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00318

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.190

· j = 1 - k / 3 = 0.937

· x = k·d = 94.922 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.331 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 39.751 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 39.751 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1751.074 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1584.859 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1584.859 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	520.000	520.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
240.760	94.270	89.500	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 24.302 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 176800.000 As - 240760000 = 0

∴ Required As = 1394.347 ㎟ [p = 0.00268]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 11427.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1688.750 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1859.130 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 28.591 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (520.000 - 28.591) / 28.591

= 0.0516

· ε_t = 0.0516 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 389.66 kN.m > Mu = 240.760 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 337.750 kN > Vu = 94.270 kN

· 1/2·Øv·Vc = 168.875 kN > Vu = 94.270 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00441

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.219

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 114.122 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.254 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 81.021 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 81.021 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1119.709 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1036.767 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1036.767 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	520.000	520.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
596.500	148.460	291.870	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 62.568 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 176800.000 As - 596500000 = 0

∴ Required As = 3589.839 ㎟ [p = 0.0069]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 11427.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1688.750 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4786.452 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 73.609 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (520.000 - 73.609) / 73.609

= 0.0182

· ε_t = 0.0182 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 667.99 kN.m > Mu = 596.500 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 337.750 kN > Vu = 148.460 kN

· 1/2·Øv·Vc = 168.875 kN > Vu = 148.460 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00780

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.280

· j = 1 - k / 3 = 0.907

· x = k·d = 145.738 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.496 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 152.735 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 152.735 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 518.713 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 549.970 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 518.713 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	500.000	500.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
530.780	207.780	359.370	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 57.754 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 170000.000 As - 530780000 = 0

∴ Required As = 3313.608 ㎟ [p = 0.00663]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 10987.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1623.798 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4418.144 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 67.945 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 67.945) / 67.945

= 0.0191

· ε_t = 0.0191 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 640.426 kN.m > Mu = 530.780 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 324.760 kN > Vu = 207.780 kN

· 1/2·Øv·Vc = 162.380 kN < Vu = 207.780 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00811

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.285

· j = 1 - k / 3 = 0.905

· x = k·d = 142.447 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.150 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 195.914 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 195.914 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 183.212 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 321.570 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 183.212 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부(+)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	520.000	520.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
343.060	61.300	222.980	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 34.997 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 176800.000 As - 343060000 = 0

∴ Required As = 2007.954 ㎟ [p = 0.00386]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 11427.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1688.750 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2677.272 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 41.173 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (520.000 - 41.173) / 41.173

= 0.0349

· ε_t = 0.0349 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 389.66 kN.m > Mu = 343.060 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 337.750 kN > Vu = 61.300 kN

· 1/2·Øv·Vc = 168.875 kN > Vu = 61.300 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00441

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.219

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 114.122 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.108 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 201.856 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 201.856 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 343.924 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 416.139 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 343.924 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 본선중앙부(-)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	500.000	500.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
16.100	13.980	17.900	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 1.653 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 170000.000 As - 16100000 = 0

∴ Required As = 94.863 ㎟ [p = 0.00019]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 10987.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1623.798 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 126.484 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As =			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 1.945 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 1.945) / 1.945

= 0.7681

· ε_t = 0.7681 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 374.075 kN.m > Mu = 16.100 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 324.760 kN > Vu = 13.980 kN

· 1/2·Øv·Vc = 162.380 kN > Vu = 13.980 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00458

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.223

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 111.633 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.693 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 16.875 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 16.875 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 4440.292 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 3733.234 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 3733.234 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	370.000	270.000	270.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
28.240	39.210	20.600	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 5.416 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 91800.000 As - 28240000 = 0

∴ Required As = 310.742 ㎟ [p = 0.00115]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 5933.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 945.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 876.851 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 945.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 414.323 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	1588.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 6.372 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (270.000 - 6.372) / 6.372

= 0.1241

· ε_t = 0.1241 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 138.372 kN.m > Mu = 28.240 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 175.370 kN > Vu = 39.210 kN

· 1/2·Øv·Vc = 87.685 kN > Vu = 39.210 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00588

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.249

· j = 1 - k / 3 = 0.917

· x = k·d = 67.169 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.477 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 52.364 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 52.364 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1273.909 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1203.127 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1203.127 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	430.000	293.880	293.880
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
445.460	207.780	299.830	136.120	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 92.150 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 99919.365 As - 445460000 = 0

∴ Required As = 5287.119 ㎟ [p = 0.01799]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 6458.024 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1028.582 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 954.405 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1028.582 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 7049.492 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6345.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 108.412 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (293.880 - 108.412) / 108.412

= 0.0051

· ε_t = 0.0051 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 514.74 kN.m > Mu = 445.460 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 203.606 kN < Vu = 207.780 kN

· 1/2·Øv·Vc = 101.803 kN < Vu = 207.780 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn > 최대간격(600mm,d/2 이하) = 146.9 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 6.658 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 6.658 ㎟

· USE Av = H 13 × 2.0 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 203.606 kN + 158.868 kN

= 362.474 kN > Vu = 207.780 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.02159

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.419

· j = 1 - k / 3 = 0.860

· x = k·d = 123.154 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 19.259 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 186.885 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 226.424 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 129.049 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 278.239 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 129.049 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 램프-벽체 단면검토

12.2.1 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	33.810	14.590	35.750	26.130
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
945.734	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0053] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 222.042 mm

· d" = X - H + d = 122.042 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3760.584 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 690.106 kN.m

· eb = Mb / Pb = 183.510 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 49.207 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 57.890 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -229.155 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 293.504 kN

$\therefore \quad a \quad = \quad 49.207 \quad mn \Rightarrow$ **가정한 a와 일치** $\therefore$ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1129.301 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -200.272 kN

· Ts = fs·As = 635.520 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 313.397 kN.m

· e' = e + X - dc = 1067.776 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000002 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 57.890) / 57.890

= 0.01514

· ε_t = 0.0151 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 249.478 kN > Pu = 35.750 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 235.940 kN.m > Mu = 33.810 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 228.622 kN > Vu = 14.590 kN

· 1/2·Øv·Vc = 114.311 kN > Vu = 14.590 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00454

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.222

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 77.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.075 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 50.745 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 50.745 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1321.877 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1241.502 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1241.502 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	33.810	14.590	35.750	26.130
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
945.734	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0053] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 222.042 mm

· d" = X - H + d = 122.042 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3760.584 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 690.106 kN.m

· eb = Mb / Pb = 183.510 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 49.207 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 57.890 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -229.155 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 293.504 kN

∴ a = 49.207 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1129.301 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -200.272 kN

· Ts = fs·As = 635.520 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 313.397 kN.m

· e' = e + X - dc = 1067.776 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000002 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 57.890) / 57.890

= 0.01514

· ε_t = 0.0151 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 249.478 kN > Pu = 35.750 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 235.940 kN.m > Mu = 33.810 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 228.622 kN > Vu = 14.590 kN

· 1/2·Øv·Vc = 114.311 kN > Vu = 14.590 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00454

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.222

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 77.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.075 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 50.745 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 50.745 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1321.877 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1241.502 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1241.502 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	37.070	20.040	37.070	28.990
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1000.000	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0061] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 223.864 mm

· d" = X - H + d = 123.864 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3893.154 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 702.627 kN.m

· eb = Mb / Pb = 180.478 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 50.906 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 59.890 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -201.473 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 275.589 kN

∴ a = 50.906 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1168.293 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -257.189 kN

· Ts = fs·As = 635.520 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 309.725 kN.m

· e' = e + X - dc = 1123.864 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000002 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 59.890) / 59.890

= 0.01453

· ε_t = 0.0145 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 234.251 kN > Pu = 37.070 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 234.251 kN.m > Mu = 37.070 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 228.669 kN > Vu = 20.040 kN

· 1/2·Øv·Vc = 114.335 kN > Vu = 20.040 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00454

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.222

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 77.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.302 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 56.299 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 56.299 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1168.782 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1119.025 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1119.025 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	37.070	20.040	37.070	28.990
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1000.000	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0061] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 223.864 mm

· d" = X - H + d = 123.864 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3893.154 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 702.627 kN.m

· eb = Mb / Pb = 180.478 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 50.906 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 59.890 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -201.473 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 275.589 kN

∴ a = 50.906 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1168.293 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -257.189 kN

· Ts = fs·As = 635.520 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 309.725 kN.m

· e' = e + X - dc = 1123.864 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000002 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 59.890) / 59.890

= 0.01453

· ε_t = 0.0145 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 234.251 kN > Pu = 37.070 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 234.251 kN.m > Mu = 37.070 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 228.669 kN > Vu = 20.040 kN

· 1/2·Øv·Vc = 114.335 kN > Vu = 20.040 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00454

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.222

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 77.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.302 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 56.299 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 56.299 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1168.782 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1119.025 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1119.025 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 연결부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	476.700	495.430	156.780	226.750
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3040.566	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0085] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 295.614 mm

· d" = X - H + d = 195.614 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5377.735 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1448.969 kN.m

· eb = Mb / Pb = 269.439 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 66.417 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 78.138 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -14.297 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 210.065 kN

∴ a = 66.417 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1524.270 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -75.492 kN

· Ts = fs·As = 1238.720 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 679.810 kN.m

· e' = e + X - dc = 3236.180 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000009 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 78.138) / 78.138

= 0.01620

· ε_t = 0.0162 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 178.555 kN > Pu = 156.780 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 542.908 kN.m > Mu = 476.700 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 330.821 kN < Vu = 495.430 kN

· 1/2·Øv·Vc = 165.411 kN < Vu = 495.430 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 164.609 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 164.609 ㎟

· USE Av = H 13 × 2 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 330.821 kN + 253.400 kN

= 584.221 kN > Vu = 495.430 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00619

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.254

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 127.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.802 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 159.987 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 159.987 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 269.727 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 393.782 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 269.727 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 연결부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	339.930	495.430	170.900	144.890
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1989.058	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0085] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 295.614 mm

· d" = X - H + d = 195.614 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5377.735 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1448.969 kN.m

· eb = Mb / Pb = 269.439 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 69.492 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 81.755 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 12.883 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 335.719 kN

∴ a = 69.492 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1594.841 kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -20.404 kN
· Ts = fs·As = 1238.720 kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 733.436 kN.m
· e' = e + X - dc = 2184.672 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 81.755) / 81.755
= 0.01535
· ε_t = 0.0154 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용
∴ Ø Pn = 285.361 kN > Pu = 170.900 kN ∴ **O.K**
∴ Ø Mn = 567.600 kN.m > Mu = 339.930 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 331.367 kN < Vu = 495.430 kN
· 1/2·Øv·Vc = 165.684 kN < Vu = 495.430 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 164.063 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 164.063 ㎟
· USE Av = H 13 × 2 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 331.367 kN + 253.400 kN
= 584.767 kN > Vu = 495.430 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토, (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00619
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.254
· j = 1 - k / 3 = 0.915
· x = k·d = 127.000 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.986 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 102.229 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 102.229 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 547.829 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 616.263 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 547.829 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 연결부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	484.180	495.430	203.670	334.080
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2377.277	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0093] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 288.256 mm

· d" = X - H + d = 188.256 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4814.634 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1518.785 kN.m

· eb = Mb / Pb = 315.452 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 81.017 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 95.314 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 96.401 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 351.630 kN

∴ a = 81.017 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1859.340 kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 113.732 kN
· Ts = fs·As = 1621.440 kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 902.118 kN.m
· e' = e + X - dc = 2565.533 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 95.314) / 95.314
= 0.01274
· ε_t = 0.0127 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용
∴ Ø Pn = 298.886 kN > Pu = 203.670 kN ∴ **O.K**
∴ Ø Mn = 710.535 kN.m > Mu = 484.180 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 332.634 kN < Vu = 495.430 kN
· 1/2·Øv·Vc = 166.317 kN < Vu = 495.430 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 162.796 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 162.796 ㎟
· USE Av = H 13 × 2 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 332.634 kN + 253.400 kN
= 586.034 kN > Vu = 495.430 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00811
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.285
· j = 1 - k / 3 = 0.905
· x = k·d = 142.500 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.362 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 182.134 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 182.134 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 213.624 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 345.899 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 213.624 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.18 연결부 벽체 하단부 Pmax

3 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	484.180	495.430	203.670	334.080
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2377.277	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0093] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 288.256 mm

· d" = X - H + d = 188.256 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4814.634 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1518.785 kN.m

· eb = Mb / Pb = 315.452 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 81.017 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 95.314 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 96.401 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 351.630 kN

∴ a = 81.017 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1859.340 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 113.732 kN

· Ts = fs·As = 1621.440 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 902.118 kN.m

· e' = e + X - dc = 2565.533 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 95.314) / 95.314

= 0.01274

· ε_t = 0.0127 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 298.886 kN > Pu = 203.670 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 710.535 kN.m > Mu = 484.180 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 332.634 kN < Vu = 495.430 kN

· 1/2·Øv·Vc = 166.317 kN < Vu = 495.430 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 162.796 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 162.796 ㎟

· USE Av = H 13 × 2 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 332.634 kN + 253.400 kN

= 586.034 kN > Vu = 495.430 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00811

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.285

· j = 1 - k / 3 = 0.905

· x = k·d = 142.500 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.362 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 182.134 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 182.134 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 213.624 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 345.899 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 213.624 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

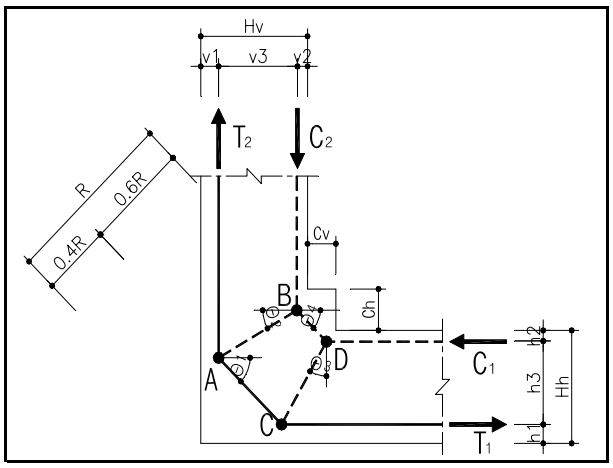
13. 우각부 보강검토

13.1 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	600.00 mm	벽체 높이	H_v	=	450.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	420.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	270.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	37.620 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 750.00 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

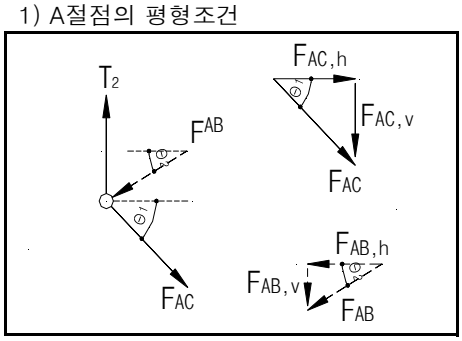
Θ_2 = 45.10°

Θ_3 = 16.06°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

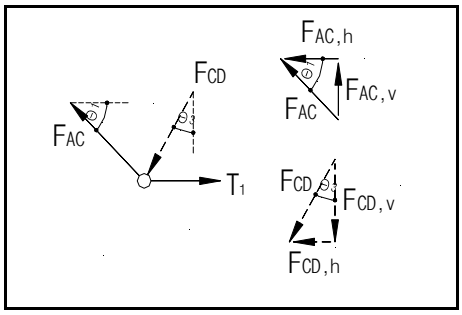
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{37.620}{0.420} =$ 89.571 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{37.620}{0.270} =$ 139.333 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 98.353 kN

식 ⑥ 으로부터

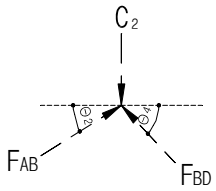
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 98.353 kN

따라서 $F_{AC} =$ **98.353** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 98.524 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 98.353 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 72.372 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**98.353**	타이
AB	**-98.524**	스트럿
BD	**-98.353**	스트럿
CD	**-72.372**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 98.353 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{98,352.941}{0.85 \times 400} = 289.27 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(2 cycle)
	= H	16	@	250	=	794.40	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**794.40**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 794.40 mm^2 > 289.27 mm^2 ……O.K

5) 스트럿과 절점영역의 강도검토

- 스트럿의 유효강도와 절점의 유효강도 중 작은 값을 스트럿의 유효강도로 설정함.
  스트럿의 유효강도를 이용해 필요 유효폭을 계산하고 구조물의 기하학적 형상을 벗어나는지 검토함.
  이 때 추가적인 절점영역의 강도 검토과정은 수행할 필요가 없음.

- 스트럿의 필요 유효폭

$$w_{req} = \frac{Fu}{\Phi_c f_{max}\, b}$$

여기서, Fu = 스트럿의 단면력 (N)

f_{max} = 0.85 β_s f_{ck} ; 계산된 스트럿의 유효강도값(MPa)

b = 부재 폭(1000mm)

Φ_c = 0.75

- 스트럿과 절점영역 강도검토 결과

스트럿 요소	요소종류	β_s	$\Phi_c f_{max}$		Fu (kN)	w_{req}(mm)	안전여부
AB	스트럿 AB	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	98.524	9.540	O.K
	절점A- CTT	0.60		10.328			
	절점B- CCC	1.00		17.213			
BD	스트럿 BD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	98.353	9.523	O.K
	절점B- CCC	1.00		17.213			
	절점D- CCC	1.00		17.213			
CD	스트럿 CD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	72.372	7.008	O.K
	절점C- CTT	0.60		10.328			
	절점D- CCC	1.00		17.213			

▶ 필요유효폭 안전여부

$$\frac{w_{req_BD}}{2} = 4.762 \text{ mm} < 0.09R = 67.500 \text{ mm} \quad \cdots\cdots \text{ O.K}$$

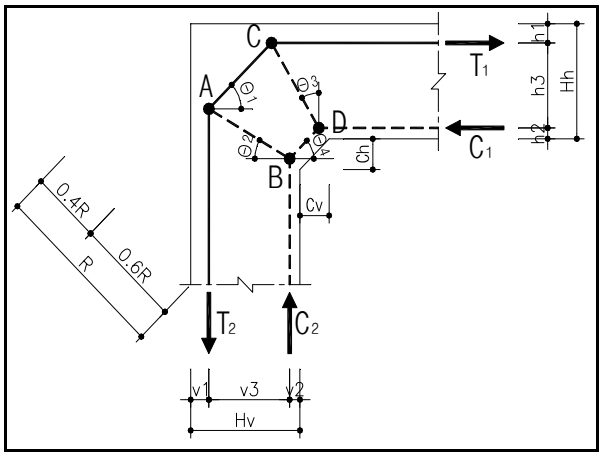
13. 우각부 보강검토

13.2 하부슬래브 (램프 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	600.00 mm	벽체 높이	H_v	=	600.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	420.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	420.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	596.500 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1202.08 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

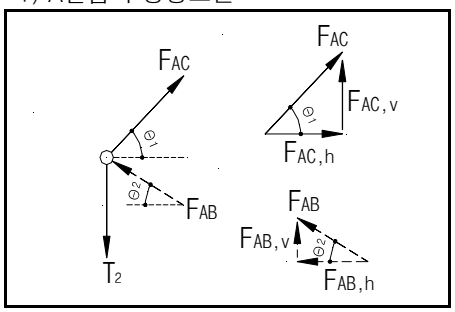
Θ_2 = 44.52°

Θ_3 = 44.52°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

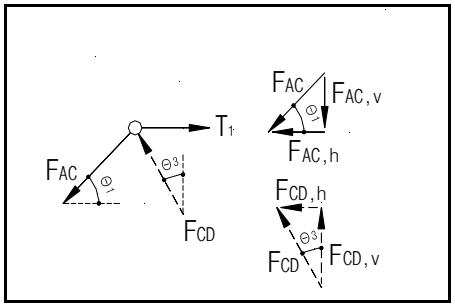
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \Theta = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3 \Rightarrow F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{596.500}{0.420} =$ 1,420.238 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{596.500}{0.420} =$ 1,420.238 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,012.699 kN

식 ⑥ 으로부터

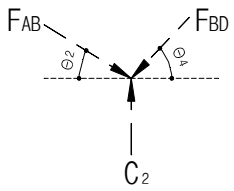
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,012.699 kN

따라서 F_{AC} = **1,012.699** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}004.295 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}012.699 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}004.295 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,012.699	타이
AB	-1,004.295	스트럿
BD	-1,012.699	스트럿
CD	-1,004.295	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,012.699 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}012{,}699.148}{0.85 \times 400} = 2{,}978.53 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**4,053.60**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 4,053.60 mm^2 > 2,978.53 mm^2 ……O.K

5) 스트럿과 절점영역의 강도검토

- 스트럿의 유효강도와 절점의 유효강도 중 작은 값을 스트럿의 유효강도로 설정함.
  스트럿의 유효강도를 이용해 필요 유효폭을 계산하고 구조물의 기하학적 형상을 벗어나는지 검토함.
  이 때 추가적인 절점영역의 강도 검토과정은 수행할 필요가 없음.

- 스트럿의 필요 유효폭

$$w_{req} = \frac{Fu}{\Phi_c f_{max}\, b}$$

여기서, Fu = 스트럿의 단면력 (N)

f_{max} = 0.85 β_s f_{ck} ; 계산된 스트럿의 유효강도값(MPa)

b = 부재 폭(1000mm)

Φ_c = 0.75

- 스트럿과 절점영역 강도검토 결과

스트럿 요소	요소종류	β_s	$\Phi_c f_{max}$		Fu (kN)	w_{req}(mm)	안전여부
AB	스트럿 AB	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,004.295	97.245	O.K
	절점A- CTT	0.60		10.328			
	절점B- CCC	1.00		17.213			
BD	스트럿 BD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,012.699	98.058	O.K
	절점B- CCC	1.00		17.213			
	절점D- CCC	1.00		17.213			
CD	스트럿 CD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,004.295	97.245	O.K
	절점C- CTT	0.60		10.328			
	절점D- CCC	1.00		17.213			

▶ 필요유효폭 안전여부

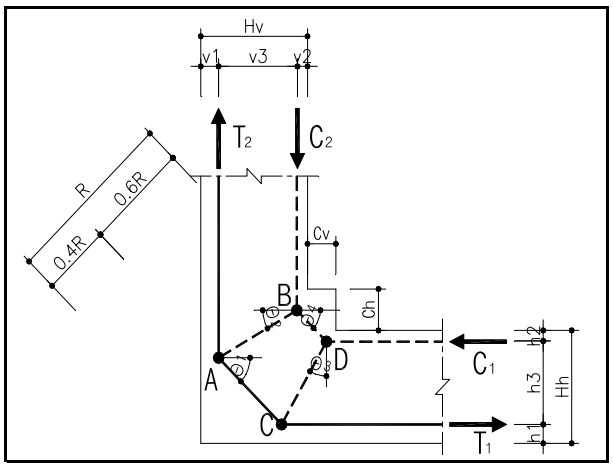
$$\frac{w_{req_BD}}{2} = 49.029 \text{ mm} < 0.11R = 132.229 \text{ mm} \quad \cdots\cdots \text{ O.K}$$

13.3 하부슬래브(본선 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	600.00 mm	벽체 높이	H_v	=	600.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	420.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	420.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	530.780 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 848.53 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

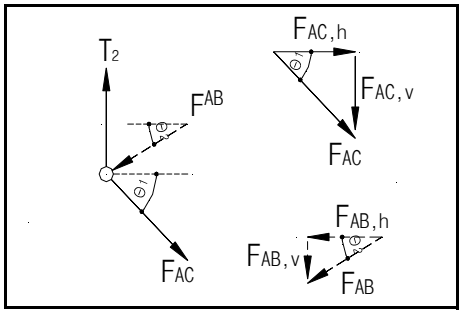
Θ_2 = 24.57°

Θ_3 = 24.57°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

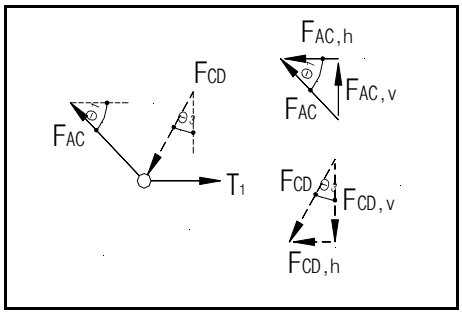
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{530.780}{0.420} =$ 1,263.762 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{530.780}{0.420} =$ 1,263.762 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,226.530 kN

식 ⑥ 으로부터

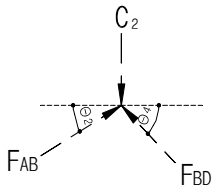
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,226.530 kN

따라서 F_{AC} = **1,226.530** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 953.614 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,226.530 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 953.614 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,226.530**	타이
AB	**-953.614**	스트럿
BD	**-1,226.530**	스트럿
CD	**-953.614**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,226.530 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,226,529.861}{0.85 \times 400} = 3,607.44 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**4,053.60**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 4,053.60 mm^2 > 3,607.44 mm^2 ……O.K

5) 스트럿과 절점영역의 강도검토

- 스트럿의 유효강도와 절점의 유효강도 중 작은 값을 스트럿의 유효강도로 설정함.
  스트럿의 유효강도를 이용해 필요 유효폭을 계산하고 구조물의 기하학적 형상을 벗어나는지 검토함.
  이 때 추가적인 절점영역의 강도 검토과정은 수행할 필요가 없음.

- 스트럿의 필요 유효폭

$$w_{req} = \frac{Fu}{\Phi_c f_{max}\, b}$$

여기서, Fu = 스트럿의 단면력 (N)

f_{max} = 0.85 β_s f_{ck} ; 계산된 스트럿의 유효강도값(MPa)

b = 부재 폭(1000mm)

Φ_c = 0.75

- 스트럿과 절점영역 강도검토 결과

스트럿 요소	요소종류	β_s	$\Phi_c f_{max}$		Fu (kN)	w_{req}(mm)	안전여부
AB	스트럿 AB	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	953.614	92.337	O.K
	절점A- CTT	0.60		10.328			
	절점B- CCC	1.00		17.213			
BD	스트럿 BD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,226.530	118.763	O.K
	절점B- CCC	1.00		17.213			
	절점D- CCC	1.00		17.213			
CD	스트럿 CD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	953.614	92.337	O.K
	절점C- CTT	0.60		10.328			
	절점D- CCC	1.00		17.213			

▶ 필요유효폭 안전여부

$$\frac{w_{req_BD}}{2} = 59.382 \text{ mm} < 0.09R = 76.368 \text{ mm} \quad \cdots\cdots \text{ O.K}$$

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)	필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)	검토
램프 벽체부	H 16@ 125 = 1588.800	317.760	1200.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 H 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K
램프 중앙부	H 19@ 125 = 2292.000	458.400	1200.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K
램프 접합부	H 25@ 125 = 4053.600	810.720	1200.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K
램프 측구	H 16@ 125 = 1588.800	317.760	1200.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K

14.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)	필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)	검토
본선 접합부	H 25@ 125 = 4053.600	810.720	1200.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K
본선 중앙부	H 19@ 125 = 2292.000	458.400	1200.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K
본선 측구	H 25@ 125 = 4053.600 H 19@ 125 = 2292.000	1269.120	1200.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 H 16@ 300 = 662.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K

14.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)	필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)	검토
중 앙	H 16@ 125 = 1588.800	317.760	900.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K
하 단	H 16@ 125 = 1588.800	317.760	900.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 H 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K

14.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)	필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)	검토
상 단	H 22@ 125 = 3096.800	619.360	1200.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K
하 단	H 25@ 125 = 4053.600	810.720	1200.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K

15. 지지력 검토

15.1 하중 산정 : 램프

15.1.1 고정하중

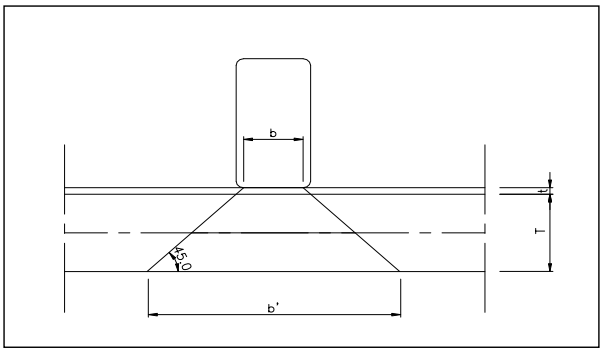
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 346.00 / 18.030 = 19.190 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

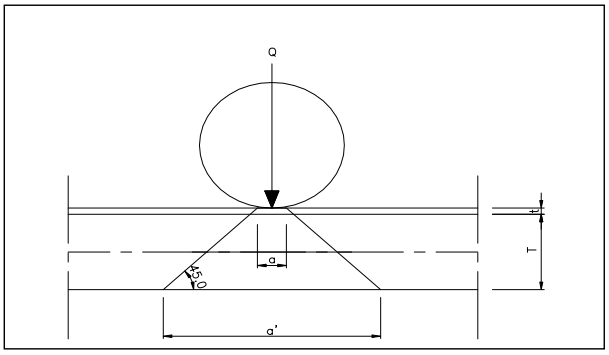


t = 80.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 600.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.600 + 0.080) x cot 45°

= 1.86 m



a' = 0.200 + 2 x (0.600 + 0.080) x cot 45°

= 1.56 m

Qz' = 96.000 / (1.860 x 1.560) = 33.085 kN/m^2

15.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 19.190 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 33.085

= 52.275 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 52.275 kN/m^2 < Qa = 423.770 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

15.3 하중 산정 : 본선

15.3.1 고정하중

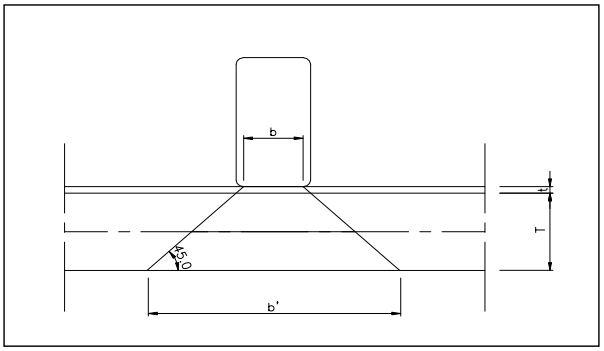
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 358.02 / 18.700 = 19.145 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

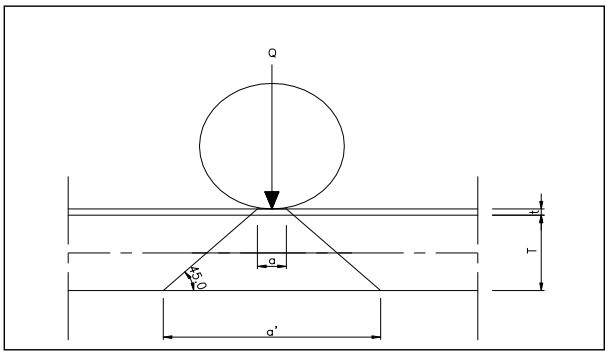


t = 80.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 600.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.600 + 0.080) x cot 45°

= 1.86 m



a' = 0.200 + 2 x (0.600 + 0.080) x cot 45°

= 1.56 m

Qz' = 96.000 / (1.860 x 1.560) = 33.085 kN/m^2

15.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 19.145 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 33.085

= 52.230 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

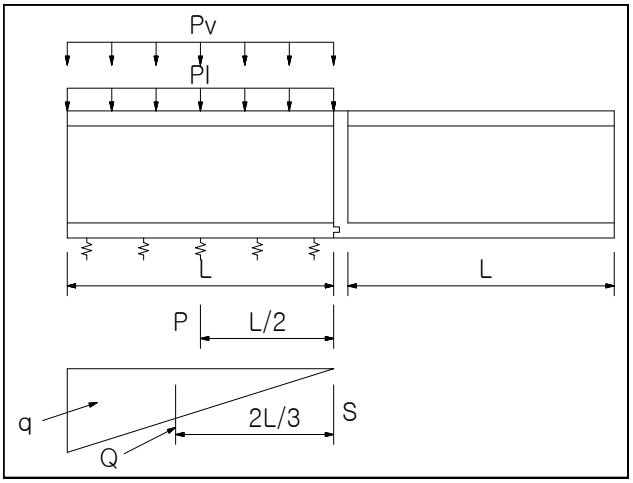
Qmax = 52.230 kN/m^2 < Qa = 494.510 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16. 신축이음부 검토

16-1. 램프

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt
= 9.015 x 0 x 19.0
= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 : 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

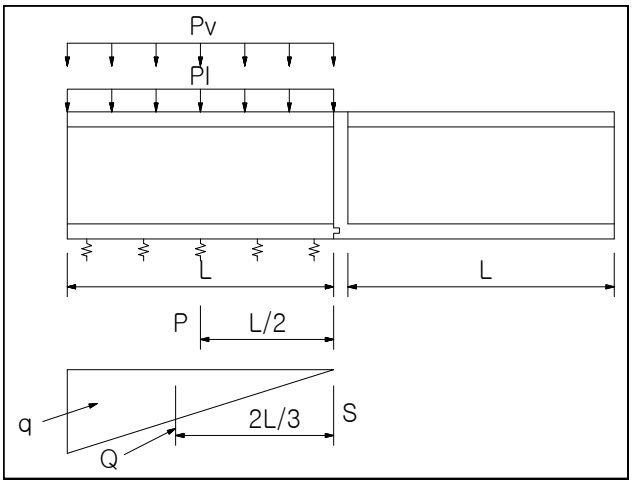
Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²
☞ 사용철근량 As = D32- 64 EA = 794.2 x 64 = 50,829 mm²

16-2. 본선

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 18.7 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN

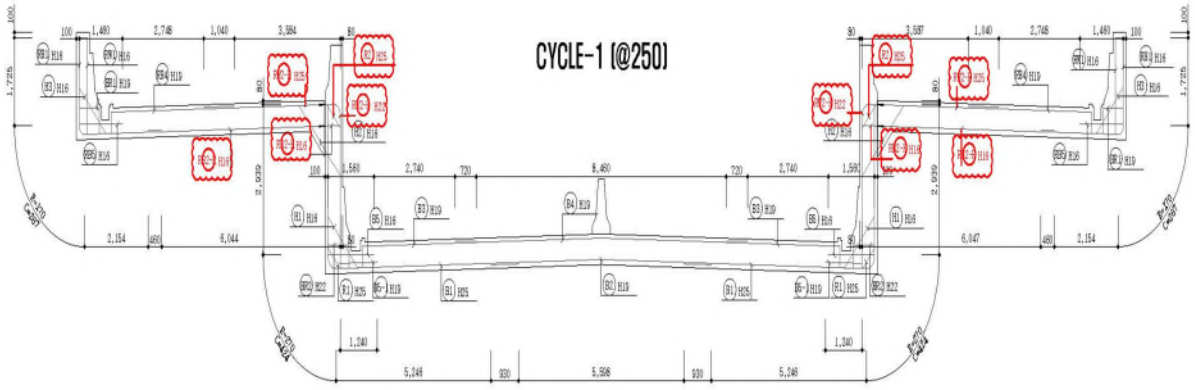
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN

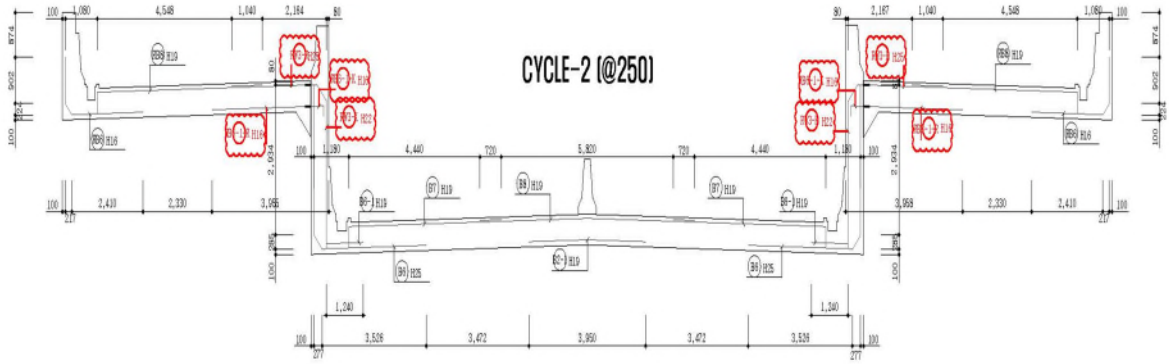
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²

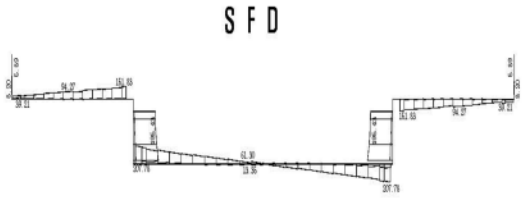
☞ 사용철근량 As = D32- 160 EA = 794.2 x 160 = 127,072 mm²

17. 주철근조립도









국회대로 지하차도

STA.0+385.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간벽체	외측벽체
상면(벽체외측)	100	80	80	100
하면(벽체내측)	80	100	80	80

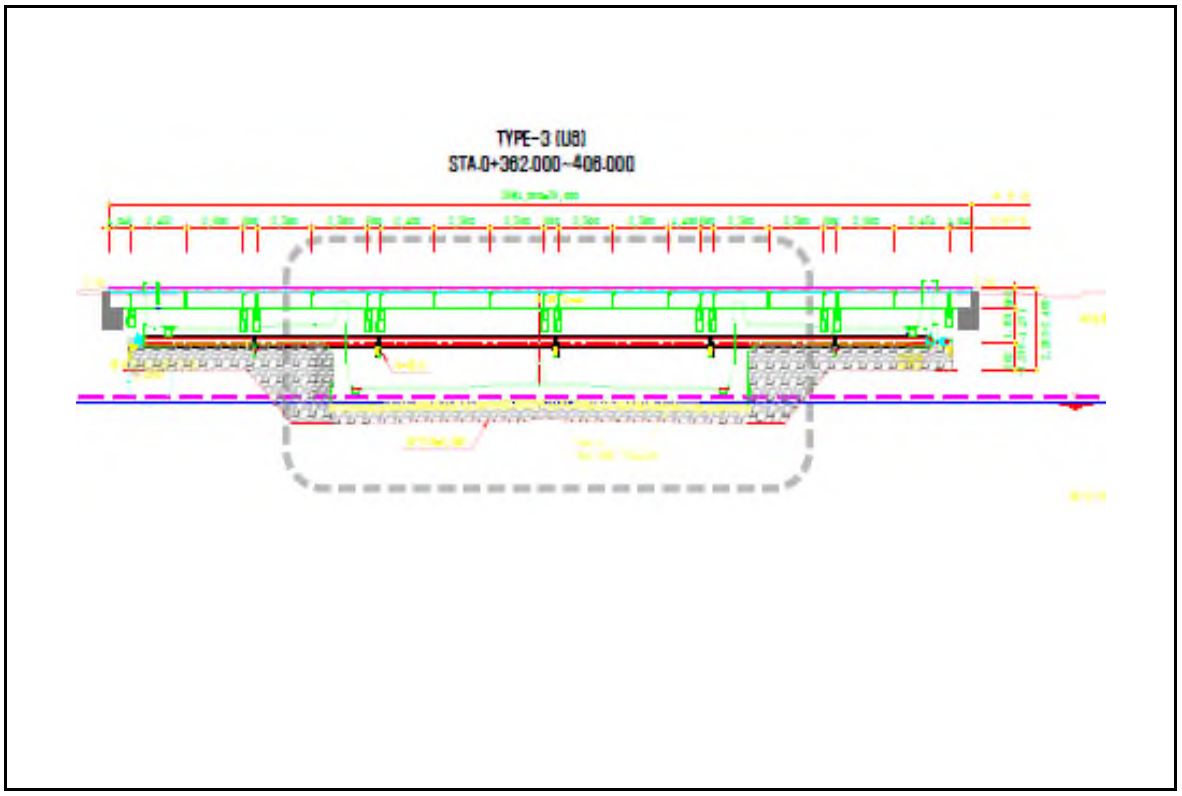
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

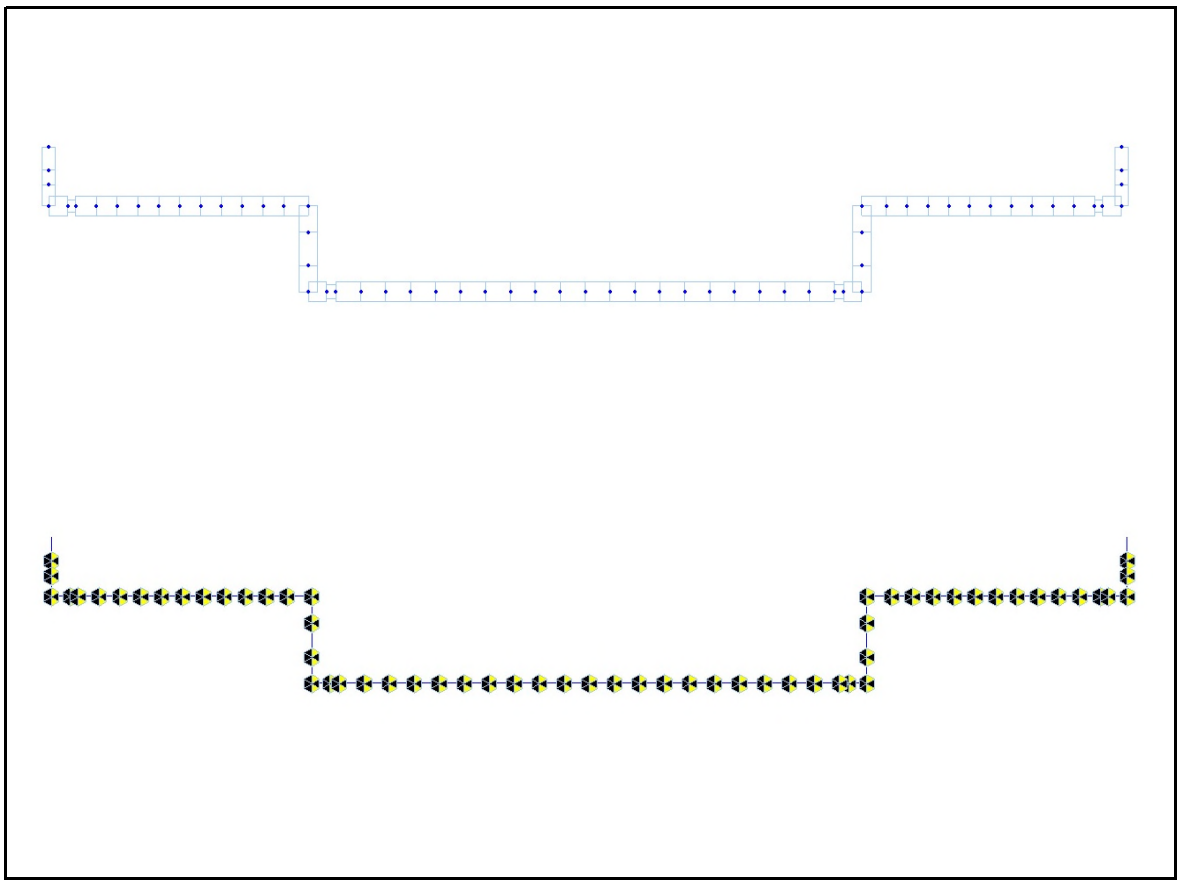
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.000	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	7.000	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	13.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	8.000	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 18.700 m = 18.700 m = 3.729 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	12,367	41,443	4,122	13,814	107,168	4,831	16,189	1,610	5,396
퇴적층(자갈층)	987,663	44,521	149,195	14,840	49,732	385,806	17,391	58,279	5,797	19,426
풍화토	2,201,831	99,253	332,606	33,084	110,869	860,090	38,771	129,924	12,924	43,308
풍화암	5,043,990	227,370	761,940	75,790	253,980	1,970,308	88,817	297,633	29,606	99,211
연 암	18,933,228	853,462	2,860,035	284,487	953,345	7,395,792	333,384	1,117,201	111,128	372,400
보통암	15,536,147	700,331	2,346,875	233,444	782,292	6,068,807	273,567	916,748	91,189	305,583
경 암	59,590,479	2,686,189	9,001,679	895,396	3,000,560	23,277,531	1,049,293	3,516,281	349,764	1,172,094

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,384	103,538	4,461	34,513	107,168	5,228	40,445	1,743	13,482
퇴적층(자갈층)	987,663	48,182	372,739	16,061	124,246	385,806	18,821	145,601	6,274	48,534
풍화토	2,201,831	107,414	830,961	35,805	276,987	860,090	41,959	324,594	13,986	108,198
풍화암	5,043,990	246,066	1,903,578	82,022	634,526	1,970,308	96,120	743,585	32,040	247,862
연 암	18,933,228	923,640	7,145,310	307,880	2,381,770	7,395,792	360,797	2,791,137	120,266	930,379
보통암	15,536,147	757,916	5,863,268	252,639	1,954,423	6,068,807	296,061	2,290,339	98,687	763,446
경 암	59,590,479	2,907,065	22,489,164	969,022	7,496,388	23,277,531	1,135,572	8,784,830	378,524	2,928,277

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
매립층	13,384	4,461	0.450	0.625	7,194	2,398	30 57
매립층	13,384	4,461	0.625	0.250	5,855	1,952	31 56
매립층	13,384	4,461	0.250	0.681	6,232	2,077	32 55
매립층	13,384	4,461	0.681	0.691	9,185	3,062	33TO41 46TO54
매립층	13,384	4,461	0.691	0.800	9,980	3,327	42 45
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.600	0.600	26,713	8,904	1 25
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.600	0.300	20,035	6,678	2 24
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.300	0.815	24,821	8,274	3 23
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.815	0.815	36,285	12,095	4 TO 22

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	62
매립층	103,538	34,513	0.700	0.450	59,534	19,845	60
매립층	103,538	34,513	0.450	0.650	56,946	18,982	58
매립층	103,538	34,513	0.650	0.600	64,711	21,570	30
매립층	41,443	13,814	0.600	0.800	29,010	9,670	43
퇴적층(자갈층)	149,195	49,732	0.800	1.029	136,439	45,480	28
퇴적층(자갈층)	149,195	49,732	1.029	0.800	136,439	45,480	26
퇴적층(자갈층)	149,195	49,732	0.800	0.300	82,057	27,352	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	63
매립층	103,538	34,513	0.700	0.450	59,534	19,845	61
매립층	103,538	34,513	0.450	0.650	56,946	18,982	59
매립층	103,538	34,513	0.650	0.600	64,711	21,570	57
매립층	41,443	13,814	0.600	0.800	29,010	9,670	44
퇴적층(자갈층)	149,195	49,732	0.800	1.029	136,439	45,480	29
퇴적층(자갈층)	149,195	49,732	1.029	0.800	136,439	45,480	27
퇴적층(자갈층)	149,195	49,732	0.800	0.300	82,057	27,352	25

* 붕괴방지수준

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 매립층]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
매립층	5,228	1,743	0.450	0.625	2,810	937	30 57
매립층	5,228	1,743	0.625	0.250	2,287	762	31 56
매립층	5,228	1,743	0.250	0.681	2,434	811	32 55
매립층	5,228	1,743	0.681	0.691	3,588	1,196	33TO41 46TO54
매립층	5,228	1,743	0.691	0.800	3,898	1,299	42 45
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.600	0.600	10,435	3,478	1 25
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.600	0.300	7,826	2,609	2 24
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.300	0.815	9,696	3,232	3 23
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.815	0.815	14,174	4,725	4 TO 22

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	62
매립층	40,445	13,482	0.700	0.450	23,256	7,752	60
매립층	40,445	13,482	0.450	0.650	22,245	7,415	58
매립층	40,445	13,482	0.650	0.600	25,278	8,426	30
매립층	16,189	5,396	0.600	0.800	11,332	3,777	43
퇴적층(자갈층)	58,279	19,426	0.800	1.029	53,297	17,766	28
퇴적층(자갈층)	58,279	19,426	1.029	0.800	53,297	17,766	26
퇴적층(자갈층)	58,279	19,426	0.800	0.300	32,054	10,685	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	63
매립층	40,445	13,482	0.700	0.450	23,256	7,752	61
매립층	40,445	13,482	0.450	0.650	22,245	7,415	59
매립층	40,445	13,482	0.650	0.600	25,278	8,426	57
매립층	16,189	5,396	0.600	0.800	11,332	3,777	44
퇴적층(자갈층)	58,279	19,426	0.800	1.029	53,297	17,766	29
퇴적층(자갈층)	58,279	19,426	1.029	0.800	53,297	17,766	27
퇴적층(자갈층)	58,279	19,426	0.800	0.300	32,054	10,685	25

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.16 = 0.091 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.16 = 0.224 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

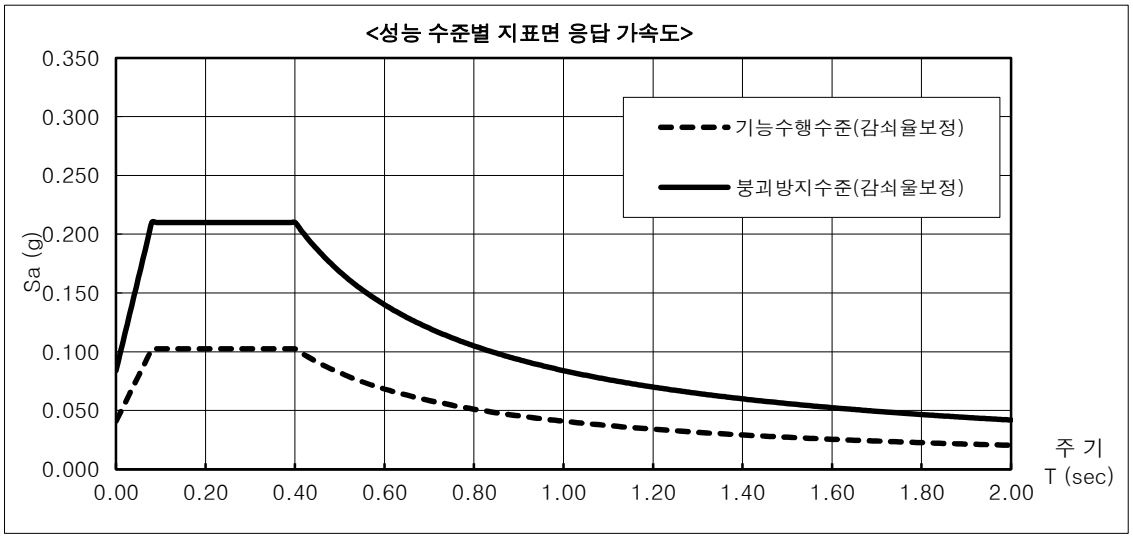
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

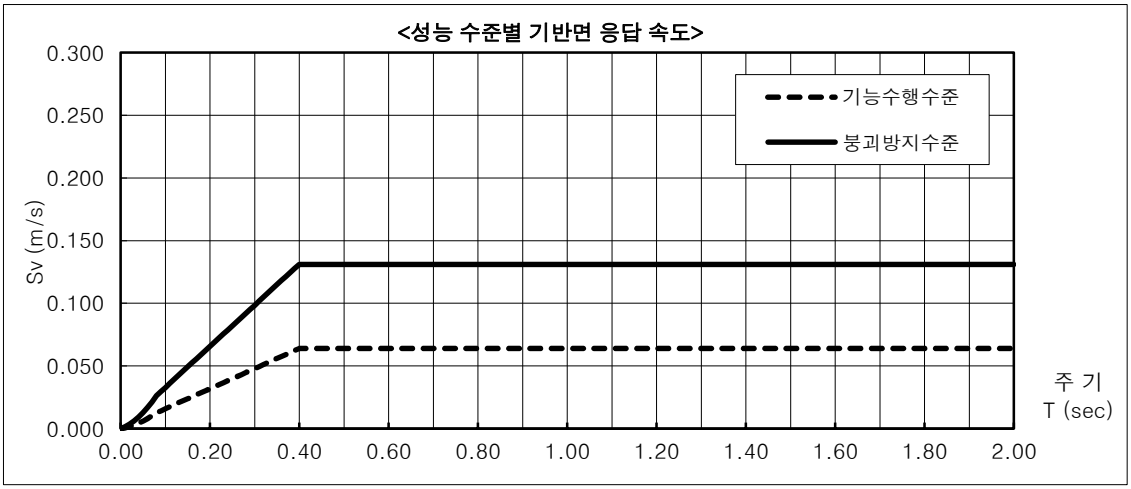
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
7.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.097
13.000	풍화토	-	424	0.123
8.000	풍화암	-	631	0.051
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.322

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.322 = 0.40 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.103 g = 1.007 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
7.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.097
13.000	풍화토	-	424	0.123
8.000	풍화암	-	631	0.051
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.322

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.322 = 0.40 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.210 g = 2.061 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

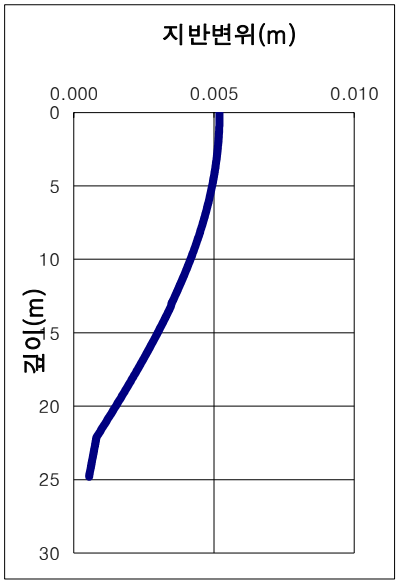
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 3.73 m, H_1 = 22.0 m, H_2 = 8.0 m, γ_1 = 19.5, γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 357 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.52

ω_0 = 22.940 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 3.729 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.40 sec

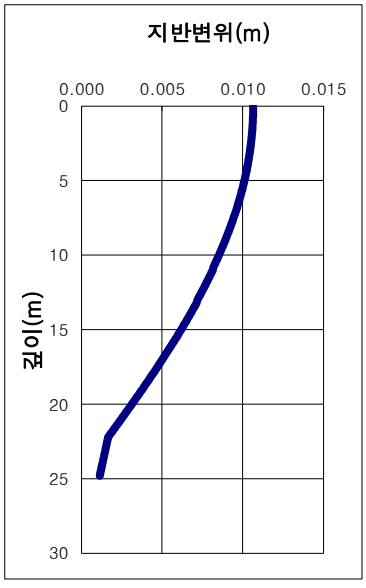
$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.005194 m

$U(Z_B)$=U(Z=3.729m)

= 0.004985 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 3.729 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.40 sec

$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.010636 m

$U(Z_B)$=U(Z=1.100m)

= 0.010207 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,122 \times 0.005194 = \mathbf{21.411}\ kN/m^2$ (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 1,610 \times 0.010636 = \mathbf{17.127}\ kN/m^2$ (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	62	0.000	0.005194	0.004985	0.000209	0	0.000
	60	0.700	0.005189	0.004985	0.000204	103,538	21.123
	58	1.150	0.005180	0.004985	0.000195	103,538	20.198
	30	1.800	0.005159	0.004985	0.000175	103,538	18.068
	43	1.800	0.005159	0.004985	0.000175	41,443	7.232
	28	2.600	0.005121	0.004985	0.000137	149,195	20.415
	26	3.629	0.005053	0.004985	0.000068	149,195	10.214
	1	4.429	0.004985	0.004985	0.000000	149,195	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	63	0.000	0.005194	0.004985	0.000209	0	0.000
	61	0.700	0.005189	0.004985	0.000204	103,538	21.123
	59	1.150	0.005180	0.004985	0.000195	103,538	20.198
	57	1.800	0.005159	0.004985	0.000175	103,538	18.068
	44	1.800	0.005159	0.004985	0.000175	41,443	7.232
	29	2.600	0.005121	0.004985	0.000137	149,195	20.415
	27	3.629	0.005053	0.004985	0.000068	149,195	10.214
	25	4.429	0.004985	0.004985	0.000000	149,195	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	62	0.000	0.010636	0.010207	0.000429	0	0.000
	60	0.700	0.010625	0.010207	0.000418	40,445	16.897
	58	1.150	0.010607	0.010207	0.000399	40,445	16.157
	30	1.800	0.010565	0.010207	0.000357	40,445	14.453
	43	1.800	0.010565	0.010207	0.000357	16,189	5.785
	28	2.600	0.010488	0.010207	0.000280	58,279	16.330
	26	3.629	0.010348	0.010207	0.000140	58,279	8.170
	1	4.429	0.010207	0.010207	0.000000	58,279	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	63	0.000	0.010636	0.010207	0.000429	0	0.000
	61	0.700	0.010625	0.010207	0.000418	40,445	16.897
	59	1.150	0.010607	0.010207	0.000399	40,445	16.157
	57	1.800	0.010565	0.010207	0.000357	40,445	14.453
	44	1.800	0.010565	0.010207	0.000357	16,189	5.785
	29	2.600	0.010488	0.010207	0.000280	58,279	16.330
	27	3.629	0.010348	0.010207	0.000140	58,279	8.170
	25	4.429	0.010207	0.010207	0.000000	58,279	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 1.452 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 0.726$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 1.162 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 0.581$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.262 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 2.631$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 4.209 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 2.105$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.091 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.224 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.091 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.224 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.600 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 3.729 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.600 × 25.0 × 0.091 × 0.944 = 1.291 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.600 × 25.0 × 0.224 × 0.944 = 3.172 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.600 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 1.100 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.600 × 25.0 × 0.091 × 0.984 = 1.345 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.600 × 25.0 × 0.224 × 0.984 = 3.305 kN/m^2 (붕괴방지수준)

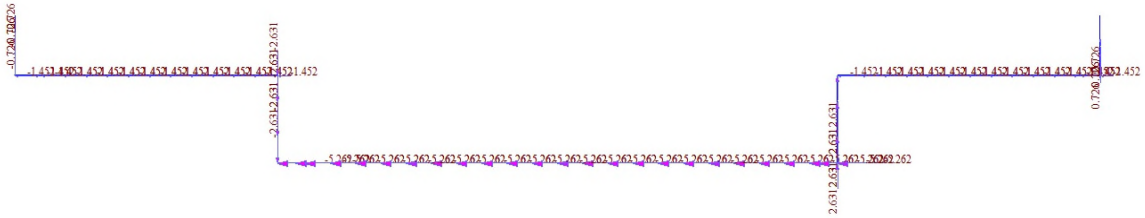
- 좌측벽체 관성력

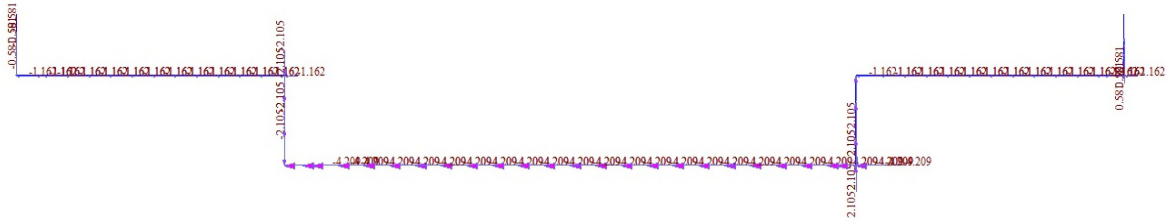
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	62	0.000	0.450	25.0	0.091	0.224	1.000	1.026	2.520
	60	0.700	0.450	25.0	0.091	0.224	0.990	1.015	2.494
	58	1.150	0.450	25.0	0.091	0.224	0.983	1.008	2.477
	30	1.800	0.450	25.0	0.091	0.224	0.973	0.998	2.452
접합부	43	1.800	0.600	25.0	0.091	0.224	0.973	1.331	3.269
	28	2.600	0.600	25.0	0.091	0.224	0.961	1.315	3.229
	26	3.629	0.600	25.0	0.091	0.224	0.946	1.294	3.177
	1	4.429	0.600	25.0	0.091	0.224	0.934	1.277	3.137

- 우측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	63	0.000	0.450	25.0	0.091	0.224	1.000	1.026	2.520
	61	0.700	0.450	25.0	0.091	0.224	0.990	1.015	2.494
	59	1.150	0.450	25.0	0.091	0.224	0.983	1.008	2.477
	57	1.800	0.450	25.0	0.091	0.224	0.973	0.998	2.452
접합부	44	1.800	0.600	25.0	0.091	0.224	0.973	1.331	3.269
	29	2.600	0.600	25.0	0.091	0.224	0.961	1.315	3.229
	27	3.629	0.600	25.0	0.091	0.224	0.946	1.294	3.177
	25	4.429	0.600	25.0	0.091	0.224	0.934	1.277	3.137

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

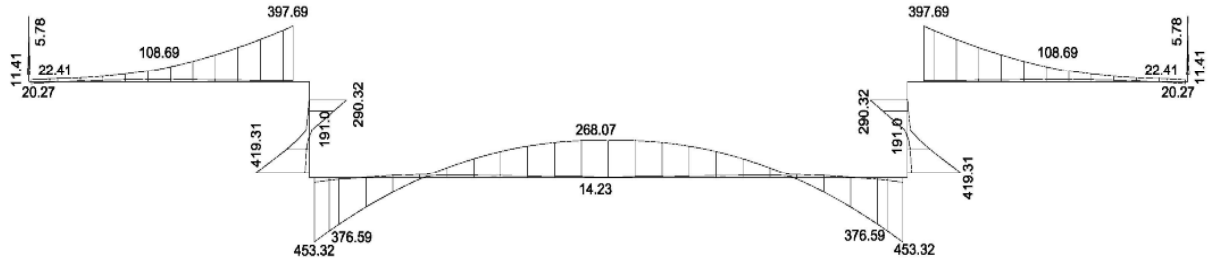
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

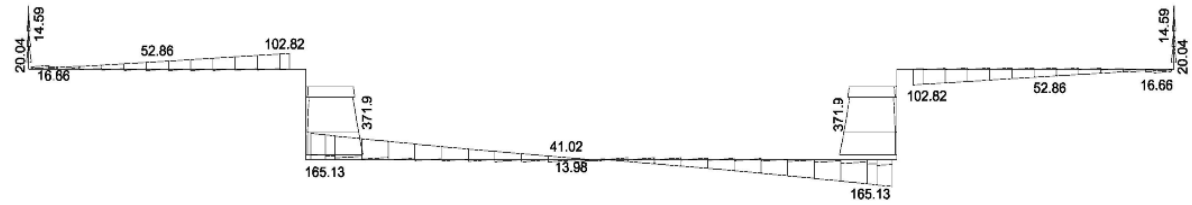
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	앵커하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15~20	LC21	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	1.000	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	1.000	

6. 단면력도

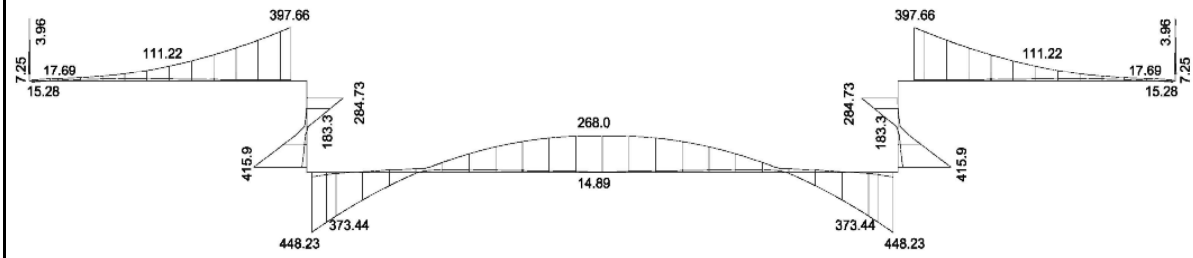
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



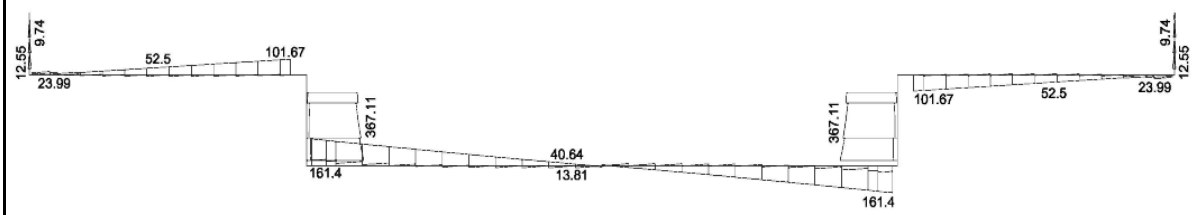
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	20.27	-	16.66	-
	램프중앙부	37	J[37]	108.69	-	52.86	-
	램프접합부	43	J[43]	397.69	-	102.82	-
	본선접합부	1	I[1]	453.32	-	165.13	-
	본선중앙부(+)	9	1/4	268.07	-	41.02	-
	본선중앙부(-)	13	I[13]	14.23	-	13.98	-
	램프측구	32	I[31]	22.41	-	16.66	-
	본선측구	2	I[2]	376.59	-	165.13	-

7.1.2 벽체: 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	59	I[58]	5.78	16.31	14.59	
		P_{max}	59	I[58]	5.78	16.31	14.59	
	하단	M_{max}	57	I[30]	11.41	26.17	20.04	
		P_{max}	57	I[30]	11.41	26.17	20.04	
연결부 벽체	상단	M_{max}	29	J[43]	290.32	124.56	371.9	
		P_{max}	29	I[28]	191	141.62	371.9	
연결부 벽체	하단	M_{max}	25	I[1]	419.31	178.66	371.9	
		P_{max}	25	I[1]	419.31	178.66	371.9	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	15.28	-	15.53	-
	램프중앙부	37	J[37]	111.22	-	52.5	-
	램프접합부	43	J[43]	397.66	-	101.67	-
	본선접합부	1	I[1]	448.23	-	161.4	-
	본선중앙부(+)	9	1/4	268	-	40.64	-
	본선중앙부(-)	13	I[13]	14.89	-	13.81	-
	램프측구	32	I[31]	17.69	-	23.99	-
	본선측구	2	I[2]	373.44	-	161.4	-

8.1.2 벽체 : 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	59	I[58]	3.96	15.9	9.74	
		P_{max}	59	I[58]	3.96	15.9	9.74	
	하단	M_{max}	57	I[30]	7.25	25.28	12.55	
		P_{max}	57	I[30]	7.25	25.28	12.55	
연결부 벽체	상단	M_{max}	29	J[43]	284.73	139.27	367.11	
		P_{max}	29	I[28]	183.3	158.91	367.11	
연결부 벽체	하단	M_{max}	25	I[1]	415.9	174.02	367.11	
		P_{max}	25	I[1]	415.9	174.02	367.11	

국회대로 지하차도

STA.0+425.000

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	퇴적층	54.33	382.49	O.K
본선	퇴적층	47.32	433.33	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
본 체	1549.361	1638.024	1.057	부력앵커 적용
	1549.361	2238.024	1.444	O.K

3. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	184.82	139.40		162.19	184.82	117.19	374.08		1.00	0.600 / 0.500	0.100	H19@250 + H19@250		2.02	372.97	125.00
	램프 중앙부	323.88	223.01		284.36	323.88	149.51	389.66		1.00	0.600 / 0.520	0.080	H19@250 + H19@250		1.20	343.85	125.00
	램프 접합부	818.93	513.29	헌치시작부분	655.14	818.93	253.29	830.36		1.00	0.600 / 0.520	0.080	H29@250 + H29@250		1.01	326.58	125.00
	본선 접합부	672.91	406.91		496.11	672.91	341.55	970.14		1.00	0.700 / 0.600	0.100	H29@250 + H29@250		1.44	325.03	125.00
	본선 중앙부 (+)	417.31	254.50		297.69	417.31	103.50	467.59		1.00	0.700 / 0.620	0.080	H19@250 + H19@250		1.12	370.34	125.00
	본선 중앙부 (-)	10.37	11.02		9.30	10.37	34.92	452.00		1.00	0.700 / 0.600	0.100	H19@250 + H19@250		43.59	7321.85	125.00
	램프 측구	154.26	105.01		118.38	154.26	115.21	194.84		1.00	0.370 / 0.270	0.100	H19@250 + H19@250		1.26	192.91	125.00
	본선 측구	565.65	332.61		414.64	565.65	320.41	673.10	662.28	1.00	0.530 / 0.430	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.19	251.24	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
외측벽체	중앙부(-) Mmax	121.38	97.07	105.92	95.55	121.38	32.25	227.38		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		1.87	187.75	125.00
	중앙부(-) Pmax	121.38	97.07	105.92	95.55	121.38	32.25	227.38		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		1.87	187.75	125.00
	하단부 Mmax	163.84	125.22	85.15	137.99	163.84	93.25	289.42		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H19@250 + H19@250		1.77	234.52	125.00
	하단부 Pmax	163.84	125.22	85.15	137.99	163.84	93.25	289.42		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H19@250 + H19@250		1.77	234.52	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
연결부 벽체	상단부 Mmax	590.48	361.13	334.74	458.20	590.48	710.88	735.42	734.90	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H16@150 - 2EA	1.25	181.24	125.00
	상단부 Pmax	393.99	231.68	397.87	300.69	393.99	710.88	827.53	737.34	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H16@150 - 2EA	2.10	404.73	125.00
연결부 벽체	하단부 Mmax	503.87	330.09	267.77	395.61	503.87	710.88	905.16	732.31	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.80	335.12	125.00
	하단부 Pmax	503.87	330.09	267.77	395.61	503.87	568.58	905.16	732.31	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.80	335.12	125.00

4. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

4.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
램프 벽체부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250						H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250	=					H		300			
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
본선 접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
본선 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	19@	125	=	2292.000	458.400	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 지지력검토
16. 신축이음부 검토
17. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 0.000 m	GL -1.000m	퇴적층(모래)	28MPa	지반조사보고서 참고

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 4.474 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

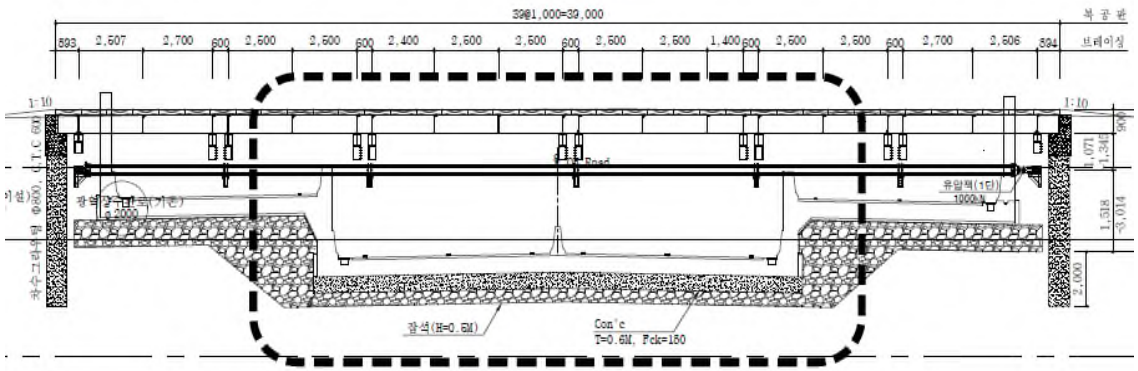
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정

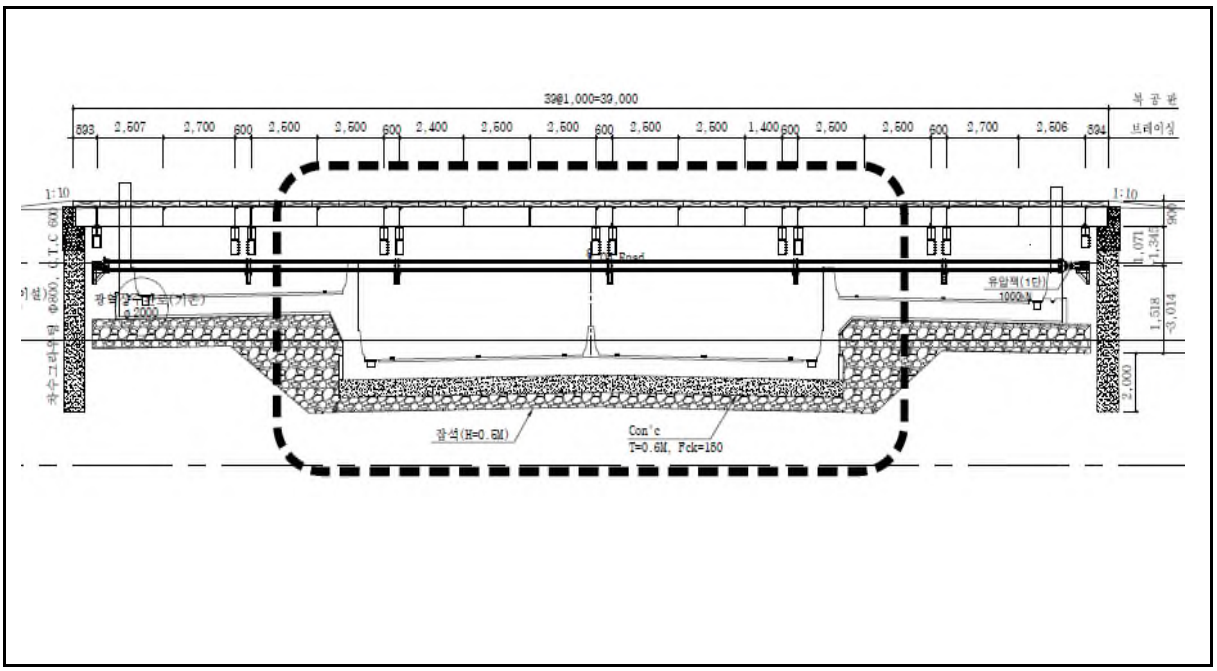

39@1,000=39,000
593
2,607
2,700
600
2,500
2,500
600
2,400
2,600
2,600
600
2,600
2,600
1,400
600
2,600
2,600
600
2,700
2,606
594
복 공 판
브레이싱
1:10
1:10
Box Road
유압책(1단)
1000h
감석(H=0.6M)
Con'c
T=0.6M, Fck=180
1,071
1,248
1,538
2,100

3. 부력검토

3.1 시공중 부력검토 (지하수위 : G.L -8.5m) **∴ 시공중 부력검토 불필요** : 지하수위가 구조물 아래에 위치

3.2 완공후 부력검토 (지하수위 : G.L -8.5m) **∴ 완공후 부력검토 불필요** : 지하수위가 구조물 아래에 위치

3.3 완공후 부력검토 (극한수위 : G.L -1.0m)



(1) 구체자중 : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.600	×	9.112	×	2	EA	=	273.360	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	3.200	×	2	EA	=	72.000	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.000	×	2.500	× 2 EA	=	-	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	× 2 EA	=	21.600	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
								Σ				=	387.160	kN/m

(2) 구체자중 : 본선

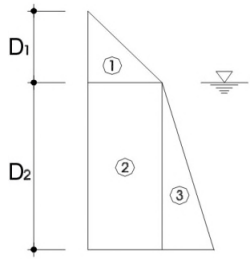
1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.700	×	18.700	×	1	EA	=	327.250	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.600	×	1.527	×	2	EA	=	45.810	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	389.710	kN/m

(2) 연직하중

1)	아스팔트	23.000	KN/m^3	×	33.524	m	×	0.080	m	=	61.684	kN/m
2)	매스 콘크리트											
	:	23.500	KN/m^3	×	18.9	m	×	1.800	m	=	799.470	kN/m
						Σ				=	861.154	kN/m

(3) 측면마찰력 $[2\cdot C\cdot D] + [K_u\cdot\gamma\cdot D^2\cdot\tan\delta]$ 여기서 C=0 이므로 [2·C·D] 항목은 제외

토압분포



1) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1) \times (1/2) \times D_1 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

2) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1) \times D_2 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m) × 0.000 m

× 0.000 × 2 EA = - kN/m

3) $(K_o\cdot\gamma_{sub}\cdot D_2) \times (1/2) \times D_2 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 11.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

Σ = - kN/m

(4) 양압력

양압력	:	10.000	KN/m^3	×	2.100	m	×	18.224	m	=	382.704	kN/m
양압력	:	10.000	KN/m^3	×	4.327	m	×	19.100	m	=	826.457	kN/m
양압력	:	10.000	KN/m^3	×	1.800	m	×	18.900	m	=	340.200	kN/m
						Σ				=	1,549.361	kN/m

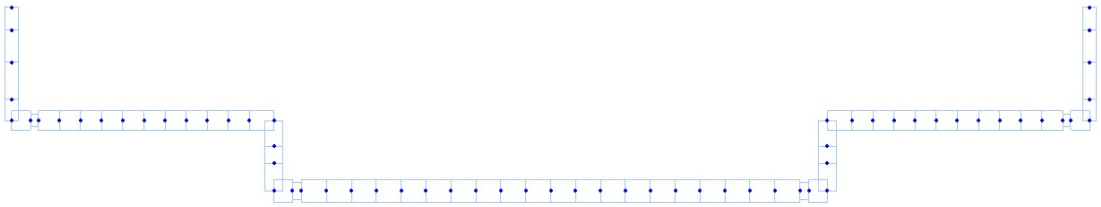
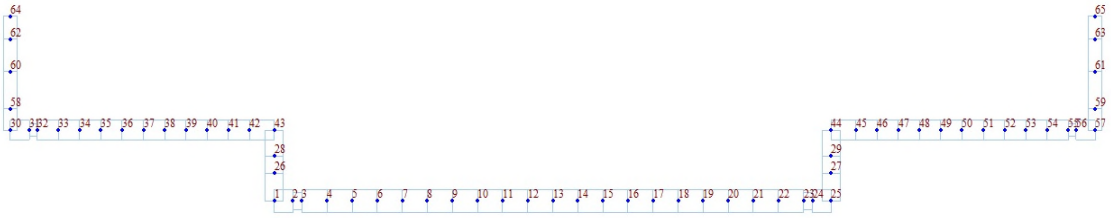
(5) 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(\ 776.870 + 861.154 + 0.000\ )}{1549.361} = 1.057 \geq 1.05$$

O.K

4. 해석모델링

4.1 Modeling

모델링

절점번호

부재번호


4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.600	0.600	0.0180000	램프 하부슬래브
	2	1.000	0.700	0.700	0.0285833	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	0.450	0.450	0.0075938	외측 벽체
	2	1.000	0.600	0.600	0.0180000	접합부 벽체

4.3 강역산정

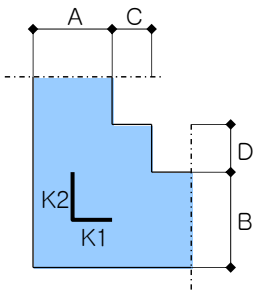
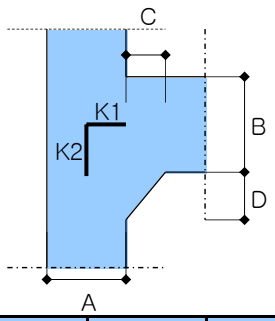
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

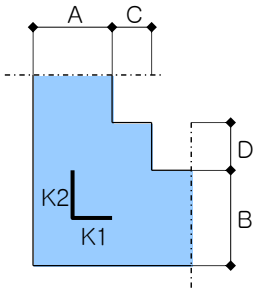
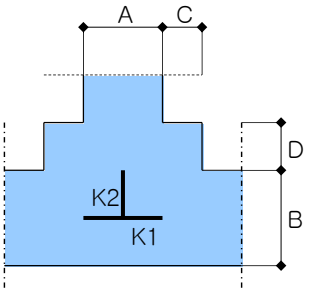
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

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

구분	단부			접합부		
하부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.450	m	A	0.600	m
	B	0.600	m	B	0.600	m
	C		m	C	0.500	m
	D		m	D	0.500	m
	Θ1		°	Θ1	45.000	°
	Θ2		°	Θ2	45.000	°
	K1	0.075	m	K1	0.500	m
	K2	0.188	m	K2	0.500	m

구분	단부				
하부슬래브 본선					
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.600	m	A		m
	B	0.700	m	B		m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.125	m	K1		m
	K2	0.200	m	K2		m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎡)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서, 아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(17.02 × 17.02) = 17.02 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (17.02 / 0.3) $^{-3/4}$ = 18,057 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.4500 + 0.6250) / 2 × 18,057	=	9,706	30 57
2	(0.6250 + 0.2500) / 2 × 18,057	=	7,900	31 56
3	(0.2500 + 0.6913) / 2 × 18,057	=	8,498	32 55
4	(0.6913 + 0.6913) / 2 × 18,057	=	12,483	33TO41 46TO54
5	(0.6913 + 0.8000) / 2 × 18,057	=	13,464	42 45

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(18.70 × 18.70) = 18.70 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (18.70 / 0.3) $^{-3/4}$ = 16,829 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.6000 + 0.6000) / 2 × 16,829	=	10,097	1 25
2	(0.6000 + 0.3000) / 2 × 16,829	=	7,573	2 24
3	(0.3000 + 0.8150) / 2 × 16,829	=	9,382	3 23
4	(0.8150 + 0.8150) / 2 × 16,829	=	13,716	4 TO 22

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

· 방호벽(램프) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	×	1	EA	=	10.800	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	1	EA	=	0.750	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	1	EA	=	0.660	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	1	EA	=	0.263	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	1	EA	=	0.465	kN/m
											=	12.938	kN/m

· 중앙분리대(본선) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
											=	9.675	kN/m

6.2 갠트리하중 ····· LC01

· 연직하중 : Gv = **17.506** kN/m

· 수평하중 : Gh = **7.219** kN/m

· 모멘트 하중 : Gm = **14.978** kN/m

6.3 활하중 ····· LC02~07

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.4 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2

· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2

· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [1.800 x 19.0] = **26.600** kN/m^2

· W_{h4} = 26.600 + 0.500 × [2.177 x 19.0] = **47.282** kN/m^2

6.5토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2

· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2

· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [1.800 x 10.0] = **18.500** kN/m^2

· W_{h4} = 18.500 + 0.500 × [2.177 x 10.0] = **29.385** kN/m^2

6.6 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W1}) : 양수압

· W_{W1} = (1.80 + 0.300 + 0.00) × 10.0 = **21.000** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W2} = (1.80 + 2.177 + 0.35) × 10.0 = **43.270** kN/m^2

6.7 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

· W_{w2} = 0.000 + (0.000) x 10.0 = **0.000** kN/m^2

· W_{w3} = 0.000 + (1.000) x 10.0 = **10.000** kN/m^2

· W_{w4} = 10.000 + (1.800) x 10.0 = **28.000** kN/m^2

· W_{w5} = 28.000 + (2.177) x 10.0 = **49.770** kN/m^2

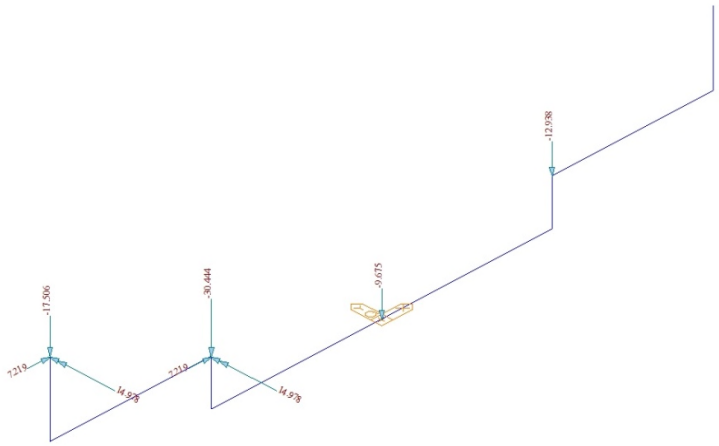
6.9 풍하중 ····· LC22

방음벽 높이 = 4.0 m

Fw	=	4.0	x	0.70		=	**2.800**	kN/m
Mw	=	2.8	x	4.00	/ 2	=	**5.600**	kN*m/m
Mwc	=	5.6	x	4.00	(지주간격)	=	**22.400**	kN*m/m
Vw	=	1.561				=	**1.561**	kN/m

7. 하중재하도

LC1. 고정하중(자중)



프로그램내에서 자동 계산

방호벽, 중분대 및 갠트리 하중은 집중하중으로 재하

LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



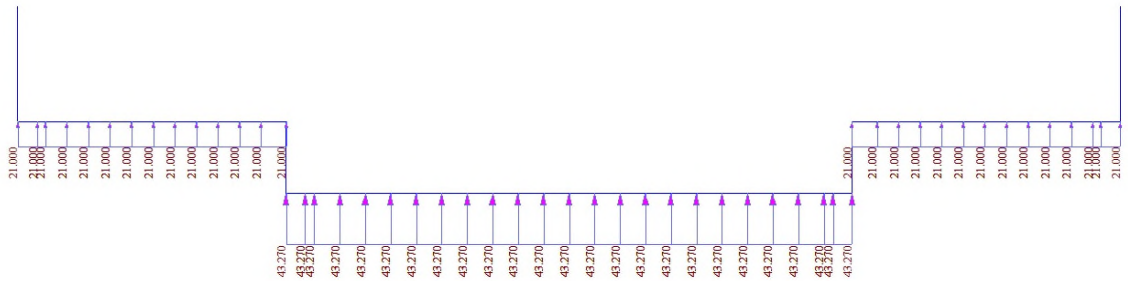
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



LC11. 토압(수평하중 지하수有)



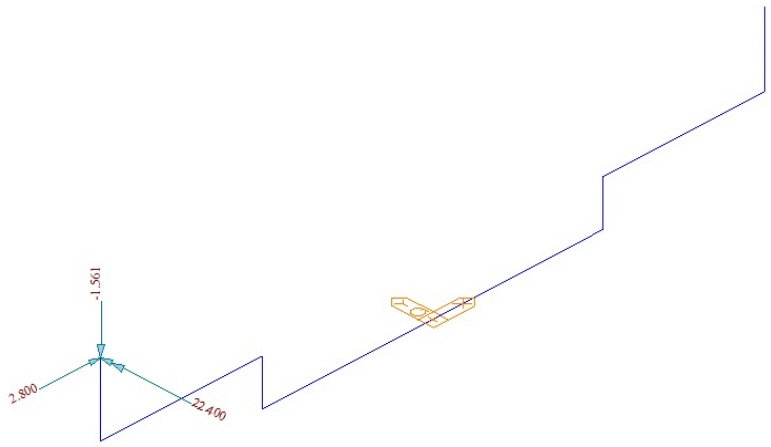
LC12. 수압(연직하중)



LC13. 수압(수평하중)



LC22. 풍하중



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.05 − 0.025h ≥ 0.875

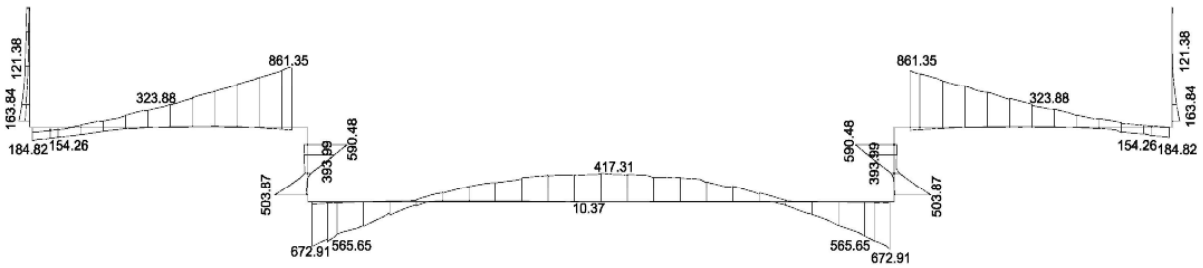
적용토피 = 0.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 0.00

= 1.05 ≥ 0.875 ∴ α_H = 1

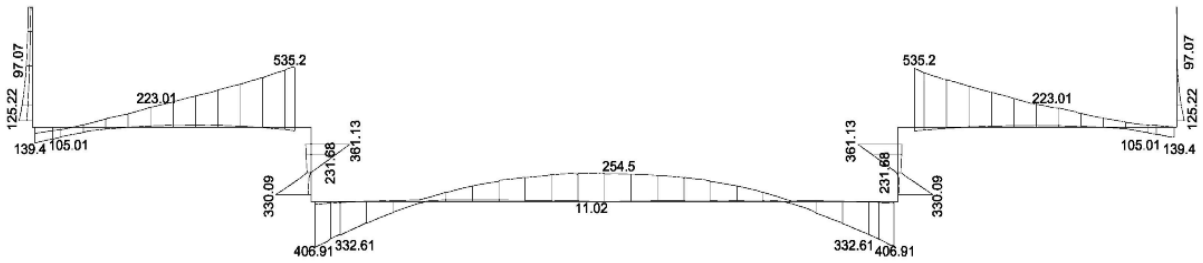
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축		풍하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압				
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有						
				좌측	우측		좌측	우측										
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14		LC22	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20			
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20			
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20			
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20			
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20			
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20			
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20			
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20			
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20			
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20			
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20			
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20			
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60							
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60				
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60							
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60				
	UCOMB17	1.20					1.00										1.30	
	UCOMB18	0.90							0.90		1.60						1.30	
	UCOMB19	0.90								0.90		1.60	0.90	1.60			1.30	
	UCOMB20	0.90							0.90		0.80						1.30	
	UCOMB21	0.90								0.90		0.80	0.90	0.80			1.30	
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00			
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00			
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00			
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00			
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00			
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00			
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00			
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00			
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00			
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00			
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00			
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00			
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00							
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00				
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00							
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00				
	WCOMB17	1.00					1.00										1.00	
	WCOMB18	1.00							1.00		1.00						1.00	
	WCOMB19	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			1.00	
	WCOMB20	1.00							1.00		1.00						1.00	
	WCOMB21	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			1.00	

9. 단면력도

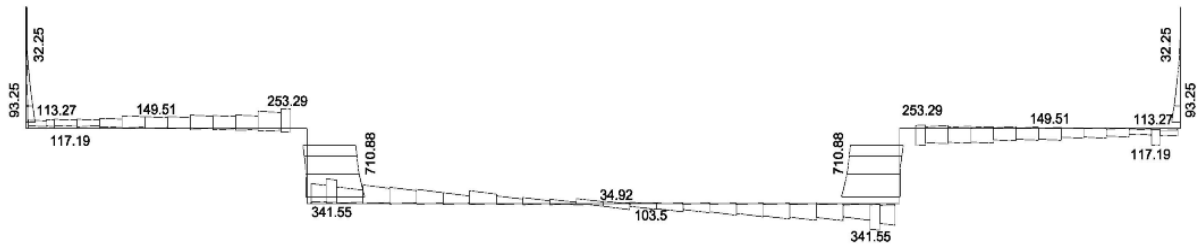
계수하중 – 모멘트도(B.M.D)



사용하중 – 모멘트도(B.M.D)



계수하중 – 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	184.820	-	117.190	139.400	162.190	-	96.630	184.820	-	117.190	139.400	상시	상시
	램프중앙부	323.880	-	149.510	223.010	284.360	-	105.360	323.880	-	149.510	223.010	상시	상시
	램프접합부	818.930	-	253.290	513.290	655.140	-	134.360	818.930	-	253.290	513.290	상시	상시
	본선접합부	672.910	-	341.550	406.910	496.110	-	222.940	672.910	-	341.550	406.910	상시	상시
	본선중앙부(+)	417.310	-	103.500	254.500	297.690	-	58.340	417.310	-	103.500	254.500	상시	상시
	본선중앙부(-)	10.370	-	34.920	11.020	9.300	-	21.190	10.370	-	34.920	11.020	상시	상시
	램프측구	154.260	-	113.270	105.010	118.380	-	115.210	154.260	-	115.210	105.010	상시	지진시
	본선측구	565.650	-	320.410	332.610	414.640	-	222.940	565.650	-	320.410	332.610	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	중앙부(-)	Mmax	121.380	105.920	32.250	97.070	95.550	85.320	28.110	121.380	105.920	32.250	97.070	상시	상시
		Pmax	121.380	105.920	32.250	97.070	95.550	85.320	28.110	121.380	105.920	32.250	97.070	상시	상시
	하단부	Mmax	163.840	85.150	93.250	125.220	137.990	83.800	82.520	163.840	85.150	93.250	125.220	상시	상시
		Pmax	163.840	85.150	93.250	125.220	137.990	83.800	82.520	163.840	85.150	93.250	125.220	상시	상시

※ 벽체 : 연결부

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
연결부 벽체	상단부	Mmax	590.480	334.740	710.880	361.130	458.200	208.730	568.580	590.480	334.740	710.880	361.130	상시	상시
		Pmax	393.990	397.870	710.880	231.680	300.690	208.060	568.580	393.990	397.870	710.880	231.680	상시	상시
연결부 벽체	하단부	Mmax	503.870	267.770	710.880	330.090	395.610	214.090	568.580	503.870	267.770	710.880	330.090	상시	상시
		Pmax	503.870	267.770	71.088	330.090	395.610	214.090	568.580	503.870	267.770	568.580	330.090	상시	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	184.82	139.40		162.19	184.82	117.19	374.08		1.00	0.600 0.500	0.100	H19@250 + H19@250		2.02	372.97	125.00
	램프 중앙부	323.88	223.01		284.36	323.88	149.51	389.66		1.00	0.600 0.520	0.080	H19@250 + H19@250		1.20	343.85	125.00
	램프 접합부	818.93	513.29	헌치미고려	655.14	818.93	253.29	830.36		1.00	0.600 0.520	0.080	H29@250 + H29@250		1.01	326.58	125.00
	본선 접합부	672.91	406.91		496.11	672.91	341.55	970.14		1.00	0.700 0.600	0.100	H29@250 + H29@250		1.44	325.03	125.00
	본선 중앙부 (+)	417.31	254.50		297.69	417.31	103.50	467.59		1.00	0.700 0.620	0.080	H19@250 + H19@250		1.12	370.34	125.00
	본선 중앙부 (-)	10.37	11.02		9.30	10.37	34.92	452.00		1.00	0.700 0.600	0.100	H19@250 + H19@250		43.59	7321.85	125.00
	램프 측구	154.26	105.01		118.38	154.26	115.21	194.84		1.00	0.370 0.270	0.100	H19@250 + H19@250		1.26	192.91	125.00
	본선 측구	565.65	332.61		414.64	565.65	320.41	673.10	662.28	1.00	0.530 0.430	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.19	251.24	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측 벽체	중앙부(-) Mmax	121.38	97.07	105.92	95.55	121.38	32.25	227.38		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		1.87	187.75	125.00
	중앙부(-) Pmax	121.38	97.07	105.92	95.55	121.38	32.25	227.38		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		1.87	187.75	125.00
	하단부 Mmax	163.84	125.22	85.15	137.99	163.84	93.25	289.42		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H19@250 + H19@250		1.77	234.52	125.00
	하단부 Pmax	163.84	125.22	85.15	137.99	163.84	93.25	289.42		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H19@250 + H19@250		1.77	234.52	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
연결부 벽체	상단부 Mmax	590.48	361.13	334.74	458.20	590.48	710.88	735.42	734.90	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H16@150 - 2EA	1.25	181.24	125.00
	상단부 Pmax	393.99	231.68	397.87	300.69	393.99	710.88	827.53	737.34	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H16@150 - 2EA	2.10	404.73	125.00
연결부 벽체	하단부 Mmax	503.87	330.09	267.77	395.61	503.87	710.88	905.16	732.31	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.80	335.12	125.00
	하단부 Pmax	503.87	330.09	267.77	395.61	503.87	568.58	905.16	732.31	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.80	335.12	125.00

12. 단면설계

12.1 하부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	500.000	500.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
184.820	117.190	139.400	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 19.322 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 170000.000 As - 184820000 = 0

∴ Required As = 1108.597 ㎟ [p = 0.00222]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 10987.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1623.798 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1478.129 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 22.732 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 22.732) / 22.732

= 0.0630

· ε_t = 0.0630 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 374.075 kN.m > Mu = 184.820 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 324.760 kN > Vu = 117.190 kN

· 1/2·Øv·Vc = 162.380 kN > Vu = 117.190 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00458

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.223

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 111.633 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.397 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 131.421 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 131.421 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 372.969 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 479.375 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 372.969 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	520.000	520.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
323.880	149.510	223.010	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 32.974 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 176800.000 As - 323880000 = 0

∴ Required As = 1891.884 ㎟ [p = 0.00364]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 11427.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1688.750 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2522.512 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As =			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 38.793 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (520.000 - 38.793) / 38.793

= 0.0372

· ε_t = 0.0372 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 389.66 kN.m > Mu = 323.880 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 337.750 kN > Vu = 149.510 kN

· 1/2·Øv·Vc = 168.875 kN > Vu = 149.510 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00441

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.219

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 114.122 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.109 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 201.883 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 201.883 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 343.854 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 416.083 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 343.854 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	520.000	520.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
818.930	253.290	513.290	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 88.214 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 176800.000 As - 818930000 = 0

∴ Required As = 5061.257 ㎟ [p = 0.00973]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 11427.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1688.750 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6748.342 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As =			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 103.781 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (520.000 - 103.781) / 103.781

= 0.0120

· ε_t = 0.0120 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 830.355 kN.m > Mu = 818.930 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 337.750 kN > Vu = 253.290 kN

· 1/2·Øv·Vc = 168.875 kN < Vu = 253.290 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00988

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.309

· j = 1 - k / 3 = 0.897

· x = k·d = 160.768 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 13.691 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 214.140 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 214.140 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 326.582 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 392.266 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 326.582 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	700.000	600.000	600.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
672.910	341.550	406.910	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 60.546 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 204000.000 As - 672910000 = 0

∴ Required As = 3473.853 ㎟ [p = 0.00579]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13185.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2100.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1948.557 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2100.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4631.804 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 71.231 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (600.000 - 71.231) / 71.231

= 0.0223

· ε_t = 0.0223 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 970.141 kN.m > Mu = 672.910 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 389.711 kN > Vu = 341.550 kN

· 1/2·Øv·Vc = 194.856 kN < Vu = 341.550 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00857

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.291

· j = 1 - k / 3 = 0.903

· x = k·d = 174.889 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.590 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 146.164 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 146.164 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 325.028 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 431.022 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 325.028 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부(+)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	700.000	620.000	620.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
417.310	103.500	254.500	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 35.521 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 210800.000 As - 417310000 = 0

∴ Required As = 2038.031 ㎟ [p = 0.00329]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13624.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2170.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2013.509 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2170.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2717.374 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 41.790 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (620.000 - 41.790) / 41.790

= 0.0415

· ε_t = 0.0415 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 467.588 kN.m > Mu = 417.310 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 402.702 kN > Vu = 103.500 kN

· 1/2·Øv·Vc = 201.351 kN > Vu = 103.500 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00370

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.203

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 125.914 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.994 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 192.098 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 192.098 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 370.345 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 437.276 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 370.345 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 본선중앙부(-)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	700.000	600.000	600.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
10.370	34.920	11.020	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 0.887 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 204000.000 As - 10370000 = 0

∴ Required As = 50.871 ㎟ [p = 0.00008]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13185.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2100.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1948.557 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2100.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 67.828 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 1.043 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (600.000 - 1.043) / 1.043

= 1.7226

· ε_t = 1.7226 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 452.003 kN.m > Mu = 10.370 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 389.711 kN > Vu = 34.920 kN

· 1/2·Øv·Vc = 194.856 kN > Vu = 34.920 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00382

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.206

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 123.635 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.319 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 8.604 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 8.604 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 8926.064 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 7321.851 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 7321.851 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	370.000	270.000	270.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
154.260	115.210	105.010	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 31.076 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 91800.000 As - 154260000 = 0

∴ Required As = 1783.002 ㎟ [p = 0.0066]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 5933.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 945.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 876.851 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 945.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2377.335 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As =		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 36.560 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (270.000 - 36.560) / 36.560

= 0.0192

· ε_t = 0.0192 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 194.84 kN.m > Mu = 154.260 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 175.370 kN > Vu = 115.210 kN

· 1/2·Øv·Vc = 87.685 kN < Vu = 115.210 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00849

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.290

· j = 1 - k / 3 = 0.903

· x = k·d = 78.408 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.984 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 187.875 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 187.875 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 192.912 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 335.330 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 192.912 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	530.000	430.000	430.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
565.650	320.410	332.610	100.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 73.760 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 146200.000 As - 565650000 = 0

∴ Required As = 4231.981 ㎟ [p = 0.00984]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 9449.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1505.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1396.466 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1505.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5642.642 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 86.776 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (430.000 - 86.776) / 86.776

= 0.0119

· ε_t = 0.0119 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 673.095 kN.m > Mu = 565.650 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 297.913 kN < Vu = 320.410 kN

· 1/2·Øv·Vc = 148.957 kN < Vu = 320.410 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 215 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 24.524 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 24.524 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 297.913 kN + 364.365 kN

= 662.278 kN > Vu = 320.410 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01195

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.334

· j = 1 - k / 3 = 0.889

· x = k·d = 143.559 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 12.126 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 169.359 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 169.359 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 251.238 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 371.990 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 251.238 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 램프-벽체 단면검토

12.2.1 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	121.380	32.250	105.920	97.070
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1145.959	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0053] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 222.042 mm

· d" = X - H + d = 122.042 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3760.584 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 690.106 kN.m

· eb = Mb / Pb = 183.510 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 47.574 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 55.970 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -257.608 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 233.431 kN

$\therefore \quad a \quad = \quad 47.574 \quad mn \Rightarrow$ **가정한 a와 일치** $\therefore$ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1091.823 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -222.875 kN

· Ts = fs·As = 635.520 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 295.991 kN.m

· e' = e + X - dc = 1268.001 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 55.970) / 55.970

= 0.01576

· ε_t = 0.0158 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 198.416 kN > Pu = 105.920 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 227.377 kN.m > Mu = 121.380 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 231.154 kN > Vu = 32.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 115.577 kN > Vu = 32.250 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00454

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.222

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 77.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.709 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 188.511 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 188.511 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 187.748 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 334.198 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 187.748 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	121.380	32.250	105.920	97.070
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1145.959	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0053] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 222.042 mm

· d" = X - H + d = 122.042 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3760.584 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 690.106 kN.m

· eb = Mb / Pb = 183.510 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 47.574 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 55.970 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -257.608 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 233.431 kN

∴ a = 47.574 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1091.823 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -222.875 kN

· Ts = fs·As = 635.520 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 295.991 kN.m

· e' = e + X - dc = 1268.001 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 55.970) / 55.970

= 0.01576

· ε_t = 0.0158 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 198.416 kN > Pu = 105.920 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 227.377 kN.m > Mu = 121.380 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 231.154 kN > Vu = 32.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 115.577 kN > Vu = 32.250 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00454

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.222

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 77.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.709 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 188.511 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 188.511 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 187.748 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 334.198 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 187.748 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	163.840	93.250	85.150	125.220
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1924.134	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0076] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 220.887 mm

· d" = X - H + d = 120.887 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3611.874 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 748.220 kN.m

· eb = Mb / Pb = 207.156 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 55.531 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 65.331 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -134.719 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 176.957 kN

∴ a = 55.531 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1274.436 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -180.689 kN

· Ts = fs·As = 916.800 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 361.881 kN.m

· e' = e + X - dc = 2045.021 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 65.331) / 65.331

= 0.01307

· ε_t = 0.0131 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 150.413 kN > Pu = 85.150 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 289.415 kN.m > Mu = 163.840 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 230.404 kN > Vu = 93.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 115.202 kN > Vu = 93.250 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00655

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.260

· j = 1 - k / 3 = 0.913

· x = k·d = 91.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.609 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 170.908 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 170.908 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 234.524 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 368.619 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 234.524 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	163.840	93.250	85.150	125.220
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1924.134	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0076] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 220.887 mm

· d" = X - H + d = 120.887 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3611.874 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 748.220 kN.m

· eb = Mb / Pb = 207.156 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 55.531 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 65.331 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -134.719 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 176.957 kN

∴ a = 55.531 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1274.436 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -180.689 kN

· Ts = fs·As = 916.800 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 361.881 kN.m

· e' = e + X - dc = 2045.021 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 65.331) / 65.331

= 0.01307

· ε_t = 0.0131 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 150.413 kN > Pu = 85.150 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 289.415 kN.m > Mu = 163.840 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 230.404 kN > Vu = 93.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 115.202 kN > Vu = 93.250 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00655

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.260

· j = 1 - k / 3 = 0.913

· x = k·d = 91.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.609 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 170.908 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 170.908 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 234.524 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 368.619 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 234.524 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 연결부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	590.480	710.880	334.740	361.130
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1763.996	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0110] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 294.021 mm

· d" = X - H + d = 194.021 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5199.678 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1578.041 kN.m

· eb = Mb / Pb = 303.488 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 82.671 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 97.260 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 106.475 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 490.479 kN

∴ a = 82.671 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1897.299 kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 214.626 kN
· Ts = fs·As = 1621.440 kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 960.367 kN.m
· e' = e + X - dc = 1958.017 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000002 < 0.001 ∴ **O.K**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 97.260) / 97.260
= 0.01242
· ε_t = 0.0124 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용
∴ Ø Pn = 416.907 kN > Pu = 334.740 kN ∴ **O.K**
∴ Ø Mn = 735.422 kN.m > Mu = 590.480 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 337.701 kN < Vu = 710.880 kN
· 1/2·Øv·Vc = 168.851 kN < Vu = 710.880 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 373.179 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 373.179 ㎟
· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 337.701 kN + 397.200 kN
= 734.901 kN > Vu = 710.880 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00811
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.285
· j = 1 - k / 3 = 0.905
· x = k·d = 142.500 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.201 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 196.881 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 196.881 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 181.238 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 319.990 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 181.238 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 연결부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	393.990	710.880	397.870	231.680
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
990.248	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0110] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 294.021 mm

· d" = X - H + d = 194.021 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5199.678 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1578.041 kN.m

· eb = Mb / Pb = 303.488 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 96.312 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 113.308 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 176.375 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 983.154 kN

∴ a = 96.312 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2210.360 kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 394.241 kN
· Ts = fs·As = 1621.440 kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1164.319 kN.m
· e' = e + X - dc = 1184.269 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 113.308) / 113.308
= 0.01024
· ε_t = 0.0102 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용
∴ Ø Pn = 835.681 kN > Pu = 397.870 kN ∴ **O.K**
∴ Ø Mn = 827.531 kN.m > Mu = 393.990 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 340.142 kN < Vu = 710.880 kN
· 1/2·Øv·Vc = 170.071 kN < Vu = 710.880 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 370.738 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 370.738 ㎟
· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 340.142 kN + 397.200 kN
= 737.342 kN > Vu = 710.880 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00811
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.285
· j = 1 - k / 3 = 0.905
· x = k·d = 142.500 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.186 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 126.307 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 126.307 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 404.731 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 498.785 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 404.731 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 연결부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	503.870	710.880	267.770	330.090
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1881.727	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0119] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 286.008 mm

· d" = X - H + d = 186.008 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4560.775 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1652.589 kN.m

· eb = Mb / Pb = 362.348 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 99.487 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 117.043 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 189.896 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 565.910 kN

∴ a = 99.487 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2283.227 kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 338.366 kN
· Ts = fs·As = 2055.680 kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1170.152 kN.m
· e' = e + X - dc = 2067.735 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 117.043) / 117.043
= 0.00982
· ε_t = 0.0098 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용
∴ Ø Pn = 481.024 kN > Pu = 267.770 kN ∴ **O.K**
∴ Ø Mn = 905.156 kN.m > Mu = 503.870 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 335.112 kN < Vu = 710.880 kN
· 1/2·Øv·Vc = 167.556 kN < Vu = 710.880 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 375.768 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 375.768 ㎟
· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 335.112 kN + 397.200 kN
= 732.312 kN > Vu = 710.880 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.01028
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.314
· j = 1 - k / 3 = 0.895
· x = k·d = 157.000 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.393 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 143.477 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 143.477 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 335.118 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 439.095 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 335.118 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.18 연결부 벽체 하단부 Pmax

3 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	503.870	568.580	267.770	330.090
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1881.727	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0119] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 286.008 mm

· d" = X - H + d = 186.008 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4560.775 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1652.589 kN.m

· eb = Mb / Pb = 362.348 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 99.487 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 117.043 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 189.896 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 565.910 kN

∴ a = 99.487 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2283.227 kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 338.366 kN
· Ts = fs·As = 2055.680 kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1170.152 kN.m
· e' = e + X - dc = 2067.735 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 117.043) / 117.043
= 0.00982
· ε_t = 0.0098 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용
∴ Ø Pn = 481.024 kN > Pu = 267.770 kN ∴ **O.K**
∴ Ø Mn = 905.156 kN.m > Mu = 503.870 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 335.112 kN < Vu = 568.580 kN
· 1/2·Øv·Vc = 167.556 kN < Vu = 568.580 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 233.468 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 233.468 ㎟
· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 335.112 kN + 397.200 kN
= 732.312 kN > Vu = 568.580 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.01028
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.314
· j = 1 - k / 3 = 0.895
· x = k·d = 157.000 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.393 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 143.477 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 143.477 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 335.118 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 439.095 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 335.118 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

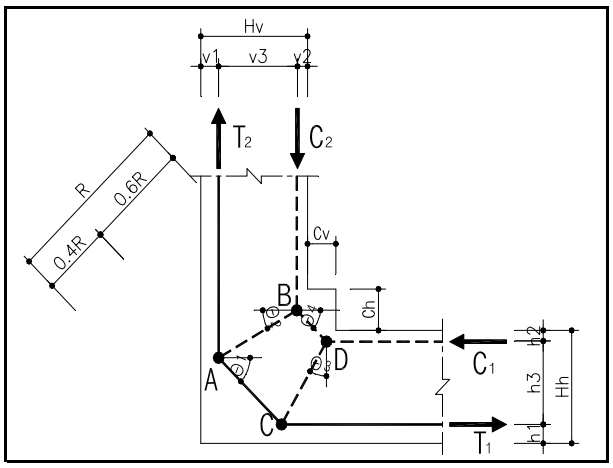
13. 우각부 보강검토

13.1 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	600.00 mm	벽체 높이	H_v	=	450.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	420.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	270.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	184.820 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 750.00 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

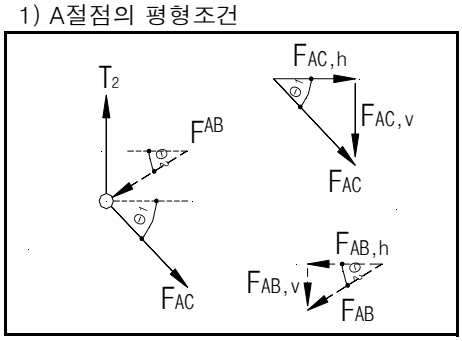
Θ_2 = 45.10°

Θ_3 = 16.06°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

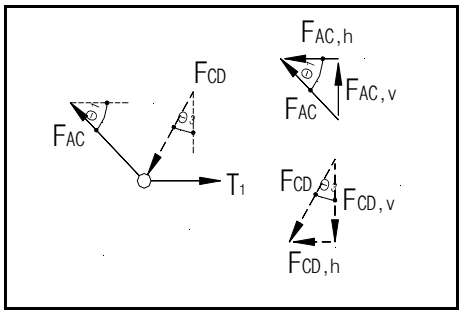
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{184.820}{0.420} =$ 440.048 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{184.820}{0.270} =$ 684.519 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 483.190 kN

식 ⑥ 으로부터

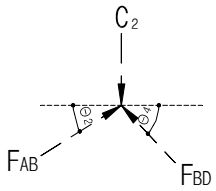
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 483.190 kN

따라서 $F_{AC} =$ **483.190** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 484.028 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 483.190 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 355.549 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**483.190**	타이
AB	**-484.028**	스트럿
BD	**-483.190**	스트럿
CD	**-355.549**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 483.190 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{483,189.542}{0.85 \times 400} = 1,421.15 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(2 cycle)
	= H	19	@	250	=	1,146.00	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	19	@	250	=	1,146.00	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**2,292.00**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 2,292.00 mm^2 > 1,421.15 mm^2 ……O.K

5) 스트럿과 절점영역의 강도검토

- 스트럿의 유효강도와 절점의 유효강도 중 작은 값을 스트럿의 유효강도로 설정함.
  스트럿의 유효강도를 이용해 필요 유효폭을 계산하고 구조물의 기하학적 형상을 벗어나는지 검토함.
  이 때 추가적인 절점영역의 강도 검토과정은 수행할 필요가 없음.

- 스트럿의 필요 유효폭

$$w_{req} = \frac{Fu}{\Phi_c f_{max}\, b}$$

여기서, Fu = 스트럿의 단면력 (N)

f_{max} = 0.85 β_s f_{ck} ; 계산된 스트럿의 유효강도값(MPa)

b = 부재 폭(1000mm)

Φ_c = 0.75

- 스트럿과 절점영역 강도검토 결과

스트럿 요소	요소종류	β_s	$\Phi_c f_{max}$		Fu (kN)	w_{req}(mm)	안전여부
AB	스트럿 AB	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	484.028	46.868	O.K
	절점A- CTT	0.60		10.328			
	절점B- CCC	1.00		17.213			
BD	스트럿 BD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	483.190	46.787	O.K
	절점B- CCC	1.00		17.213			
	절점D- CCC	1.00		17.213			
CD	스트럿 CD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	355.549	34.427	O.K
	절점C- CTT	0.60		10.328			
	절점D- CCC	1.00		17.213			

▶ 필요유효폭 안전여부

$$\frac{w_{req_BD}}{2} = 23.393 \text{ mm} < 0.09R = 67.500 \text{ mm} \quad \cdots\cdots \text{ O.K}$$

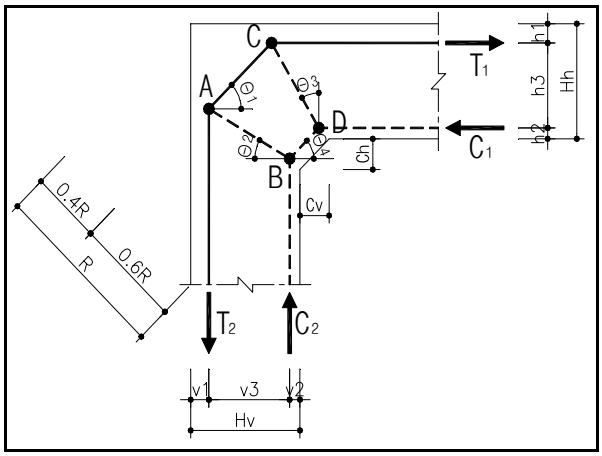
13. 우각부 보강검토

13.2 하부슬래브 (램프 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	600.00 mm	벽체 높이	H_v	=	600.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	420.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	420.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	818.930 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1202.08 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

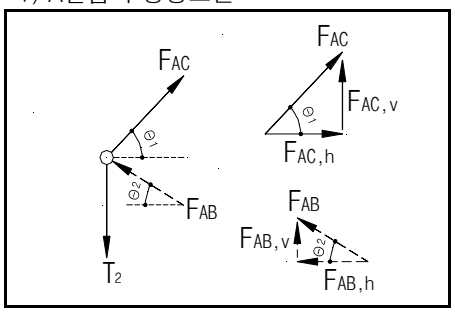
Θ_2 = 44.52°

Θ_3 = 44.52°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

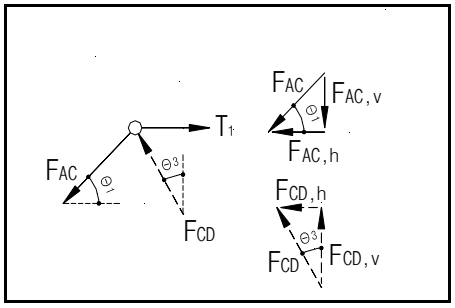
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \Theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \Theta = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$ => $F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{818.930}{0.420} =$ 1,949.833 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{818.930}{0.420} =$ 1,949.833 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,390.326 kN

식 ⑥ 으로부터

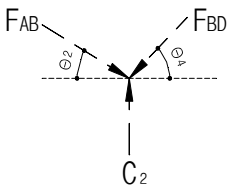
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,390.326 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,390.326** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}378.789 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}390.326 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}378.789 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,390.326	타이
AB	-1,378.789	스트럿
BD	-1,390.326	스트럿
CD	-1,378.789	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,390.326 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}390{,}326.426}{0.85 \times 400} = 4{,}089.20 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**5,139.20**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 5,139.20 mm^2 > 4,089.20 mm^2 ……O.K

5) 스트럿과 절점영역의 강도검토

- 스트럿의 유효강도와 절점의 유효강도 중 작은 값을 스트럿의 유효강도로 설정함.
  스트럿의 유효강도를 이용해 필요 유효폭을 계산하고 구조물의 기하학적 형상을 벗어나는지 검토함.
  이 때 추가적인 절점영역의 강도 검토과정은 수행할 필요가 없음.

- 스트럿의 필요 유효폭

$$w_{req} = \frac{Fu}{\Phi_c f_{max}\, b}$$

여기서, Fu = 스트럿의 단면력 (N)

f_{max} = 0.85 β_s f_{ck} ; 계산된 스트럿의 유효강도값(MPa)

b = 부재 폭(1000mm)

Φ_c = 0.75

- 스트럿과 절점영역 강도검토 결과

스트럿 요소	요소종류	β_s	$\Phi_c f_{max}$		Fu (kN)	w_{req}(mm)	안전여부
AB	스트럿 AB	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,378.789	133.507	O.K
	절점A- CTT	0.60		10.328			
	절점B- CCC	1.00		17.213			
BD	스트럿 BD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,390.326	134.624	O.K
	절점B- CCC	1.00		17.213			
	절점D- CCC	1.00		17.213			
CD	스트럿 CD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,378.789	133.507	O.K
	절점C- CTT	0.60		10.328			
	절점D- CCC	1.00		17.213			

▶ 필요유효폭 안전여부

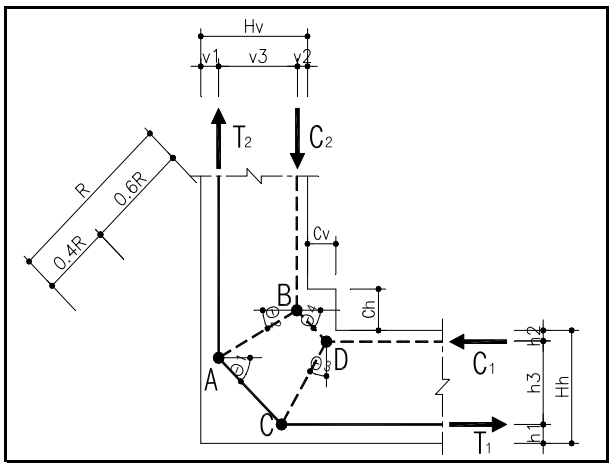
$$\frac{w_{req_BD}}{2} = 67.312 \text{ mm} < 0.11R = 132.229 \text{ mm} \quad \cdots\cdots \text{ O.K}$$

13.3 하부슬래브(본선 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	700.00 mm	벽체 높이	H_v	=	600.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	520.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	420.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	672.910 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 921.95 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

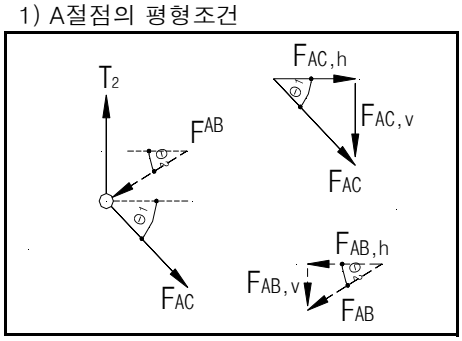
Θ_2 = 30.25°

Θ_3 = 15.58°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

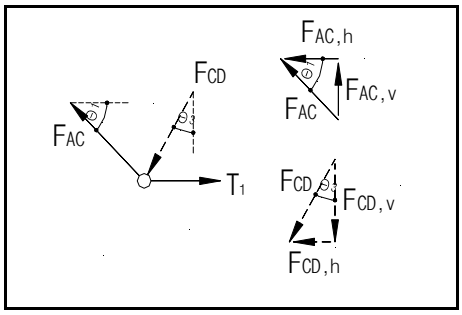
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{672.910}{0.520} =$ 1,294.058 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{672.910}{0.420} =$ 1,602.167 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,431.124 kN

식 ⑥ 으로부터

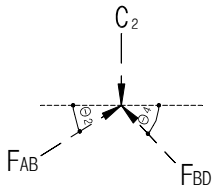
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,431.124 kN

따라서 F_{AC} = **1,431.124** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}171.497 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}431.124 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}050.542 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,431.124**	타이
AB	**-1,171.497**	스트럿
BD	**-1,431.124**	스트럿
CD	**-1,050.542**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,431.124 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}431{,}124.259}{0.85 \times 400} = 4{,}209.19 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**5,139.20**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 5,139.20 mm^2 > 4,209.19 mm^2 ……O.K

5) 스트럿과 절점영역의 강도검토

- 스트럿의 유효강도와 절점의 유효강도 중 작은 값을 스트럿의 유효강도로 설정함.
  스트럿의 유효강도를 이용해 필요 유효폭을 계산하고 구조물의 기하학적 형상을 벗어나는지 검토함.
  이 때 추가적인 절점영역의 강도 검토과정은 수행할 필요가 없음.

- 스트럿의 필요 유효폭

$$w_{req} = \frac{Fu}{\Phi_c f_{max}\, b}$$

여기서, Fu = 스트럿의 단면력 (N)

f_{max} = 0.85 β_s f_{ck} ; 계산된 스트럿의 유효강도값(MPa)

b = 부재 폭(1000mm)

Φ_c = 0.75

- 스트럿과 절점영역 강도검토 결과

스트럿 요소	요소종류	β_s	$\Phi_c f_{max}$		Fu (kN)	w_{req}(mm)	안전여부
AB	스트럿 AB	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,171.497	113.435	O.K
	절점A- CTT	0.60		10.328			
	절점B- CCC	1.00		17.213			
BD	스트럿 BD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,431.124	138.574	O.K
	절점B- CCC	1.00		17.213			
	절점D- CCC	1.00		17.213			
CD	스트럿 CD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,050.542	101.723	O.K
	절점C- CTT	0.60		10.328			
	절점D- CCC	1.00		17.213			

▶ 필요유효폭 안전여부

$$\frac{w_{req_BD}}{2} = 69.287 \text{ mm} < 0.09R = 82.976 \text{ mm} \quad \cdots\cdots \text{ O.K}$$

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽 체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
램프 벽체부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H		300			
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
본선 접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
본선 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	19@	125	=	2292.000	458.400	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 지지력 검토

15.1 하중 산정 : 램프

15.1.1 고정하중

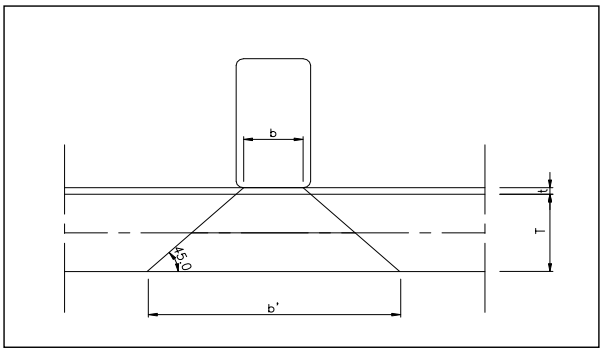
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 387.16 / 18.224 = 21.245 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

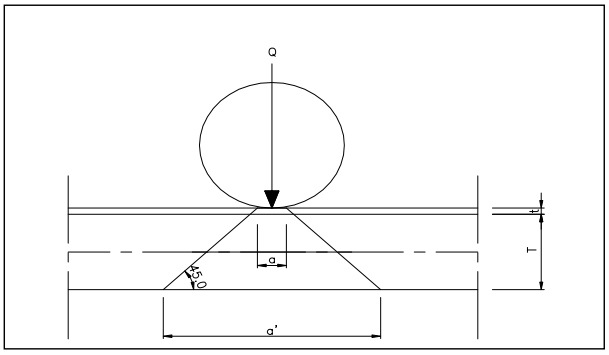


t = 80.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 600.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.600 + 0.080) x cot 45°

= 1.86 m



a' = 0.200 + 2 x (0.600 + 0.080) x cot 45°

= 1.56 m

Qz' = 96.000 / (1.860 x 1.560) = 33.085 kN/m^2

15.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 21.245 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 33.085

= 54.330 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 54.330 kN/m^2 < Qa = 382.490 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

15.3 하중 산정 : 본선

15.3.1 고정하중

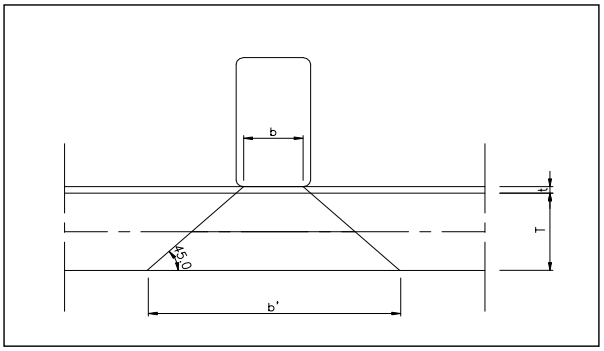
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 389.71 / 18.700 = 20.840 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

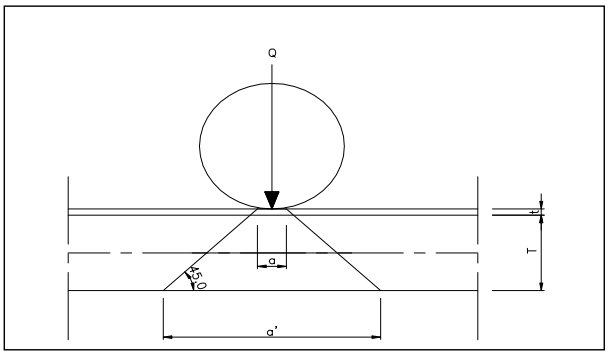


t = 80.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 700.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.700 + 0.080) x cot 45°

= 2.06 m



a' = 0.200 + 2 x (0.700 + 0.080) x cot 45°

= 1.76 m

Qz' = 96.000 / (2.060 x 1.760) = 26.478 kN/m^2

15.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 20.840 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 26.478

= 47.318 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

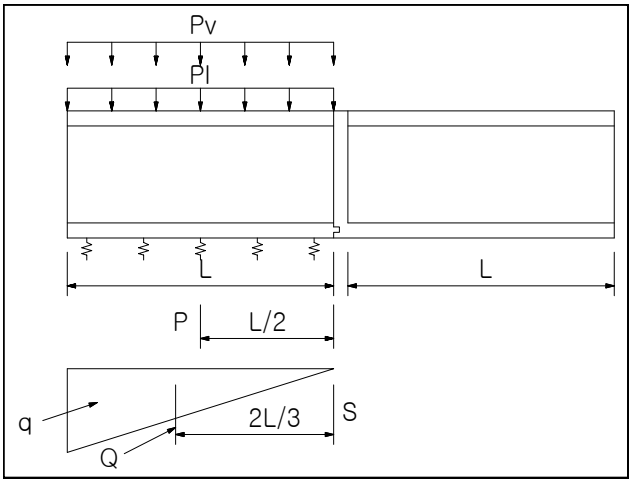
Qmax = 47.318 kN/m^2 < Qa = 433.330 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16. 신축이음부 검토

16-1. 램프

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt
= 9.112 x 0 x 19.0
= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 : 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

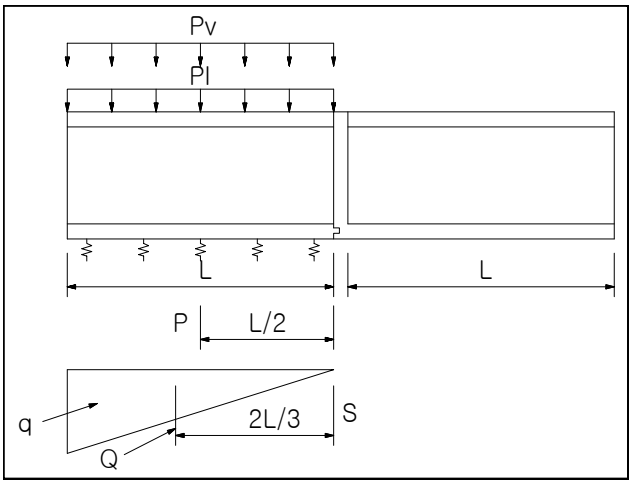
Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²
☞ 사용철근량 As = D32- 74 EA = 794.2 x 74 = 58,771 mm²

16-2. 본선

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 18.7 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN

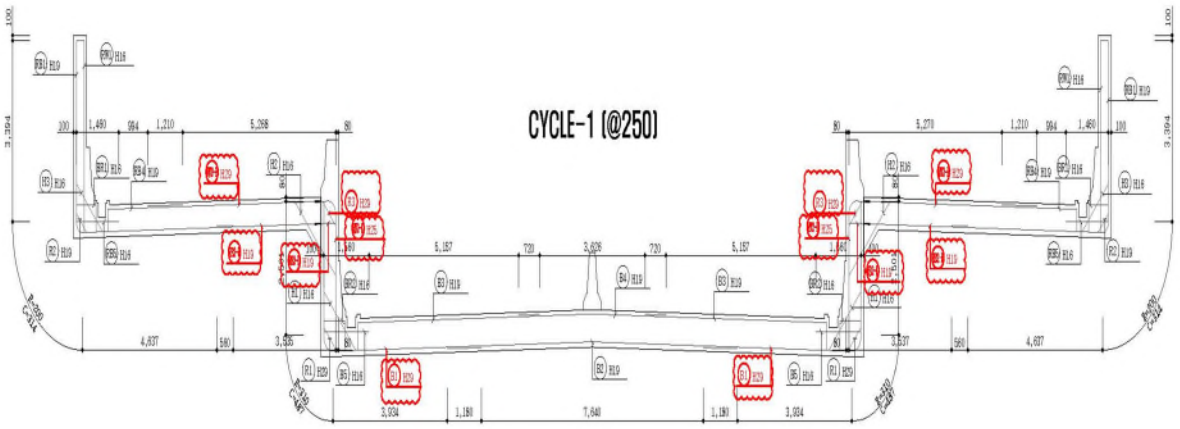
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN

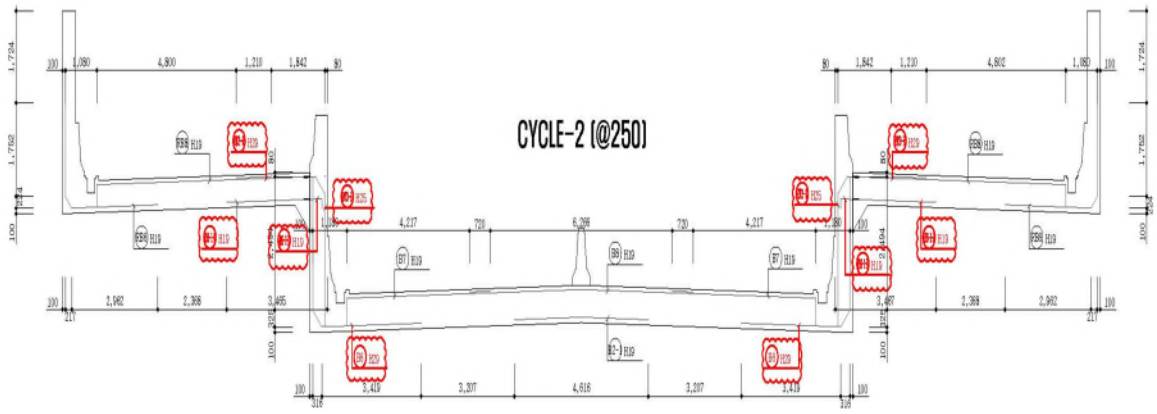
(∴ τa = 80 MPa)

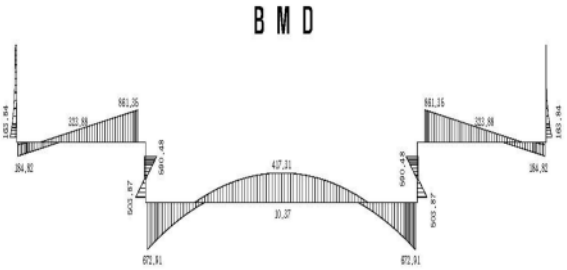
☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²

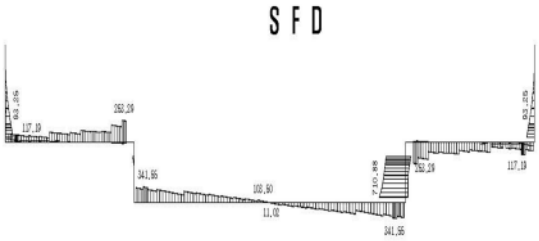
☞ 사용철근량 As = D32- 159 EA = 794.2 x 159 = 126,278 mm²

17. 주철근조립도









국회대로 지하차도

STA.0+425.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간벽체	외측벽체
상면(벽체외측)	100	80	80	100
하면(벽체내측)	80	100	80	80

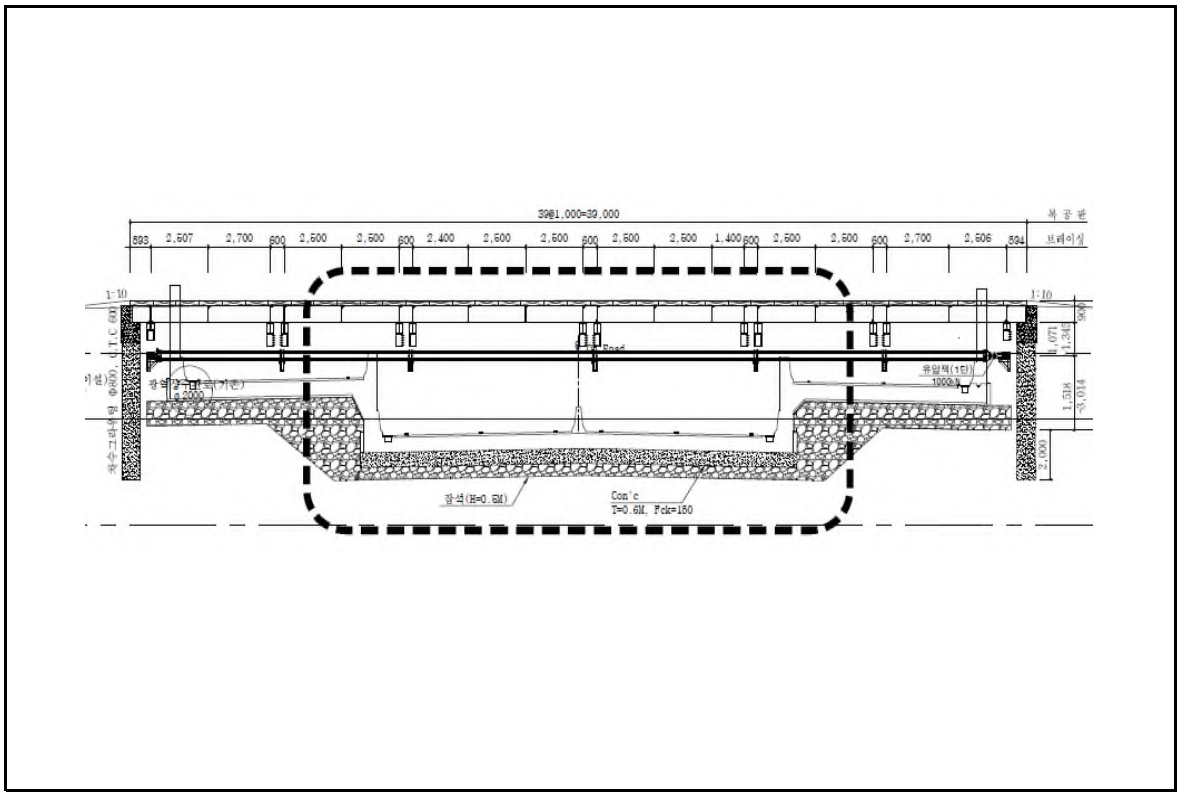
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

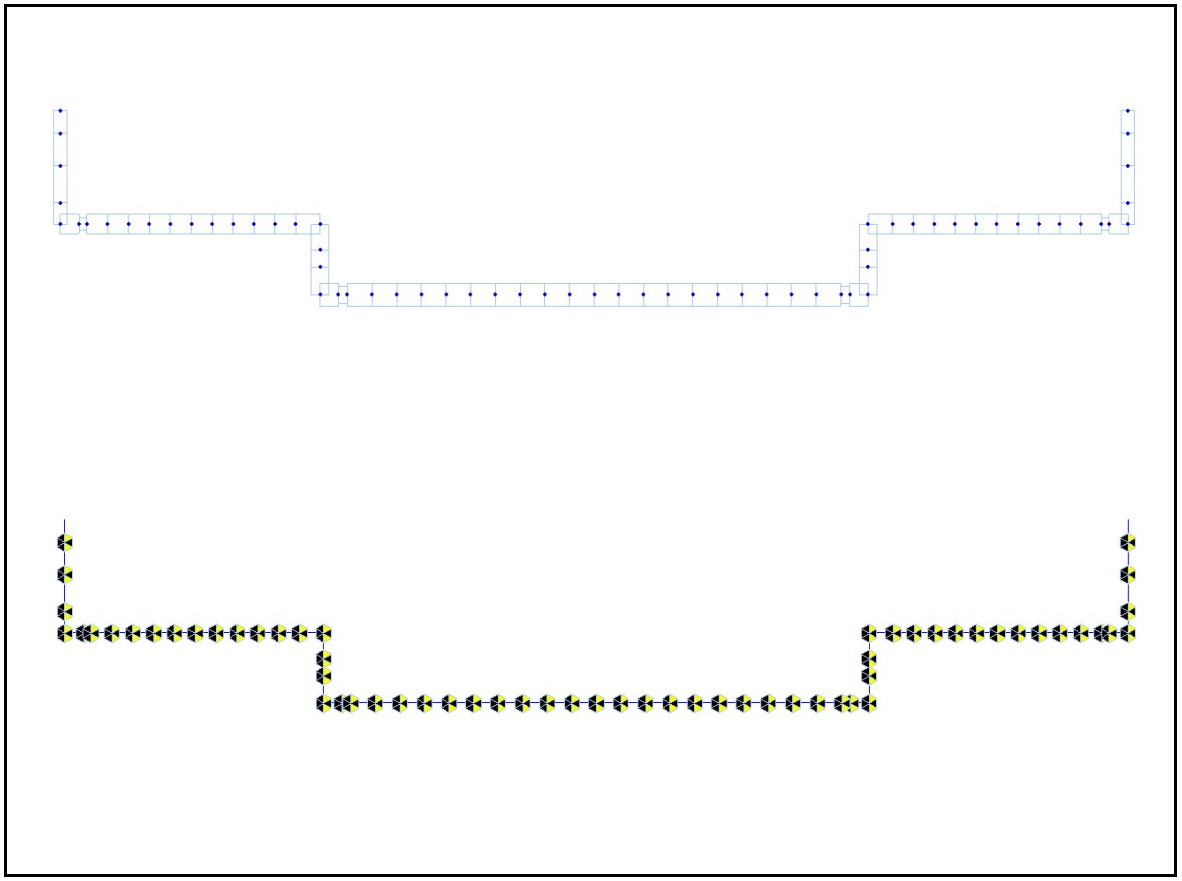
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.000	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	7.000	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	18.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	3.000	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 18.700 m = 18.700 m = 3.100 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo} (B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho} (B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	12,367	47,602	4,122	15,867	107,168	4,831	18,594	1,610	6,198
퇴적층(자갈층)	987,663	44,521	171,367	14,840	57,122	385,806	17,391	66,940	5,797	22,313
풍화토	2,201,831	99,253	382,036	33,084	127,345	860,090	38,771	149,233	12,924	49,744
풍화암	5,043,990	227,370	875,173	75,790	291,724	1,970,308	88,817	341,864	29,606	113,955
연 암	18,933,228	853,462	3,285,068	284,487	1,095,023	7,395,792	333,384	1,283,230	111,128	427,743
보통암	15,536,147	700,331	2,695,647	233,444	898,549	6,068,807	273,567	1,052,987	91,189	350,996
경 암	59,590,479	2,686,189	10,339,429	895,396	3,446,476	23,277,531	1,049,293	4,038,839	349,764	1,346,280

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,269	31,941	4,423	10,647	107,168	5,183	12,477	1,728	4,159
퇴적층(자갈층)	987,663	47,770	114,990	15,923	38,330	385,806	18,660	44,918	6,220	14,973
풍화토	2,201,831	106,495	256,351	35,498	85,450	860,090	41,600	100,137	13,867	33,379
풍화암	5,043,990	243,960	587,252	81,320	195,751	1,970,308	95,297	229,395	31,766	76,465
연 암	18,933,228	915,734	2,204,323	305,245	734,774	7,395,792	357,709	861,064	119,236	287,021
보통암	15,536,147	751,429	1,808,814	250,476	602,938	6,068,807	293,527	706,568	97,842	235,523
경 암	59,590,479	2,882,183	6,937,891	960,728	2,312,630	23,277,531	1,125,853	2,710,114	375,284	903,371

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	47,770	15,923	0.450	0.625	25,676	8,559	30 57
퇴적층(자갈층)	47,770	15,923	0.625	0.250	20,899	6,966	31 56
퇴적층(자갈층)	47,770	15,923	0.250	0.691	22,483	7,494	32 55
퇴적층(자갈층)	47,770	15,923	0.691	0.691	33,023	11,008	33TO41 46TO54
퇴적층(자갈층)	47,770	15,923	0.691	0.800	35,620	11,873	42 45
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.600	0.600	26,713	8,904	1 25
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.600	0.300	20,035	6,678	2 24
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.300	0.815	24,821	8,274	3 23
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.815	0.815	36,285	12,095	4 TO 22

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	64
매립층	31,941	10,647	0.700	1.000	27,150	9,050	62
매립층	31,941	10,647	1.000	1.150	34,337	11,446	60
퇴적층(자갈층)	114,990	38,330	1.150	0.650	103,491	34,497	58
퇴적층(자갈층)	114,990	38,330	0.650	0.800	83,368	27,789	30
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.650	0.800	124,241	41,414	43
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.800	0.527	113,702	37,901	28
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.527	0.850	117,986	39,329	26
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.850	0.350	102,820	34,273	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	65
매립층	31,941	10,647	0.700	1.000	27,150	9,050	63
매립층	31,941	10,647	1.000	1.150	34,337	11,446	61
퇴적층(자갈층)	114,990	38,330	1.150	0.650	103,491	34,497	59
퇴적층(자갈층)	114,990	38,330	0.650	0.800	83,368	27,789	57
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.650	0.800	124,241	41,414	44
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.800	0.527	113,702	37,901	29
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.527	0.850	117,986	39,329	27
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.850	0.350	102,820	34,273	25

* 붕괴방지수준

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 매립층]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	18,660	6,220	0.450	0.625	10,030	3,343	30 57
퇴적층(자갈층)	18,660	6,220	0.625	0.250	8,164	2,721	31 56
퇴적층(자갈층)	18,660	6,220	0.250	0.691	8,782	2,927	32 55
퇴적층(자갈층)	18,660	6,220	0.691	0.691	12,900	4,300	33TO41 46TO54
퇴적층(자갈층)	18,660	6,220	0.691	0.800	13,914	4,638	42 45
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.600	0.600	10,435	3,478	1 25
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.600	0.300	7,826	2,609	2 24
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.300	0.815	9,696	3,232	3 23
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.815	0.815	14,174	4,725	4 TO 22

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	64
매립층	12,477	4,159	0.700	1.000	10,606	3,535	62
매립층	12,477	4,159	1.000	1.150	13,413	4,471	60
퇴적층(자갈층)	44,918	14,973	1.150	0.650	40,426	13,475	58
퇴적층(자갈층)	44,918	14,973	0.650	0.800	32,565	10,855	30
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.650	0.800	48,532	16,177	43
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.800	0.527	44,415	14,805	28
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.527	0.850	46,088	15,363	26
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.850	0.350	40,164	13,388	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	65
매립층	12,477	4,159	0.700	1.000	10,606	3,535	63
매립층	12,477	4,159	1.000	1.150	13,413	4,471	61
퇴적층(자갈층)	44,918	14,973	1.150	0.650	40,426	13,475	59
퇴적층(자갈층)	44,918	14,973	0.650	0.800	32,565	10,855	57
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.650	0.800	48,532	16,177	44
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.800	0.527	44,415	14,805	29
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.527	0.850	46,088	15,363	27
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.850	0.350	40,164	13,388	25

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.13 = 0.074 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.13 = 0.182 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

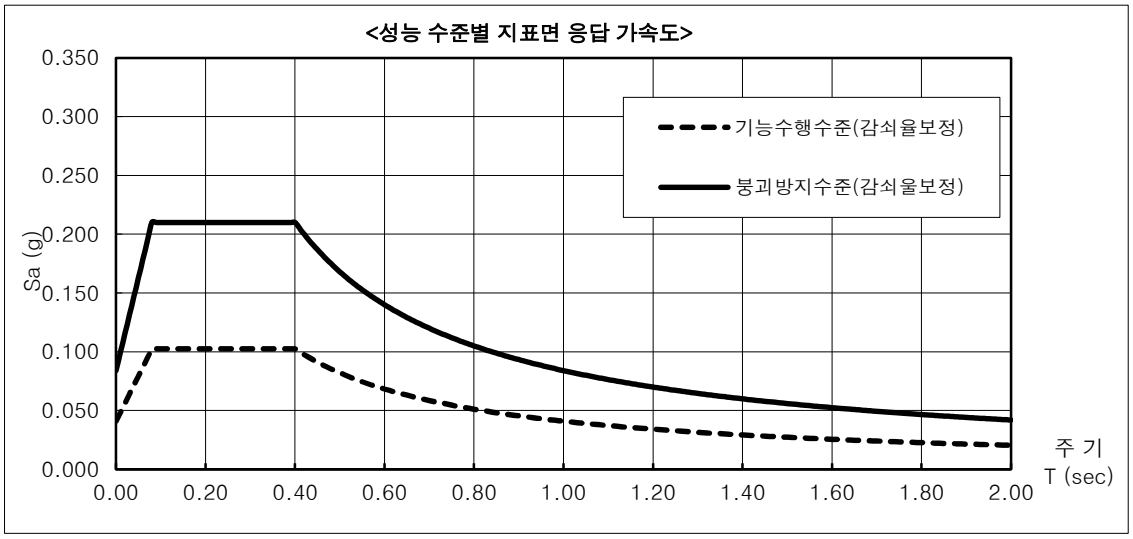
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

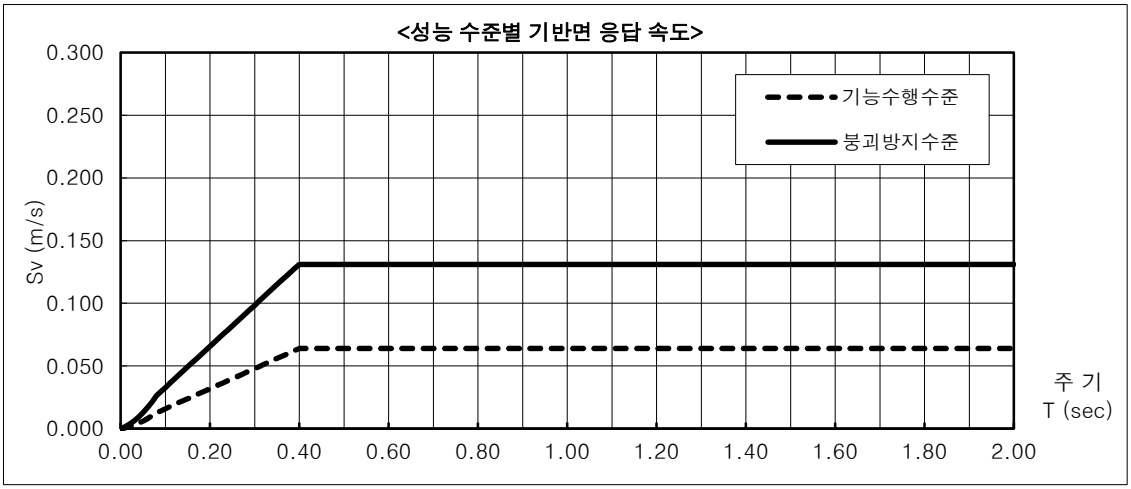
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
7.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.097
18.000	풍화토	-	424	0.170
3.000	풍화암	-	631	0.019
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.337

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.337 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.098 g = 0.959 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
7.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.097
18.000	풍화토	-	424	0.170
3.000	풍화암	-	631	0.019
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.337

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.337 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.200 g = 1.963 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

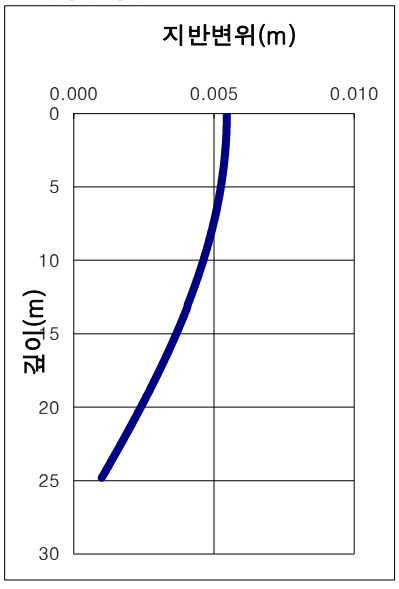
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 5.28 m, H_1 = 27.0 m, H_2 = 3.0 m, γ_1 = 19.6, γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 369 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.55

ω_0 = 20.735 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 5.277 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.42 sec

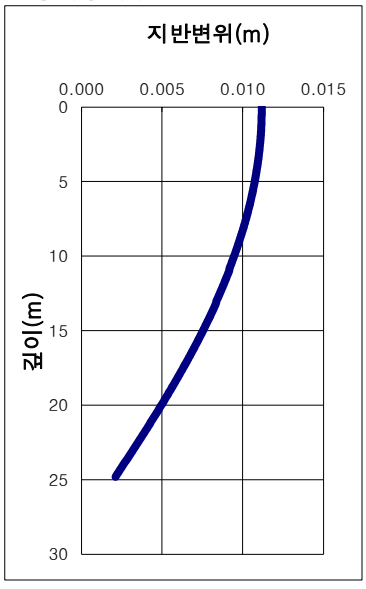
$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.005454 m

$U(Z_B)$=U(Z=5.277m)

= 0.005242 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 5.277 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.42 sec

$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.011168 m

$U(Z_B)$=U(Z=3.100m)

= 0.010734 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,122 \times 0.005454 = \mathbf{22.481}\ kN/m^2$ (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 1,610 \times 0.011168 = \mathbf{17.983}\ kN/m^2$ (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	64	0.000	0.005454	0.005242	0.000212	0	0.000
	62	0.000	0.005454	0.005242	0.000212	31,941	6.764
	60	1.000	0.005445	0.005242	0.000203	31,941	6.490
	58	2.150	0.005414	0.005242	0.000172	114,990	19.783
	30	2.800	0.005386	0.005242	0.000144	114,990	16.610
	43	2.800	0.005386	0.005242	0.000144	171,367	24.753
	28	3.600	0.005342	0.005242	0.000101	171,367	17.244
	26	4.127	0.005308	0.005242	0.000066	171,367	11.287
	1	4.977	0.005242	0.005242	0.000000	171,367	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	65	0.000	0.005454	0.005242	0.000212	0	0.000
	63	0.000	0.005454	0.005242	0.000212	31,941	6.764
	61	1.000	0.005445	0.005242	0.000203	31,941	6.490
	59	2.150	0.005414	0.005242	0.000172	114,990	19.783
	57	2.800	0.005386	0.005242	0.000144	114,990	16.610
	44	2.800	0.005386	0.005242	0.000144	171,367	24.753
	29	3.600	0.005342	0.005242	0.000101	171,367	17.244
	27	4.127	0.005308	0.005242	0.000066	171,367	11.287
	25	4.977	0.005242	0.005242	0.000000	171,367	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	64	0.000	0.011168	0.010734	0.000434	0	0.000
	62	0.000	0.011168	0.010734	0.000434	12,477	5.411
	60	1.000	0.011150	0.010734	0.000416	12,477	5.191
	58	2.150	0.011086	0.010734	0.000352	44,918	15.825
	30	2.800	0.011030	0.010734	0.000296	44,918	13.287
	43	2.800	0.011030	0.010734	0.000296	66,940	19.801
	28	3.600	0.010940	0.010734	0.000206	66,940	13.794
	26	4.127	0.010869	0.010734	0.000135	66,940	9.028
	1	4.977	0.010734	0.010734	0.000000	66,940	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	65	0.000	0.011168	0.010734	0.000434	0	0.000
	63	0.000	0.011168	0.010734	0.000434	12,477	5.411
	61	1.000	0.011150	0.010734	0.000416	12,477	5.191
	59	2.150	0.011086	0.010734	0.000352	44,918	15.825
	57	2.800	0.011030	0.010734	0.000296	44,918	13.287
	44	2.800	0.011030	0.010734	0.000296	66,940	19.801
	29	3.600	0.010940	0.010734	0.000206	66,940	13.794
	27	4.127	0.010869	0.010734	0.000135	66,940	9.028
	25	4.977	0.010734	0.010734	0.000000	66,940	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 0.000 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 6.453 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 3.226 kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 0.000 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.162 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 2.581 kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 0.000 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 6.453 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 3.226 kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 0.000 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.162 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 2.581 kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.700 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 5.277 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.700 × 25.0 × 0.074 × 0.921 = 1.194 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.700 × 25.0 × 0.182 × 0.921 = 2.933 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.600 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 3.100 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.600 × 25.0 × 0.074 × 0.954 = 1.060 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.600 × 25.0 × 0.182 × 0.954 = 2.603 kN/m^2 (붕괴방지수준)

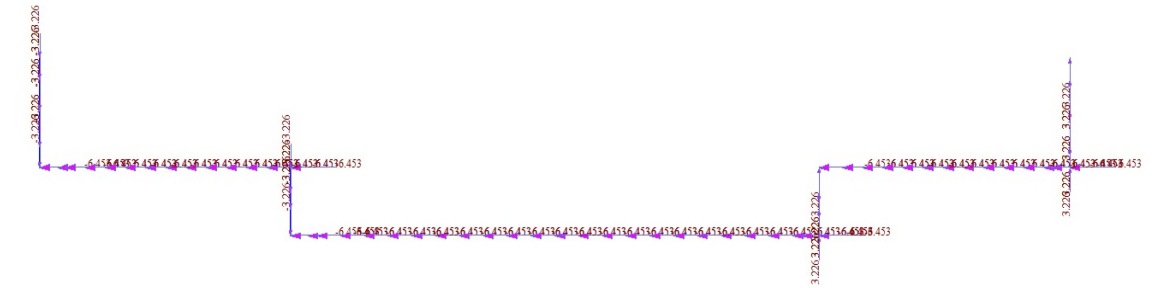
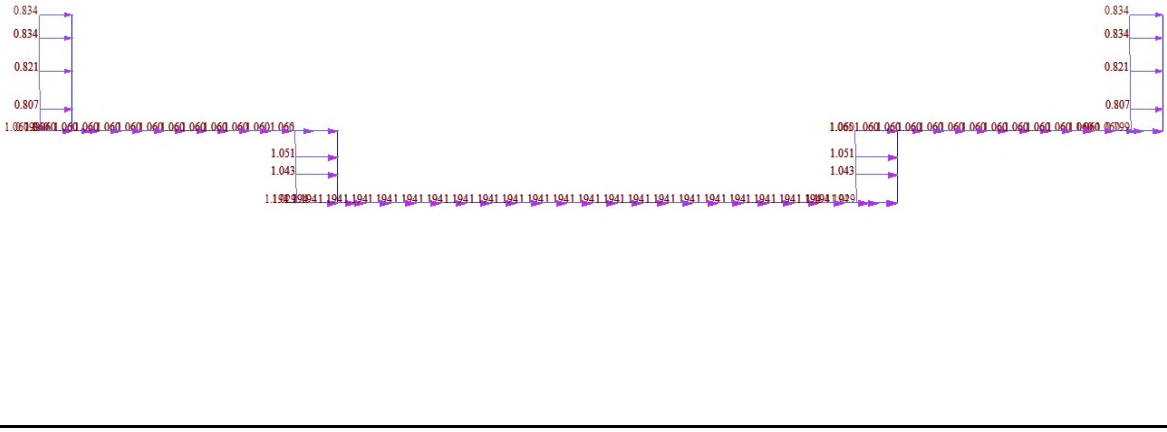
- 좌측벽체 관성력

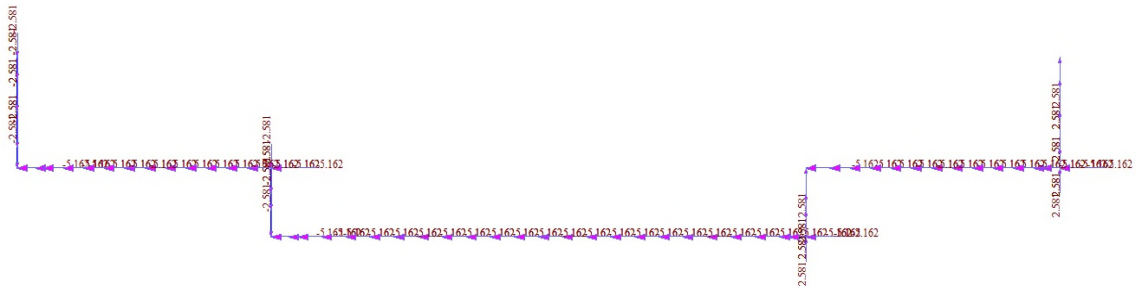
구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	64	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	62	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	60	1.000	0.450	25.0	0.074	0.182	0.985	0.821	2.017
	58	2.150	0.450	25.0	0.074	0.182	0.968	0.807	1.981
	30	2.800	0.450	25.0	0.074	0.182	0.958	0.799	1.962
접합부	43	2.800	0.600	25.0	0.074	0.182	0.958	1.065	2.615
	28	3.600	0.600	25.0	0.074	0.182	0.946	1.051	2.583
	26	4.127	0.600	25.0	0.074	0.182	0.938	1.043	2.561
	1	4.977	0.600	25.0	0.074	0.182	0.925	1.029	2.526

- 우측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	65	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	63	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	61	1.000	0.450	25.0	0.074	0.182	0.985	0.821	2.017
	59	2.150	0.450	25.0	0.074	0.182	0.968	0.807	1.981
	57	2.800	0.450	25.0	0.074	0.182	0.958	0.799	1.962
접합부	44	2.800	0.600	25.0	0.074	0.182	0.958	1.065	2.615
	29	3.600	0.600	25.0	0.074	0.182	0.946	1.051	2.583
	27	4.127	0.600	25.0	0.074	0.182	0.938	1.043	2.561
	25	4.977	0.600	25.0	0.074	0.182	0.925	1.029	2.526

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

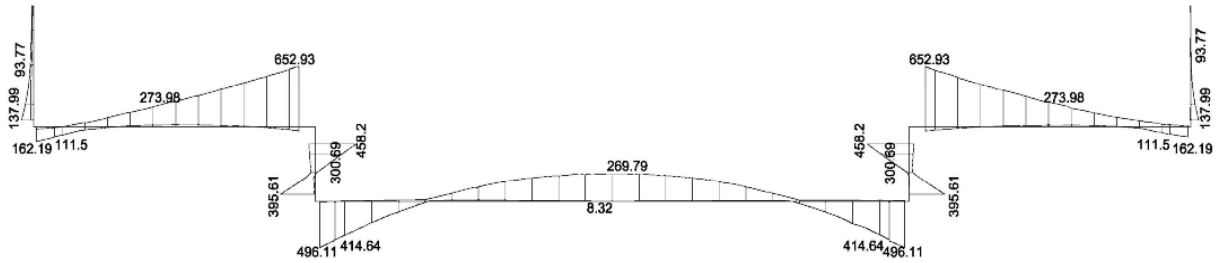
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

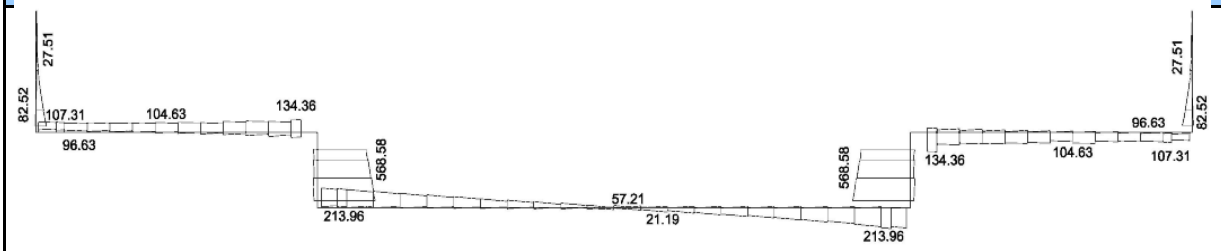
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	앵커하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15~20	LC21	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	1.000	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	1.000	

6. 단면력도

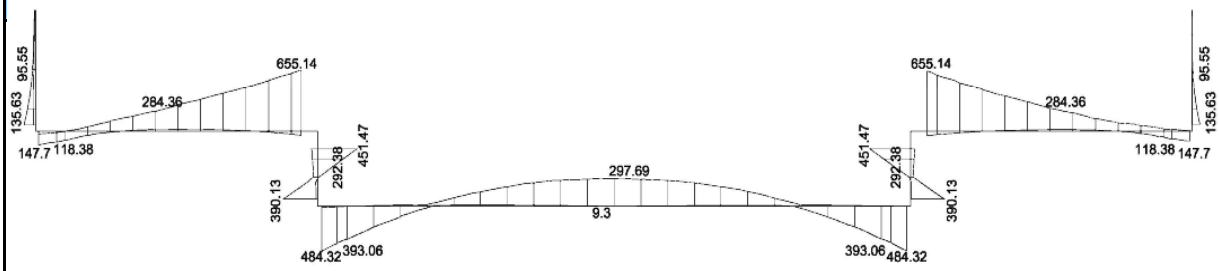
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)

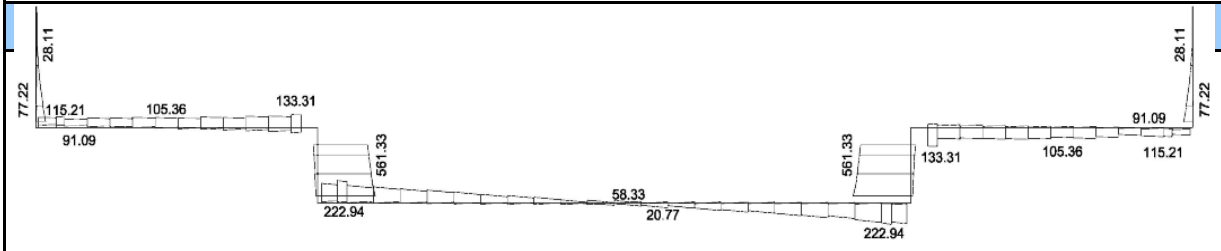


기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



불괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)





7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	162.19	-	96.63	-
	램프중앙부	37	J[37]	273.98	-	104.63	-
	램프접합부	43	J[43]	652.93	-	134.36	-
	본선접합부	1	I[1]	496.11	-	213.96	-
	본선중앙부(+)	8	3/4	296.79	-	57.21	-
	본선중앙부(-)	13	I[13]	8..32	-	21.19	-
	램프측구	32	I[31]	111.5	-	107.31	-
	본선측구	2	I[2]	414.64	-	191.28	-

7.1.2 벽체: 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	59	I[58]	93.77	85.32	27.51	
		P_{max}	59	I[58]	93.77	85.32	27.51	
	하단	M_{max}	57	I[30]	137.99	83.8	82.52	
		P_{max}	57	I[30]	137.99	83.8	82.52	
연결부 벽체	상단	M_{max}	29	J[43]	458.2	208.73	568.58	
		P_{max}	29	I[28]	300.69	208.06	568.58	
연결부 벽체	하단	M_{max}	25	I[1]	395.61	214.09	568.58	
		P_{max}	25	I[1]	395.61	214.09	568.58	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	147.7	-	91.09	-
	램프중앙부	37	J[37]	284.36	-	105.36	-
	램프접합부	43	J[43]	655.14	-	133.31	-
	본선접합부	1	I[1]	484.32	-	222.94	-
	본선중앙부(+)	8	3/4	297.69	-	58.34	-
	본선중앙부(-)	13	I[13]	9.3	-	20.77	-
	램프측구	32	I[31]	118.38	-	115.21	-
	본선측구	2	I[2]	393.06	-	222.94	-

8.1.2 벽체 : 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	59	I[58]	95.55	80.25	28.11	
		P_{max}	59	I[58]	95.55	80.25	28.11	
	하단	M_{max}	57	I[30]	135.63	78.21	77.22	
		P_{max}	57	I[30]	135.63	78.21	77.22	
연결부 벽체	상단	M_{max}	29	J[43]	451.47	173.54	561.33	
		P_{max}	29	I[28]	292.38	204.78	561.33	
연결부 벽체	하단	M_{max}	25	I[1]	390.13	209.32	561.33	
		P_{max}	25	I[1]	390.13	209.32	561.33	

국회대로 지하차도

STA.0+445.000

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	퇴적층	52.05	480.64	O.K
본선	퇴적층	44.79	544.94	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
본 체	1501.756	1108.13116	0.738	부력앵커 적용
	1501.756	1708.13116	1.137	O.K

3. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	313.76	192.61		232.34	313.76	102.83	#N/A	#N/A	1.00	0.900 / 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		#N/A	#N/A	#N/A
	램프 중앙부	182.56	97.93		82.32	182.56	35.17	#N/A	#N/A	1.00	0.900 / 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		#N/A	#N/A	#N/A
	램프 접합부	278.93	211.53		214.79	278.93	144.36	#N/A	#N/A	1.00	0.900 / 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		#N/A	#N/A	#N/A
	본선 접합부	490.74	243.72		353.65	490.74	233.80	#N/A	#N/A	1.00	0.900 / 0.800	0.100	H19@250 + H19@250		#N/A	#N/A	#N/A
	본선 중앙부	357.48	182.46		244.31	357.48	186.57	#N/A	#N/A	1.00	0.900 / 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		#N/A	#N/A	#N/A
	본선 중앙부	149.05	147.89		149.96	149.96	123.10	#N/A	#N/A	1.00	0.900 / 0.800	0.100	H19@250 + H19@250		#N/A	#N/A	#N/A
	램프 측구	272.24	165.57		190.07	272.24	102.83	#N/A	#N/A	1.00	0.371 / 0.271	0.100	H22@250 + H22@250 H22@250 + H22@250		#N/A	#N/A	#N/A
	본선 측구	379.15	168.38		266.98	379.15	290.22	#N/A	#N/A	1.00	0.731 / 0.631	0.100	H19@250 + H19@250		#N/A	#N/A	#N/A

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	Φ Mn(kN. m)	ΦVn(kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
외측벽체	중앙부(-) Mmax	84.30	53.17	54.85	60.55	84.30	96.61	416.00		1.00	0.475 / 0.375	0.100	H22@250 + H22@250		4.93	1244.37	125.00
	중앙부(-) Pmax	34.63	53.17	69.58	60.55	34.63	96.61	549.60		1.00	0.475 / 0.375	0.100	H22@250 + H22@250		15.87	1244.37	125.00
	하단부 Mmax	278.50	174.10	103.45	207.84	278.50	158.73	425.04		1.00	0.500 / 0.400	0.100	H22@250 + H22@250		1.53	285.70	125.00
	하단부 Pmax	278.50	174.10	103.45	207.84	278.50	158.73	425.04		1.00	0.500 / 0.400	0.100	H22@250 + H22@250		1.53	285.70	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	Φ Mn(kN. m)	ΦVn(kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
연결부벽체	중앙부 Mmax	318.81	263.23	110.99	268.63	318.81	247.47	609.40		1.00	0.800 / 0.700	0.100	H19@250 + H19@250	H19@150 - 2EA	1.91	372.77	125.00
	중앙부 Pmax	318.81	263.23	112.41	268.63	268.63	247.47	625.56		1.00	0.800 / 0.700	0.100	H19@250 + H19@250	H19@150 - 2EA	2.33	372.77	125.00
	중앙부(-) Mmax	458.64	251.34	88.84	343.57	458.64	292.53	575.56		1.00	0.800 / 0.700	0.100	H19@250 + H19@250	H19@150 - 2EA	1.25	401.11	125.00
	중앙부(-) Pmax	458.64	251.34	94.10	343.57	343.57	292.53	592.93		1.00	0.800 / 0.700	0.100	H19@250 + H19@250	H19@150 - 2EA	1.73	401.11	125.00

4. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

4.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250	=					H		300			
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250	=					H		300			
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1600.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 지지력검토
16. 신축이음부 검토
17. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 0.000 m	GL -5.300m	퇴적층(모래)	28MPa	지반조사보고서 참고

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 2.722 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

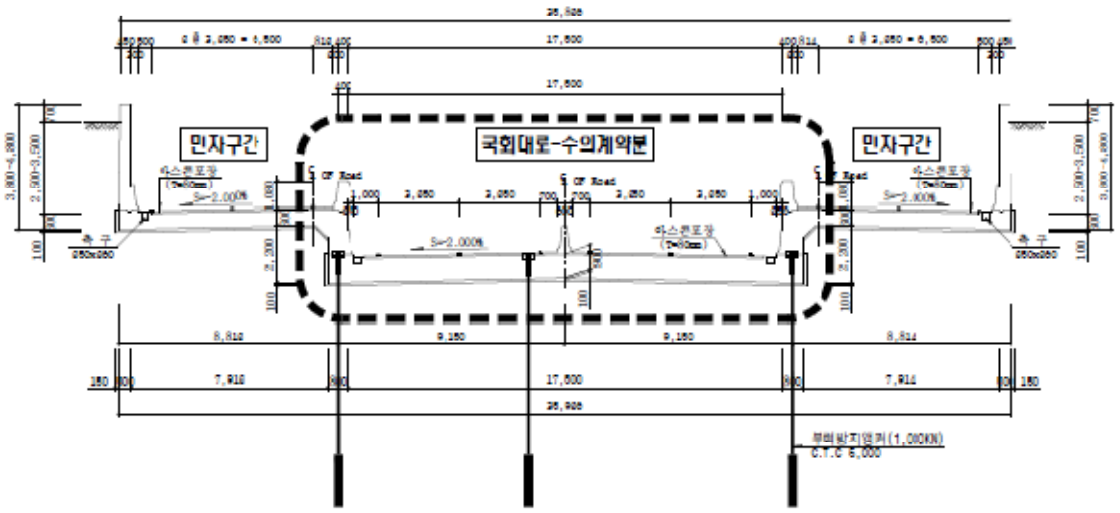
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

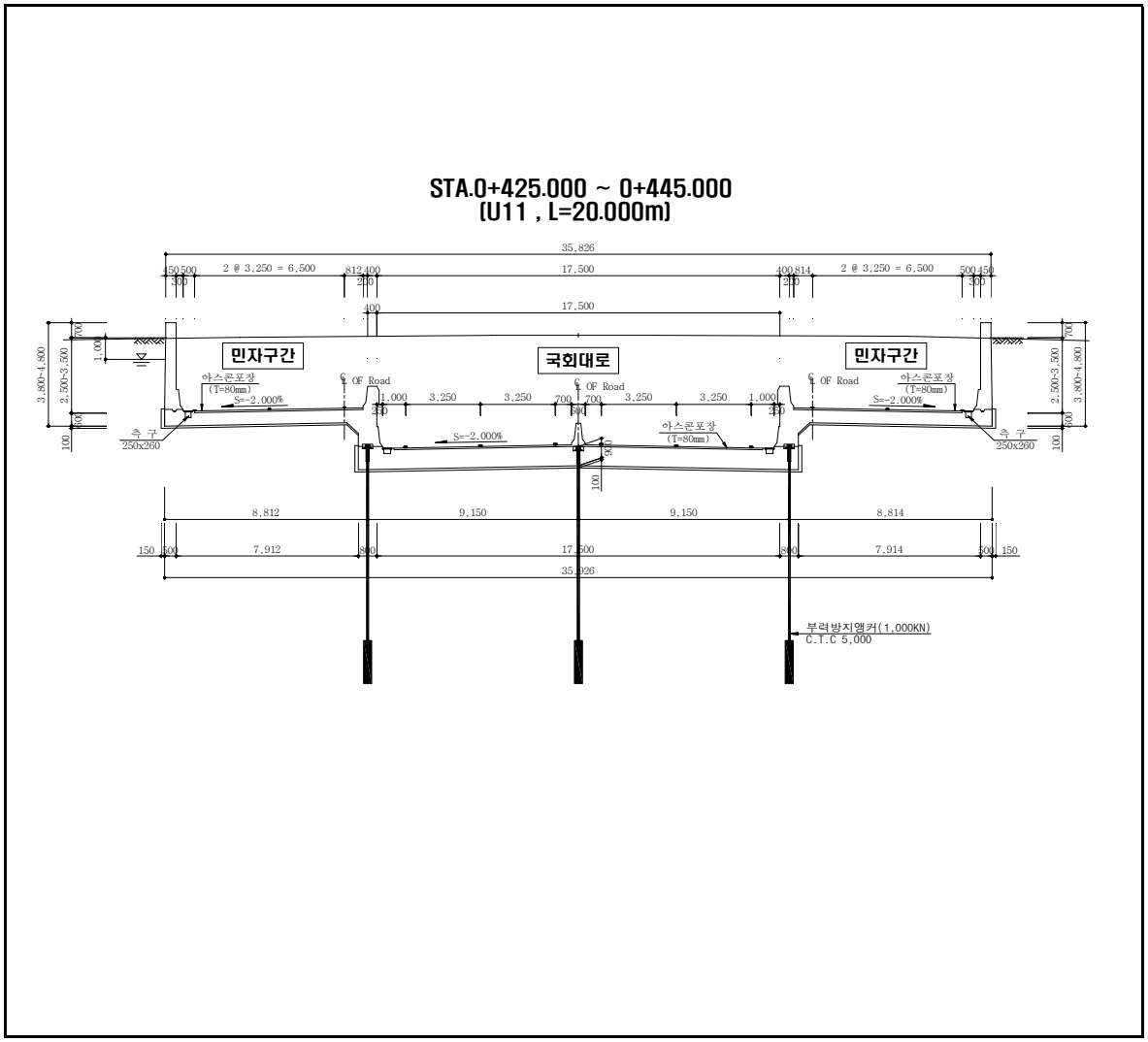
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


민자구간
국회대로-수의계약분
민자구간
17,600
25,908
8,810
9,150
9,150
8,814
7,910
17,600
7,914
25,908

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	191.000	1,046.815	지하수위를 4.982m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -5.3m)	180.686	1,046.815	F.S = 5.794 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	1,501.756	1,708.131	F.S = 1.137 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 6.246 m

3.2.2 부력 작용폭 : 19.100 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 19.100 m = 191.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 0.00 = 0.000 Hw kN/m

= 191.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1046.815 + 0.000 + 0.000 = 1046.815 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W1(구체자중) : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	9.212	×	2	EA	=	414.540	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	4.200	×	2	EA	=	94.500	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.050	×	3.500	× 2 EA	=	4.375	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	× 2 EA	=	21.600	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	555.215	kN/m

(2) W1(구체자중) : 본선

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	1.130	×	2	EA	=	45.200	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	491.600	kN/m

(3) W_2 (상재하중) : 없음

(4) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1046.815}{191.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 4.982\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 4.982m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하수위 : G.L-5.3m)

3.3.1 굴착고 : 6.246 m

3.3.2 부력 작용폭 : 19.100 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 0.946 × 19.100 = 180.686 KN/m

10.000 × 1.000 × 0.000 = 0.000 KN/m

= 180.686 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1046.815 + 0.000 + 0.000 = 1046.815 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1046.815 KN/m

② 헌치

(0.000 × 0.000)× 1/2 × 2 EA × 0.000 = 0.000 kN/m

TOTAL = 1046.815 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 0.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 0.000 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 0.000 × 0.000)× tan 20° = 0.000 kN/m

3.3.5 안정검토

$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1046.815}{180.686} = 5.794 \geq 1.200$ ∴ O.K

3.4 완공후 부력검토 (극한수위 : G.L -1.0m)

(1) 구체자중 : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	9.212	×	2	EA	=	414.540	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	4.200	×	2	EA	=	94.500	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.050	×	3.500	× 2 EA	=	4.375	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	× 2 EA	=	21.600	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	555.215	kN/m

(2) 구체자중 : 본선

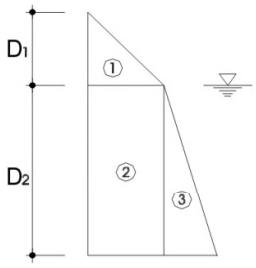
1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	1.130	×	2	EA	=	45.200	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	491.600	kN/m

(2) 연직하중

1)	아스팔트	23.000	kN/m^3	×	33.324	m	×	0.080	m		=	61.316	kN/m
						Σ					=	61.316	kN/m

(3) 측면마찰력 $[2\cdot C\cdot D] + [K_u\cdot\gamma\cdot D^2\cdot\tan\delta]$ 여기서 C=0 이므로 [2·C·D] 항목은 제외

토압분포



1) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1)$ x (1/2) x D_1 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m³ × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

2) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1)$ x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m³ × 0.000 m) × 0.000 m

× 0.000 × 2 EA = - kN/m

3) $(K_o\cdot\gamma_{sub}\cdot D_2)$ x (1/2) x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 11.000 kN/m³ × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

Σ = - kN/m

(4) 양압력

양압력	:	10.000	KN/m³	×	3.100	m	×	16.824	m	= 521.544 kN/m
양압력	:	10.000	KN/m³	×	5.132	m	×	19.100	m	= 980.212 kN/m
							Σ			= 1,501.756 kN/m

(5) 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(\ 1046.815 + 61.316 + 0.000\ )}{1501.756} = 0.738 < 1.05$$ **N.G**

∵ 부력앵커를 설치해야함

(6) 소요 부력 ANCHOR 작용력

Preq = 1501.756 × 1.05 − 1108.131 = 468.71 kN/m

(7) 사용 부력 ANCHOR 작용력

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

앵커 종방향 C.T.C : 5.00 m

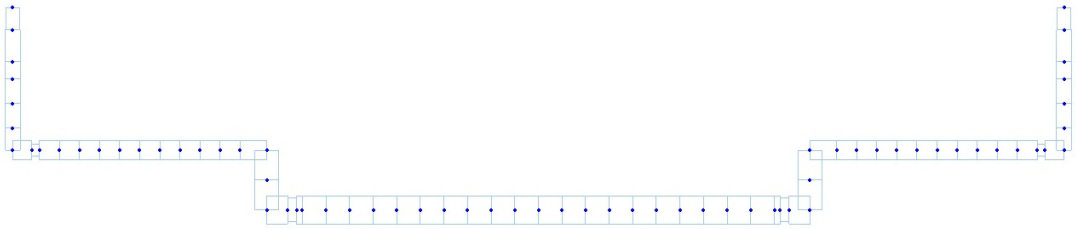
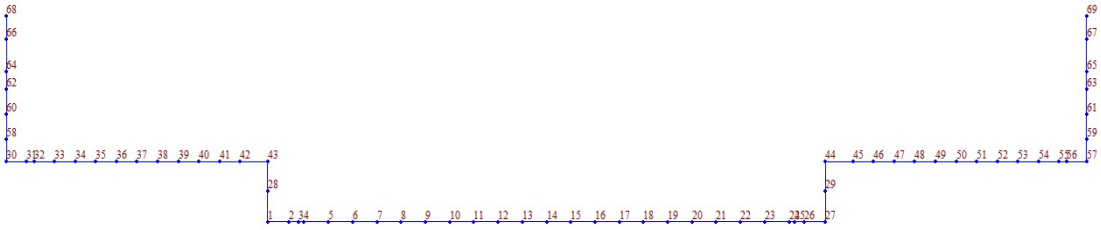
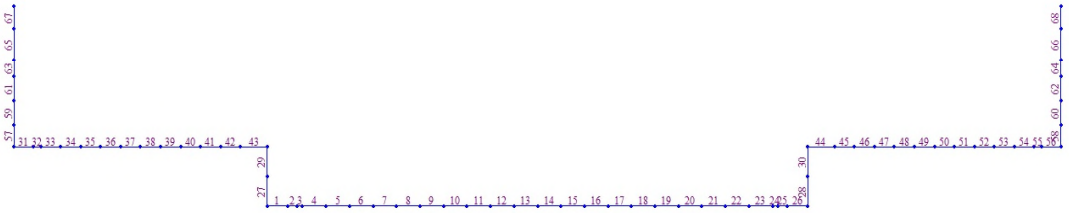
Puse = 1000.000 × 1.0 / 5.000 × 3 EA = 600.00 kN/m > 468.71 kN/m

(8) 부력앵커 설치 후 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(\ 1046.815 + 61.316 + 600.000\ )}{1501.756} = 1.137 \geq 1.05$$ **O.K**

4. 해석모델링

4.1 Modeling

모델링

절점번호

부재번호


4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.600	0.600	0.0180000	램프 하부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	0.500	0.500	0.0104167	외측 벽체
	2	1.000	0.800	0.800	0.0426667	접합부 벽체

4.3 강역산정

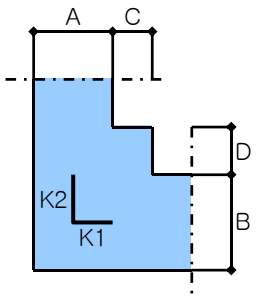
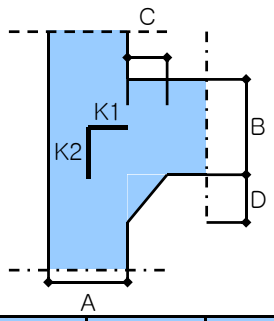
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

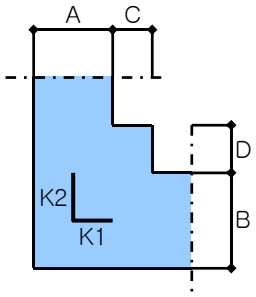
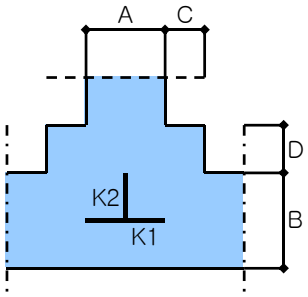
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

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

구분	단부			접합부		
하부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.500	m	A	0.800	m
	B	0.600	m	B	0.600	m
	C		m	C	0.500	m
	D		m	D	0.500	m
	Θ1		°	Θ1	45.000	°
	Θ2		°	Θ2	45.000	°
	K1	0.100	m	K1	0.600	m
	K2	0.175	m	K2	0.400	m

구분	단부					
하부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.800	m	A		m
	B	0.900	m	B		m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.175	m	K1		m
	K2	0.250	m	K2		m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎡)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,
아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(16.83 × 16.83) = 16.83 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (16.83 / 0.3) $^{-3/4}$ = 18,216 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.5000 + 0.6480) / 2 × 18,216	=	10,456	30 57
2	(0.6480 + 0.2500) / 2 × 18,216	=	8,179	31 56
3	(0.2500 + 0.6764) / 2 × 18,216	=	8,438	32 55
4	(0.6764 + 0.6764) / 2 × 18,216	=	12,321	33 TO 41 46 TO 54
5	(0.6764 + 0.9000) / 2 × 18,216	=	14,358	42 45

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(19.10 × 19.10) = 19.10 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (19.10 / 0.3) $^{-3/4}$ = 16,564 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8000 + 0.7000) / 2 × 16,564	=	12,423	1 27
2	(0.7000 + 0.3000) / 2 × 16,564	=	8,282	2 26
3	(0.3000 + 0.2000) / 2 × 16,564	=	4,141	3 25
4	(0.2000 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	8,241	4 24
5	(0.7950 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	13,168	5 TO 23

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

· 방호벽(램프) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	×	1	EA	=	10.800	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	1	EA	=	0.750	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	1	EA	=	0.660	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	1	EA	=	0.263	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	1	EA	=	0.465	kN/m
											=	12.938	kN/m

· 중앙분리대(본선) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
											=	9.675	kN/m

6.2 활하중 ····· LC02~07

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2
· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2
· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [2.800 x 19.0] = **36.100** kN/m^2
· W_{h4} = 36.100 + 0.500 × [1.882 x 19.0] = **53.979** kN/m^2

6.4토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2
· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2
· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [2.800 x 10.0] = **23.500** kN/m^2
· W_{h4} = 23.500 + 0.500 × [1.882 x 10.0] = **32.910** kN/m^2

6.5 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W1}) : 양수압

· W_{W1} = (2.80 + 0.000 + 0.00) × 10.0 = **28.000** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W2} = (2.80 + 1.882 + 0.00) × 10.0 = **46.820** kN/m^2

6.6 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

· W_{w2} = 0.000 + (0.000) x 10.0 = **0.000** kN/m^2

· W_{w3} = 0.000 + (1.000) x 10.0 = **10.000** kN/m^2

· W_{w4} = 10.000 + (2.800) x 10.0 = **38.000** kN/m^2

· W_{w5} = 38.000 + (1.882) x 10.0 = **56.820** kN/m^2

6.7 앵커하중 ····· LC21

단위 M당 작용하중 = 앵커력 / 앵커의 종방향 C.T.C

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

P = 1000.0 / 5.00 = **200.000** kN/m

6.8 풍하중 ····· LC22

방음벽 높이 = 4.0 m

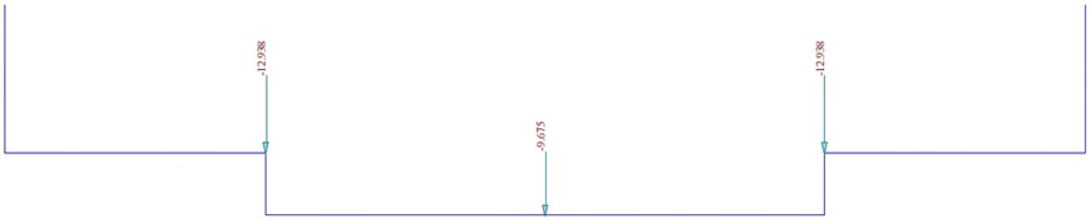
Fw = 4.0 x 0.70 = **2.800** kN/m

Mw = 2.8 x 4.00 / 2 = **5.600** kN*m/m

Vw = 1.561 = **1.561** kN/m

7. 하중재하도

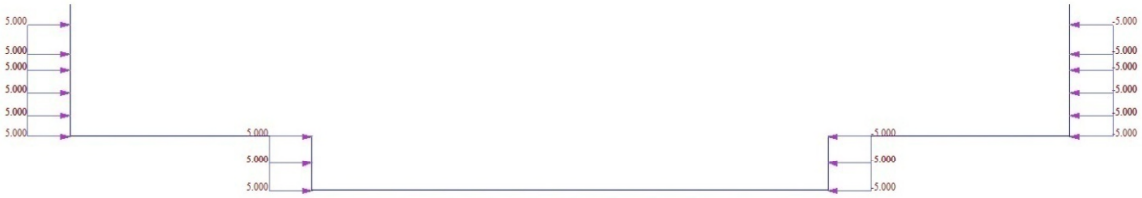
LC1. 고정하중(자중)



프로그램내에서 자동 계산

방호벽 및 중분대는 집중하중으로 재하

LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



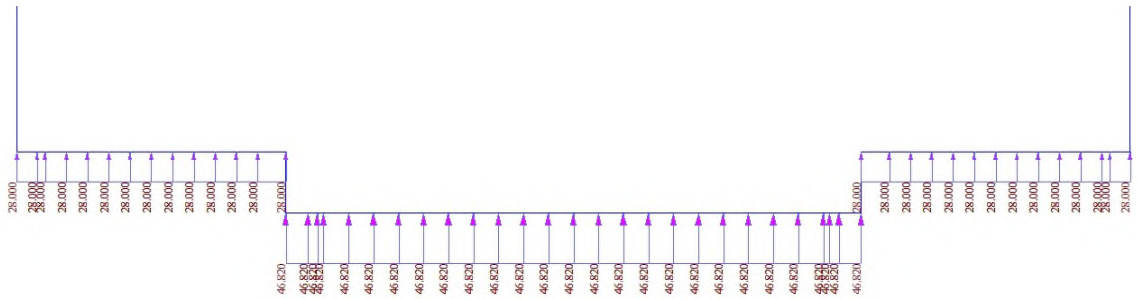
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



LC11. 토압(수평하중 지하수有)



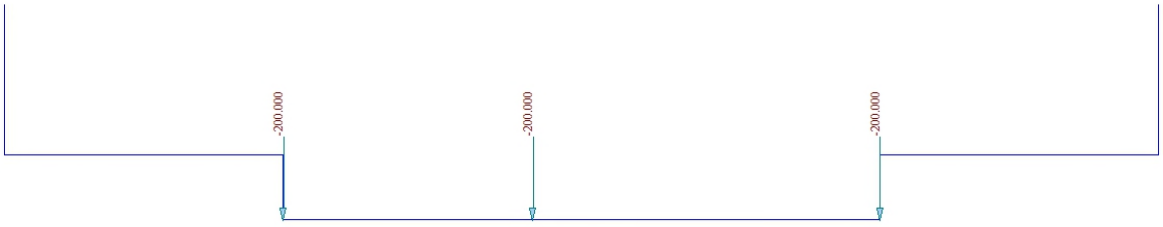
LC12. 수압(연직하중)



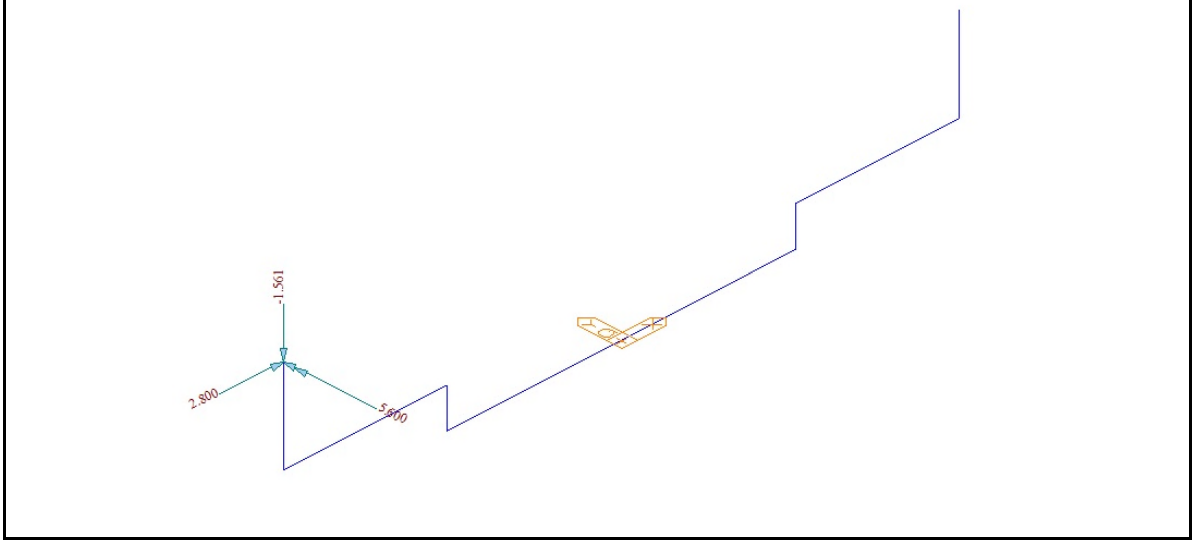
LC13. 수압(수평하중)



LC21. 앵커하중



LC22. 풍하중



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.05 − 0.025h ≥ 0.875

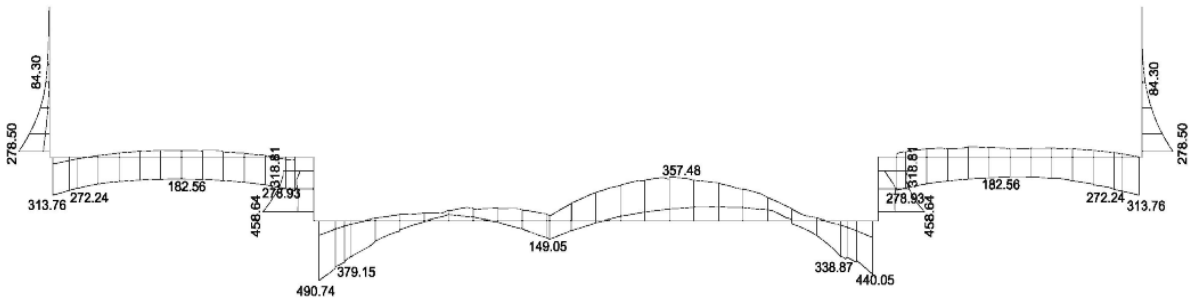
적용토피 = 0.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 0.00

= 1.05 ≥ 0.875 ∴ α_H = 1

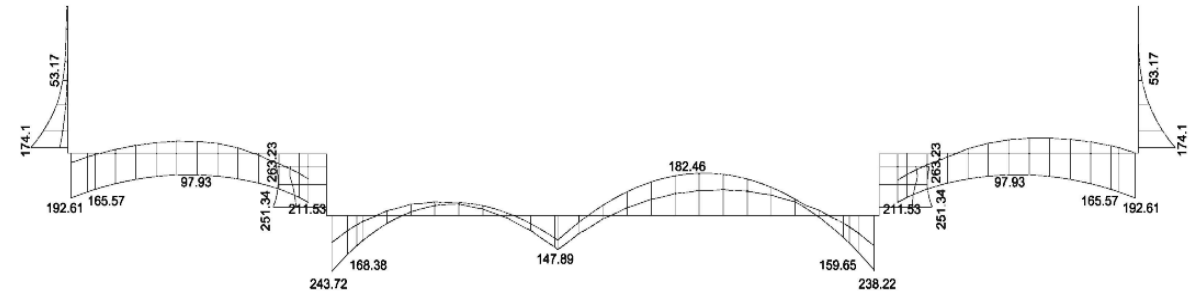
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	앵커하중	풍하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압				
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有						
				좌측	우측		좌측	우측										
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC21	LC22	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20	1.00		
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20	1.00		
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20	1.00		
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00		
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00		
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00		
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20	1.00		
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20	1.00		
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20	1.00		
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00		
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00		
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00		
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60					1.00		
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00		
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60					1.00		
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00		
	UCOMB17	1.20					1.00									1.00	1.30	
	UCOMB18	0.90							0.90		1.60					1.00	1.30	
	UCOMB19	0.90								0.90		1.60	0.90	1.60		1.00	1.30	
	UCOMB20	0.90							0.90		0.80					1.00	1.30	
	UCOMB21	0.90								0.90		0.80	0.90	0.80		1.00	1.30	
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00		
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00		
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00		
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00		
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00		
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00		
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00		
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00		
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00		
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00					1.00		
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00		
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00					1.00		
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00		
	WCOMB17	1.00					1.00									1.00	1.00	
	WCOMB18	1.00							1.00		1.00					1.00	1.00	
	WCOMB19	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	
	WCOMB20	1.00							1.00		1.00					1.00	1.00	
	WCOMB21	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	

9. 단면력도

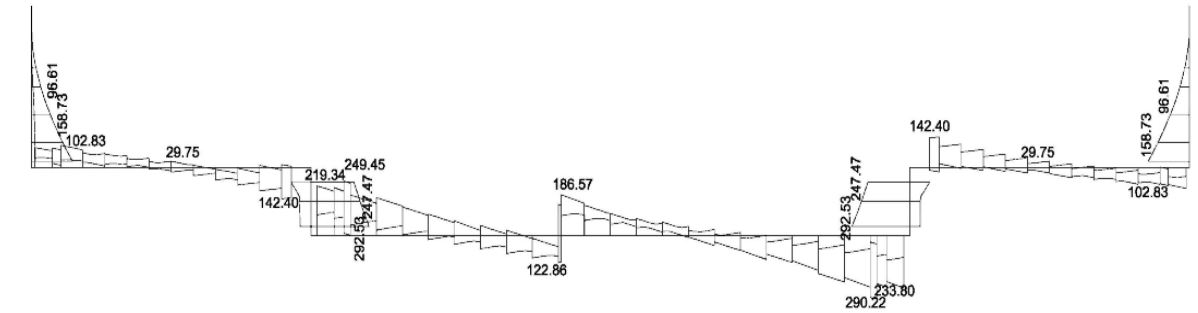
계수하중 - 모멘트도(B.M.D)



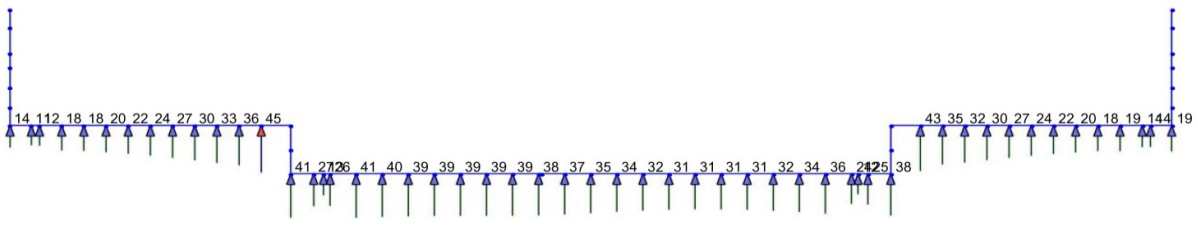
사용하중 - 모멘트도(B.M.D)

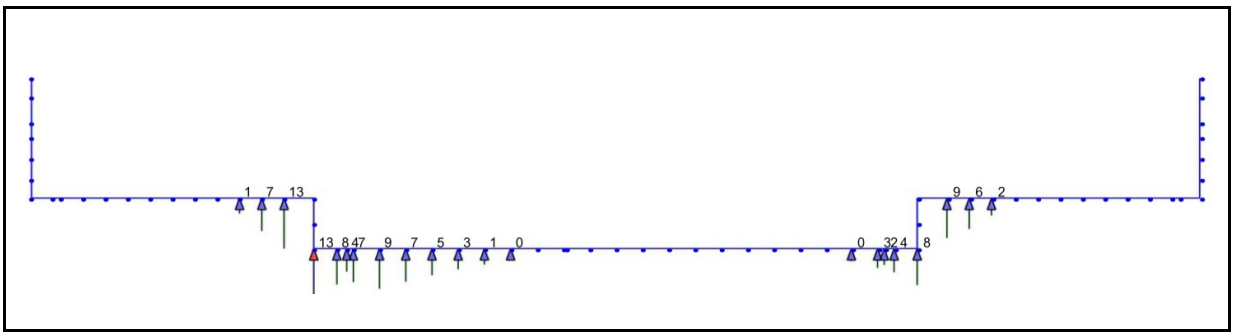


계수하중 - 전단력(S.F.D)



사용하중 - 스프링 반력(max)




1 7 13
13 8 4 7 9 7 5 3 1 0
0 3 2 4 8
9 6 2

10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	313.760	-	102.830	192.610	232.340	-	74.120	313.760	-	102.830	192.610	상시	상시
	램프중앙부	182.560	-	29.750	97.930	82.320	-	35.170	182.560	-	35.170	97.930	상시	지진시
	램프접합부	278.930	-	142.400	211.530	214.790	-	144.360	278.930	-	144.360	211.530	상시	지진시
	본선접합부	490.740	-	233.800	243.720	353.650	-	174.780	490.740	-	233.800	243.720	상시	상시
	본선중앙부(+)	357.480	-	186.570	182.460	244.310	-	134.320	357.480	-	186.570	182.460	상시	상시
	본선중앙부(-)	149.050	-	122.860	147.890	149.960	-	123.100	149.960	-	123.100	147.890	지진시	지진시
	램프측구	272.240	-	102.830	165.570	190.070	-	74.120	272.240	-	102.830	165.570	상시	상시
	본선측구	379.150	-	290.220	168.380	266.980	-	163.930	379.150	-	290.220	168.380	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	중앙부(-)	Mmax	84.300	54.850	96.610	53.170	60.550	54.440	79.820	84.300	54.850	96.610	53.170	상시	상시
		Pmax	34.630	69.580	96.610	53.170	60.550	54.440	79.820	34.630	69.580	96.610	53.170	상시	상시
	하단부	Mmax	278.500	103.450	158.730	174.100	207.840	83.100	132.810	278.500	103.450	158.730	174.100	상시	상시
		Pmax	278.500	103.450	158.730	174.100	207.840	83.100	132.810	278.500	103.450	158.730	174.100	상시	상시

※ 벽체 : 연결부

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
연결부 벽체	중앙부(+)	Mmax	318.810	110.990	247.470	263.230	268.630	112.410	123.270	318.810	110.990	247.470	263.230	상시	상시
		Pmax	318.810	110.990	247.470	263.230	268.630	112.410	123.270	268.630	112.410	247.470	263.230	지진시	상시
	중앙부(-)	Mmax	458.640	88.840	292.530	251.340	343.570	94.100	167.100	458.640	88.840	292.530	251.340	상시	상시
		Pmax	458.640	88.840	292.530	251.340	343.570	94.100	167.100	343.570	94.100	292.530	251.340	지진시	상시

11. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	313.76	192.61		232.34	313.76	102.83	#N/A	#N/A	1.00	0.900 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		#N/A	#N/A	#N/A
	램프 중앙부	182.56	97.93		82.32	182.56	35.17	#N/A	#N/A	1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		#N/A	#N/A	#N/A
	램프 접합부	278.93	211.53		214.79	278.93	144.36	#N/A	#N/A	1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		#N/A	#N/A	#N/A
	본선 접합부	490.74	243.72		353.65	490.74	233.80	#N/A	#N/A	1.00	0.900 0.800	0.100	H19@250 + H19@250		#N/A	#N/A	#N/A
	본선 중앙부	357.48	182.46		244.31	357.48	186.57	#N/A	#N/A	1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		#N/A	#N/A	#N/A
	본선 중앙부	149.05	147.89		149.96	149.96	123.10	#N/A	#N/A	1.00	0.900 0.800	0.100	H19@250 + H19@250		#N/A	#N/A	#N/A
	램프 측구	272.24	165.57		190.07	272.24	102.83	#N/A	#N/A	1.00	0.371 0.271	0.100	H22@250 + H22@250 H22@250 + H22@250		#N/A	#N/A	#N/A
	본선 측구	379.15	168.38		266.98	379.15	290.22	#N/A	#N/A	1.00	0.731 0.631	0.100	H19@250 + H19@250		#N/A	#N/A	#N/A

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	Φ Mn(kN.m)	ΦVn(kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측 벽체	중앙부(-) Mmax	84.30	53.17	54.85	60.55	84.30	96.61	416.00		1.00	0.475 0.375	0.100	H22@250 + H22@250		4.93	1244.37	125.00
	중앙부(-) Pmax	34.63	53.17	69.58	60.55	34.63	96.61	549.60		1.00	0.475 0.375	0.100	H22@250 + H22@250		15.87	1244.37	125.00
	하단부 Mmax	278.50	174.10	103.45	207.84	278.50	158.73	425.04		1.00	0.500 0.400	0.100	H22@250 + H22@250		1.53	285.70	125.00
	하단부 Pmax	278.50	174.10	103.45	207.84	278.50	158.73	425.04		1.00	0.500 0.400	0.100	H22@250 + H22@250		1.53	285.70	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	Φ Mn(kN. m)	ΦVn(kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
연결부 벽체	중앙부 Mmax	318.81	263.23	110.99	268.63	318.81	247.47	609.40		1.00	0.800 0.700	0.100	H19@250 + H19@250	H19@150 - 2EA	1.91	372.77	125.00
	중앙부 Pmax	318.81	263.23	112.41	268.63	268.63	247.47	625.56		1.00	0.800 0.700	0.100	H19@250 + H19@250	H19@150 - 2EA	2.33	372.77	125.00
	중앙부(-) Mmax	458.64	251.34	88.84	343.57	458.64	292.53	575.56		1.00	0.800 0.700	0.100	H19@250 + H19@250	H19@150 - 2EA	1.25	401.11	125.00
	중앙부(-) Pmax	458.64	251.34	94.10	343.57	343.57	292.53	592.93		1.00	0.800 0.700	0.100	H19@250 + H19@250	H19@150 - 2EA	1.73	401.11	125.00

12. 단면설계

12.1 하부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
313.760	102.830	192.610	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 20.364 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 313760000 = 0

∴ Required As = 1168.400 ㎟ [p = 0.00146]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1557.867 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 23.958 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 23.958) / 23.958

= 0.0972

· ε_t = 0.0972 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 813.914 kN.m > Mu = 313.760 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 102.830 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN > Vu = 102.830 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00387

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.207

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 165.817 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.119 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 83.516 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 83.516 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 720.437 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 754.349 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 720.437 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
182.560	35.170	97.930	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 11.493 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 182560000 = 0

∴ Required As = 659.428 ㎟ [p = 0.0008]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 879.237 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As =			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 13.522 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 13.522) / 13.522

= 0.1789

· ε_t = 0.1789 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 623.444 kN.m > Mu = 182.560 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 35.170 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 35.170 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.958 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.729 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 55.416 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 55.416 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1718.494 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1515.795 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1515.795 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
278.930	144.360	211.530	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 17.627 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 278930000 = 0

∴ Required As = 1011.336 ㎟ [p = 0.00123]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1348.448 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As =			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 20.737 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 20.737) / 20.737

= 0.1156

· ε_t = 0.1156 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 623.444 kN.m > Mu = 278.930 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 144.360 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 144.360 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.958 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.734 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 119.700 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 119.700 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 481.643 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 526.315 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 481.643 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
490.740	233.800	243.720	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 32.089 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 490740000 = 0

∴ Required As = 1841.116 ㎟ [p = 0.0023]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2454.821 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**N.G**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 37.752 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 37.752) / 37.752

= 0.0606

· ε_t = 0.0606 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 607.859 kN.m > Mu = 490.740 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 233.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN > Vu = 233.800 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00287

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.181

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 144.977 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.473 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 141.464 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 141.464 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 330.428 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 445.342 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 330.428 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부(+)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
357.480	186.570	182.460	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 22.661 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 357480000 = 0

∴ Required As = 1300.175 ㎟ [p = 0.00159]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1733.566 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As =			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 26.660 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 26.660) / 26.660

= 0.0893

· ε_t = 0.0893 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 623.444 kN.m > Mu = 357.480 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 186.570 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 186.570 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.958 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.221 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 103.250 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 103.250 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 840.698 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 813.558 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 813.558 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 본선중앙부(-)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
149.960	123.100	147.890	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 9.668 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 149960000 = 0

∴ Required As = 554.675 ㎟ [p = 0.00069]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 739.567 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 11.374 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 11.374) / 11.374

= 0.2080

· ε_t = 0.2080 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 607.859 kN.m > Mu = 149.960 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 123.100 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN > Vu = 123.100 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00287

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.181

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 144.977 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.714 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 85.841 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 85.841 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 691.144 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 733.915 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 691.144 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	371.000	221.000	221.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
272.240	102.830	165.570	150.000	0.86	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 76.329 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 75140.000 As - 272240000 = 0

∴ Required As = 4379.379 ㎟ [p = 0.01982]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 4856.475 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 773.500 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 717.719 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 773.500 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5839.172 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6193.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 89.799 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (221.000 - 89.799) / 89.799

= 0.0044

· ε_t = 0.0044 , 0.002 < εt < 0.005 이므로 변화구간 단면 ⇒ Øf = 0.858878 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 355.399 kN.m > Mu = 272.240 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 143.544 kN > Vu = 102.830 kN

· 1/2·Øv·Vc = 71.772 kN < Vu = 102.830 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.02803

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.460

· j = 1 - k / 3 = 0.847

· x = k·d = 101.706 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 17.402 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 142.879 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 202.764 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 165.882 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 310.705 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 165.882 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	731.000	631.000	631.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
379.150	290.220	168.380	100.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 31.593 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 214540.000 As - 379150000 = 0

∴ Required As = 1812.647 ㎟ [p = 0.00287]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13866.225 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2208.500 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2049.233 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2208.500 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2416.863 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As =			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 37.168 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (631.000 - 37.168) / 37.168

= 0.0479

· ε_t = 0.0479 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 476.16 kN.m > Mu = 379.150 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 437.170 kN > Vu = 290.220 kN

· 1/2·Øv·Vc = 218.585 kN < Vu = 290.220 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00363

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.202

· j = 1 - k / 3 = 0.933

· x = k·d = 127.151 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.500 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 124.808 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 124.808 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 404.717 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 504.774 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 404.717 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 램프-벽체 단면검토

12.2.1 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	84.300	96.610	54.850	53.170
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	475.000	375.000	100.000	80.000	375.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1536.919	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0098] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 225.000 mm

· a = β1·c = 191.250 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10901250 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 231.796 mm

· d" = X - H + d = 131.796 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4389.188 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3734.292 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 906.293 kN.m

· eb = Mb / Pb = 242.695 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 68.881 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 81.036 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 7.672 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 318.439 kN

$\therefore \quad a \quad = \quad 68.881 \quad mn \Rightarrow$ **가정한 a와 일치** $\therefore$ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1580.819 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -23.656 kN

· Ts = fs·As = 1238.720 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 531.384 kN.m

· e' = e + X - dc = 1668.715 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (375.000 - 81.036) / 81.036

= 0.01088

· ε_t = 0.0109 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 270.673 kN > Pu = 54.850 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 416.002 kN.m > Mu = 84.300 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 245.579 kN > Vu = 96.610 kN

· 1/2·Øv·Vc = 122.790 kN > Vu = 96.610 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00826

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.287

· j = 1 - k / 3 = 0.904

· x = k·d = 107.625 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.914 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 50.628 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 50.628 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1332.963 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1244.371 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1244.371 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	34.630	96.610	69.580	53.170
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	475.000	375.000	100.000	80.000	375.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
497.700	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0098] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 225.000 mm

· a = β1·c = 191.250 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10901250 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 231.796 mm

· d" = X - H + d = 131.796 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4389.188 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3734.292 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 906.293 kN.m

· eb = Mb / Pb = 242.695 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 99.356 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 116.889 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 189.355 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 1299.160 kN

∴ a = 99.356 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2280.220 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 257.662 kN

· Ts = fs·As = 1238.720 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 817.816 kN.m

· e' = e + X - dc = 629.496 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (375.000 - 116.889) / 116.889

= 0.00662

· ε_t = 0.0066 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 1104.286 kN > Pu = 69.580 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 549.604 kN.m > Mu = 34.630 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 246.118 kN > Vu = 96.610 kN

· 1/2·Øv·Vc = 123.059 kN > Vu = 96.610 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00826

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.287

· j = 1 - k / 3 = 0.904

· x = k·d = 107.625 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.914 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 50.628 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 50.628 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1332.963 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1244.371 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1244.371 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	278.500	158.730	103.450	174.100
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	400.000	100.000	80.000	400.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2692.122	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0093] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 240.000 mm

· a = β1·c = 204.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 243.961 mm

· d" = X - H + d = 143.961 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4681.800 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4026.904 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1002.283 kN.m

· eb = Mb / Pb = 248.897 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 65.294 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 76.817 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -24.865 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 185.744 kN

∴ a = 65.294 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1498.497 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -74.037 kN

· Ts = fs·As = 1238.720 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 526.786 kN.m

· e' = e + X - dc = 2836.083 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000003 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (400.000 - 76.817) / 76.817

= 0.01262

· ε_t = 0.0126 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 157.882 kN > Pu = 103.450 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 425.038 kN.m > Mu = 278.500 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 263.647 kN > Vu = 158.730 kN

· 1/2·Øv·Vc = 131.824 kN < Vu = 158.730 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00774

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.279

· j = 1 - k / 3 = 0.907

· x = k·d = 111.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.600 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 154.960 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 154.960 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 285.696 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 406.557 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 285.696 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	278.500	158.730	103.450	174.100
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	400.000	100.000	80.000	400.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2692.122	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0093] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 240.000 mm

· a = β1·c = 204.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 243.961 mm

· d" = X - H + d = 143.961 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4681.800 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4026.904 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1002.283 kN.m

· eb = Mb / Pb = 248.897 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 65.294 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 76.817 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -24.865 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 185.744 kN

∴ a = 65.294 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1498.497 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -74.037 kN

· Ts = fs·As = 1238.720 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 526.786 kN.m

· e' = e + X - dc = 2836.083 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000003 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (400.000 - 76.817) / 76.817

= 0.01262

· ε_t = 0.0126 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 157.882 kN > Pu = 103.450 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 425.038 kN.m > Mu = 278.500 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 263.647 kN > Vu = 158.730 kN

· 1/2·Øv·Vc = 131.824 kN < Vu = 158.730 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00774

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.279

· j = 1 - k / 3 = 0.907

· x = k·d = 111.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.600 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 154.960 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 154.960 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 285.696 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 406.557 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 285.696 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 연결부 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	318.810	247.470	110.990	263.230
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	700.000	100.000	80.000	700.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2872.421	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0061] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 420.000 mm

· a = β1·c = 357.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 402.653 mm

· d" = X - H + d = 302.653 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8193.150 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8245.218 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2377.986 kN.m

· eb = Mb / Pb = 288.408 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 61.046 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 71.819 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -68.351 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 249.596 kN

∴ a = 61.046 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1401.006 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -234.607 kN

· Ts = fs·As = 916.800 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 792.485 kN.m

· e' = e + X - dc = 3175.074 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000003 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - 71.819) / 71.819

= 0.02624

· ε_t = 0.0262 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 212.157 kN > Pu = 110.990 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 609.404 kN.m > Mu = 318.810 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 459.169 kN > Vu = 247.470 kN

· 1/2·Øv·Vc = 229.585 kN < Vu = 247.470 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00327

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.192

· j = 1 - k / 3 = 0.936

· x = k·d = 134.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.978 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 175.286 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 175.286 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 372.771 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 479.217 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 372.771 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 연결부 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	268.630	247.470	112.410	263.230
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	700.000	100.000	80.000	700.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2389.734	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0061] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 420.000 mm

· a = β1·c = 357.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 402.653 mm

· d" = X - H + d = 302.653 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8193.150 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8245.218 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2377.986 kN.m

· eb = Mb / Pb = 288.408 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 62.200 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 73.177 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -55.946 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 307.963 kN

∴ a = 62.200 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1427.490 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -202.731 kN

· Ts = fs·As = 916.800 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 829.155 kN.m

· e' = e + X - dc = 2692.387 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000002 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - 73.177) / 73.177

= 0.02570

· ε_t = 0.0257 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 261.769 kN > Pu = 112.410 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 625.558 kN.m > Mu = 268.630 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 459.227 kN > Vu = 247.470 kN

· 1/2·Øv·Vc = 229.614 kN < Vu = 247.470 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00327

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.192

· j = 1 - k / 3 = 0.936

· x = k·d = 134.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.978 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 175.286 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 175.286 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 372.771 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 479.217 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 372.771 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 연결부 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	458.640	292.530	88.840	251.340
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	700.000	100.000	80.000	700.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
5162.539	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0043] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 420.000 mm

· a = β1·c = 357.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 393.496 mm

· d" = X - H + d = 293.496 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8193.150 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7708.449 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2278.230 kN.m

· eb = Mb / Pb = 295.550 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 54.340 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 63.930 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -150.825 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 131.161 kN

∴ a = 54.340 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1247.103 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -199.146 kN

· Ts = fs·As = 916.800 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 715.618 kN.m

· e' = e + X - dc = 5456.035 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000008 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - 63.930) / 63.930

= 0.02985

· ε_t = 0.0299 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 111.487 kN > Pu = 88.840 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 575.556 kN.m > Mu = 458.640 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 458.270 kN > Vu = 292.530 kN

· 1/2·Øv·Vc = 229.135 kN < Vu = 292.530 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00327

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.192

· j = 1 - k / 3 = 0.936

· x = k·d = 134.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.708 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 167.368 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 167.368 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 401.110 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 501.888 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 401.110 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 연결부 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	343.570	292.530	94.100	251.340
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	700.000	100.000	80.000	700.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3651.116	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0043] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 420.000 mm

· a = β1·c = 357.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 393.496 mm

· d" = X - H + d = 293.496 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8193.150 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7708.449 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2278.230 kN.m

· eb = Mb / Pb = 295.550 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 55.902 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 65.767 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -129.844 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 191.056 kN

∴ a = 55.902 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1282.951 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -175.102 kN

· Ts = fs·As = 916.800 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 753.643 kN.m

· e' = e + X - dc = 3944.612 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000006 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - 65.767) / 65.767

= 0.02893

· ε_t = 0.0289 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 162.398 kN > Pu = 94.100 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 592.934 kN.m > Mu = 343.570 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 458.483 kN > Vu = 292.530 kN

· 1/2·Øv·Vc = 229.242 kN < Vu = 292.530 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00327

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.192

· j = 1 - k / 3 = 0.936

· x = k·d = 134.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.708 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 167.368 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 167.368 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 401.110 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 501.888 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 401.110 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

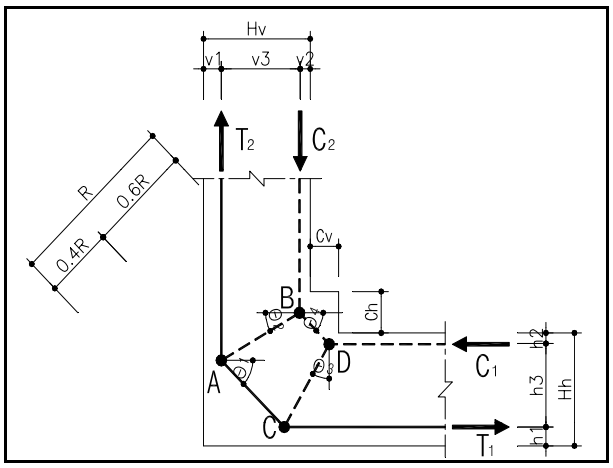
13. 우각부 보강검토

13.1 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	500.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	320.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	313.760 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1029.56 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

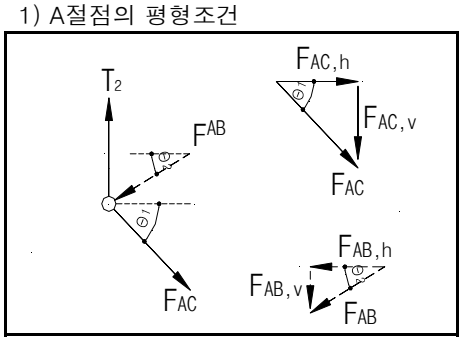
Θ_2 = 52.86°

Θ_3 = 1.80°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

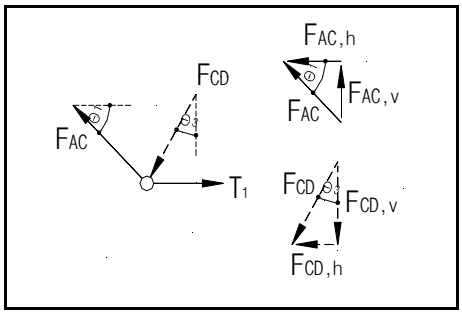
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{313.760}{0.720} =$ 435.778 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{313.760}{0.320} =$ 980.500 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 597.550 kN

식 ⑥ 으로부터

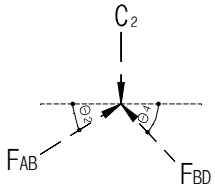
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 597.550 kN

따라서 F_{AC} = **597.550** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 699.901 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 597.550 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 422.739 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**597.550**	타이
AB	**-699.901**	스트럿
BD	**-597.550**	스트럿
CD	**-422.739**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 597.550 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{597,550.298}{0.85 \times 400} = 1,757.50 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(2 cycle)
	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**3,096.80**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 3,096.80 mm^2 > 1,757.50 mm^2 ……O.K

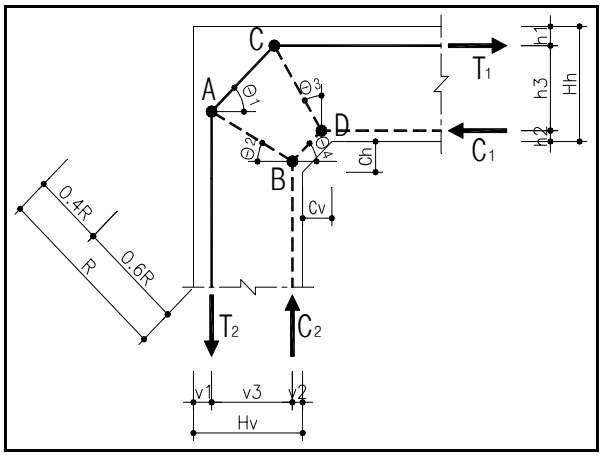
13. 우각부 보강검토

13.2 상부슬래브 (램프 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	278.930 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1555.63 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

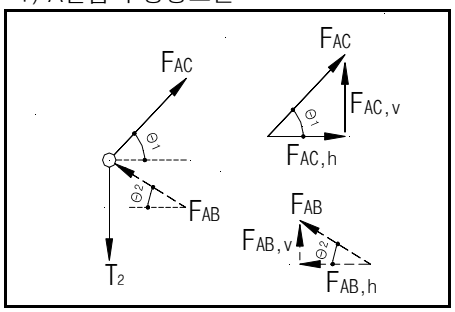
Θ_2 = 36.45°

Θ_3 = 26.44°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

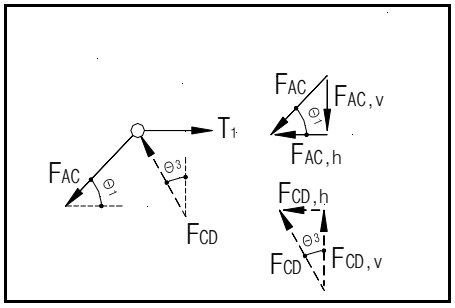
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow$ $F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{278.930}{0.720} =$ 387.403 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{278.930}{0.620} =$ 449.887 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 365.924 kN

식 ⑥ 으로부터

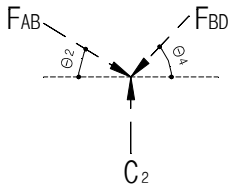
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 365.924 kN

따라서 $F_{AC} =$ **365.924** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 321.690 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 365.924 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 288.968 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	365.924	타이
AB	-321.690	스트럿
BD	-365.924	스트럿
CD	-288.968	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 365.924 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{365,924.480}{0.85 \times 400} = 1,076.25 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(2 cycle)
	= H	19	@	250	=	1,146.00	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**2,694.40**	mm^2	

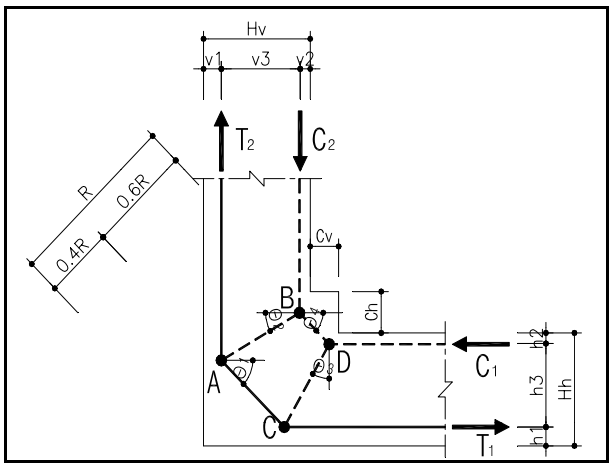
$A_{s,used}$ = 2,694.40 mm^2 > 1,076.25 mm^2 ……O.K

13.3 하부슬래브(본선 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	490.740 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1204.16 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

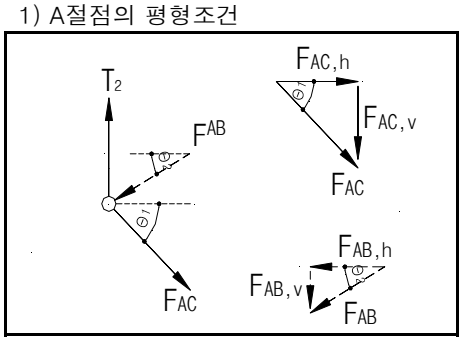
Θ_2 = 21.84°

Θ_3 = 11.65°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

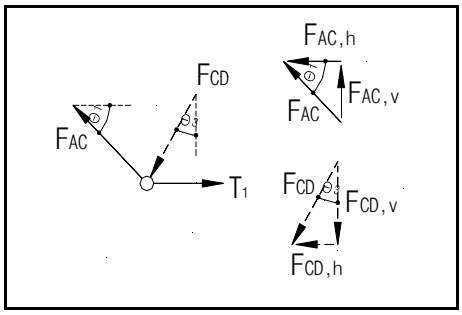
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{490.740}{0.720} =$ 681.583 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{490.740}{0.620} =$ 791.516 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 799.093 kN

식 ⑥ 으로부터

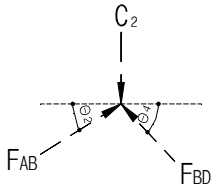
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 799.093 kN

따라서 F_{AC} = **799.093** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 608.740 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 799.093 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 576.937 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**799.093**	타이
AB	**-608.740**	스트럿
BD	**-799.093**	스트럿
CD	**-576.937**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 799.093 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{799,092.917}{0.85 \times 400} = 2,350.27 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	19	@	250	=	1,146.00	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**3,172.80**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 3,172.80 mm^2 > 2,350.27 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250	=					H		300			
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250	=					H		300			
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1600.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 지지력 검토

15.1 하중 산정 : 램프

15.1.1 고정하중

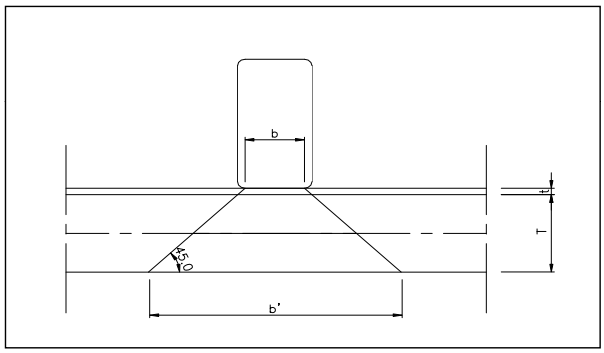
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 555.22 / 16.824 = 33.001 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

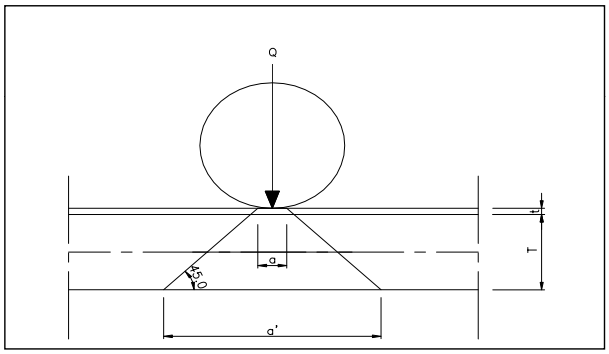


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.048 kN/m^2

15.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 33.001 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 19.048

= 52.049 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 52.049 kN/m^2 < Qa = 480.640 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

15.3 하중 산정 : 본선

15.3.1 고정하중

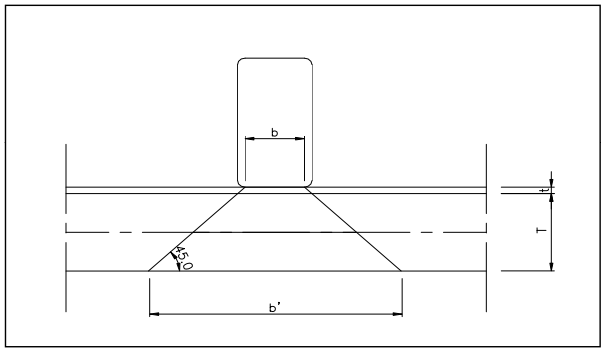
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 491.60 / 19.100 = 25.738 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

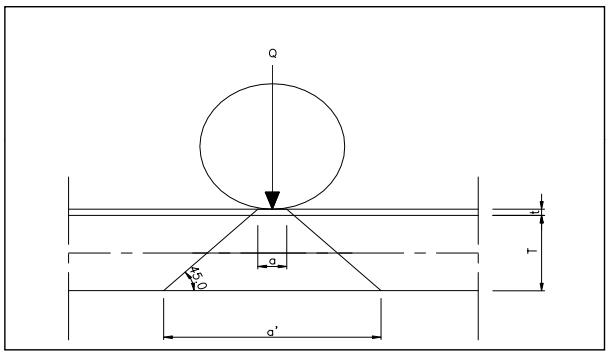


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.048 kN/m^2

15.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 25.738 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 19.048

= 44.786 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

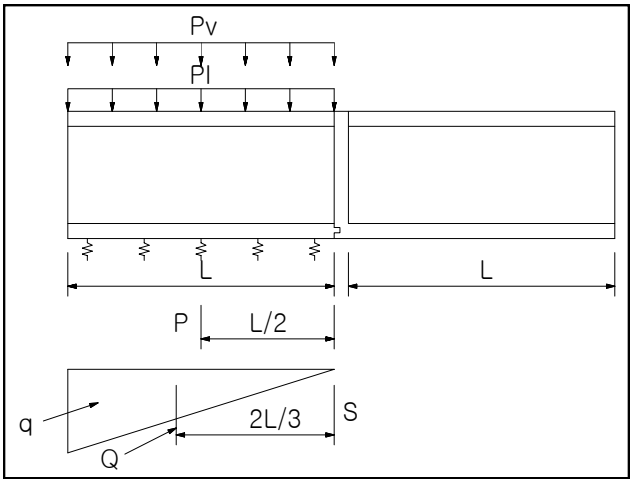
Qmax = 44.786 kN/m^2 < Qa = 544.940 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16. 신축이음부 검토

16-1. 램프

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt

= 9.212 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 : 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN

S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN

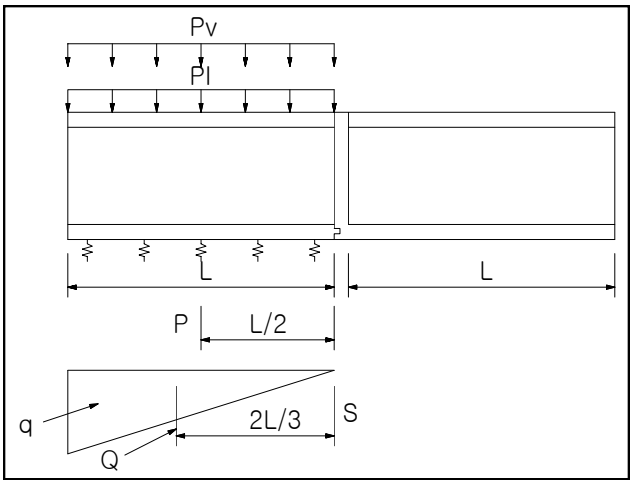
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 80 EA = 794.2 x 80 = 63,536 mm²

16-2. 본선

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 19.1 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN

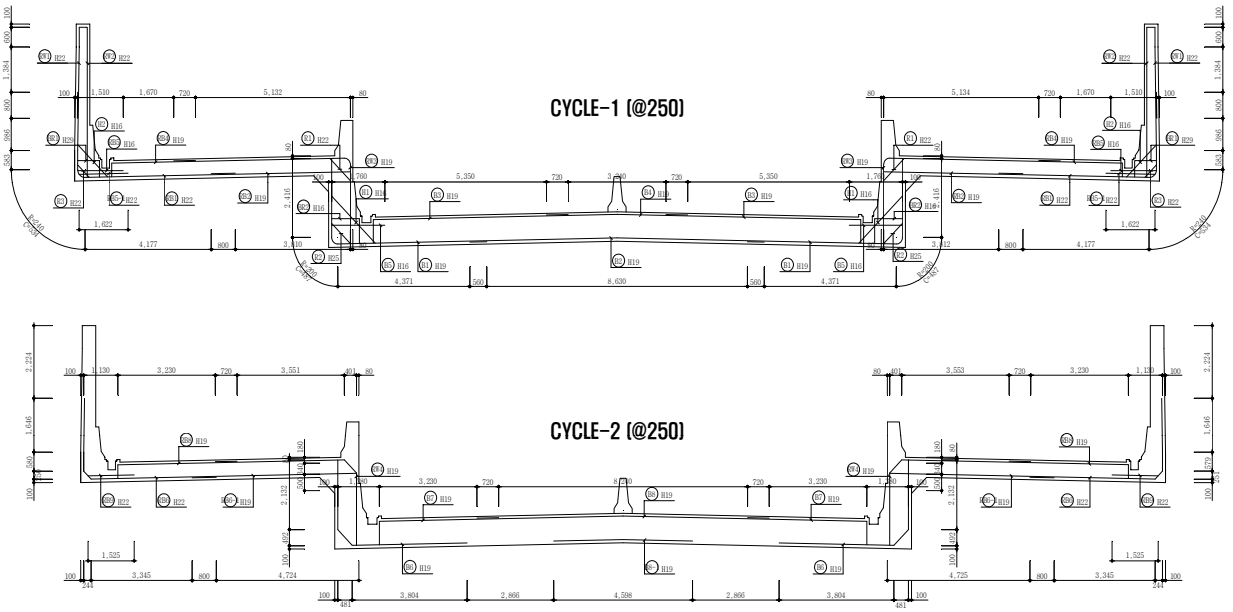
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN

(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 156 EA = 794.2 x 156 = 123,895 mm²

16. 주철근조립도



국회대로 지하차도

STA.0+445.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3
② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3
③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3
④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3
토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3
⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)
2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 5.3 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]
② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행
② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간벽체	외측벽체
상면(벽체외측)	100	80	80	100
하면(벽체내측)	80	100	80	80

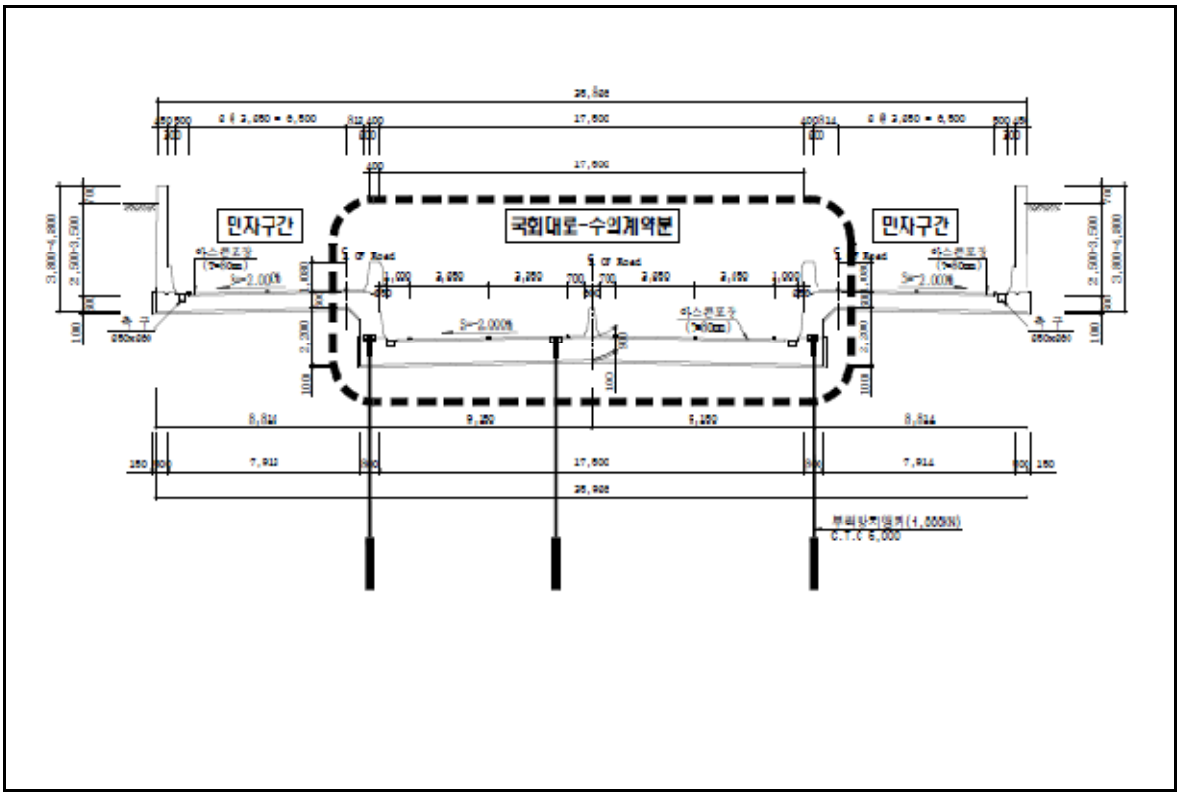
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

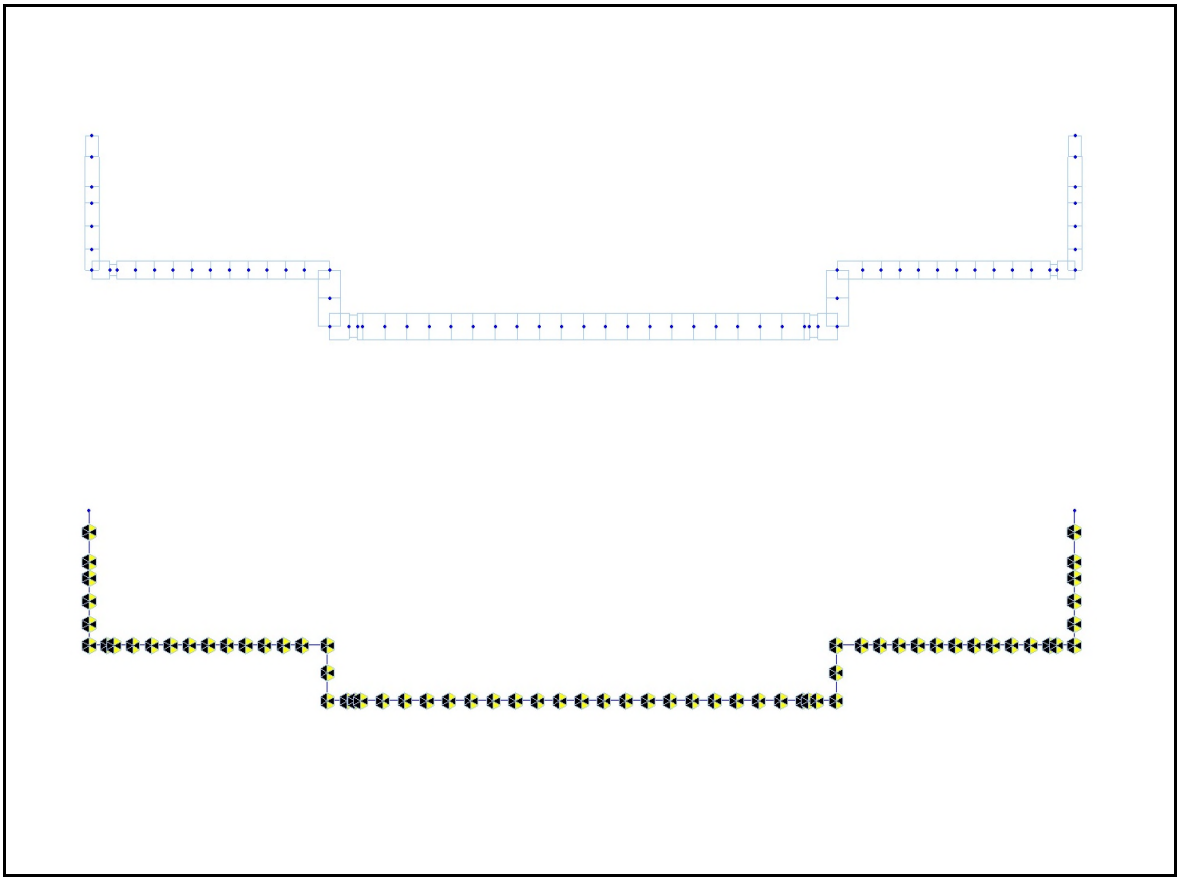
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.000	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	7.000	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	18.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	3.000	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 16.826 m = 16.826 m = 6.246 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,386	28,148	4,462	9,383	107,168	5,229	10,995	1,743	3,665
퇴적층(자갈층)	987,663	48,191	101,332	16,064	33,777	385,806	18,825	39,583	6,275	13,194
풍화토	2,201,831	107,433	225,904	35,811	75,301	860,090	41,966	88,244	13,989	29,415
풍화암	5,043,990	246,110	517,504	82,037	172,501	1,970,308	96,137	202,150	32,046	67,383
연 암	18,933,228	923,804	1,942,514	307,935	647,505	7,395,792	360,861	758,794	120,287	252,931
보통암	15,536,147	758,051	1,593,980	252,684	531,327	6,068,807	296,114	622,648	98,705	207,549
경 암	59,590,479	2,907,583	6,113,872	969,194	2,037,957	23,277,531	1,135,775	2,388,231	378,592	796,077

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	12,172	23,102	4,057	7,701	107,168	4,755	9,024	1,585	3,008
퇴적층(자갈층)	987,663	43,820	83,169	14,607	27,723	385,806	17,117	32,488	5,706	10,829
풍화토	2,201,831	97,690	185,412	32,563	61,804	860,090	38,160	72,426	12,720	24,142
풍화암	5,043,990	223,790	424,744	74,597	141,581	1,970,308	87,418	165,916	29,139	55,305
연 암	18,933,228	840,022	1,594,329	280,007	531,443	7,395,792	328,134	622,785	109,378	207,595
보통암	15,536,147	689,302	1,308,267	229,767	436,089	6,068,807	269,258	511,042	89,753	170,347
경 암	59,590,479	2,643,886	5,017,993	881,295	1,672,664	23,277,531	1,032,768	1,960,153	344,256	653,384

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	48,191	16,064	0.500	0.648	27,662	9,221	30 57
퇴적층(자갈층)	48,191	16,064	0.648	0.250	21,638	7,213	31 56
퇴적층(자갈층)	48,191	16,064	0.250	0.676	22,322	7,441	32 55
퇴적층(자갈층)	48,191	16,064	0.676	0.676	32,596	10,865	33 TO 41 46 TO 54
퇴적층(자갈층)	48,191	16,064	0.676	0.900	37,984	12,661	42 45
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.800	0.700	32,865	10,955	1 27
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.700	0.300	21,910	7,303	2 26
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.300	0.200	10,955	3,652	3 25
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.200	0.795	21,801	7,267	4 24
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.795	0.795	34,837	11,612	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	68
매립층	28,148	9,383	0.700	0.775	20,759	6,920	66
매립층	28,148	9,383	0.775	0.775	21,814	7,271	64
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.775	0.775	78,533	26,178	62
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.775	0.775	78,533	26,178	60
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.775	0.700	74,733	24,911	58
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.700	0.600	65,866	21,955	30
퇴적층(자갈층)	83,169	27,723	0.600	0.941	64,082	21,361	43
퇴적층(자갈층)	83,169	27,723	0.941	0.941	78,262	26,087	28
퇴적층(자갈층)	83,169	27,723	0.941	0.900	76,557	25,519	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	69
매립층	28,148	9,383	0.700	0.775	20,759	6,920	67
매립층	28,148	9,383	0.775	0.775	21,814	7,271	65
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.775	0.775	78,533	26,178	63
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.775	0.775	78,533	26,178	61
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.775	0.700	74,733	24,911	59
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.700	0.600	65,866	21,955	57
퇴적층(자갈층)	83,169	27,723	0.600	0.941	64,082	21,361	44
퇴적층(자갈층)	83,169	27,723	0.941	0.941	78,262	26,087	29
퇴적층(자갈층)	83,169	27,723	0.941	0.900	76,557	25,519	27

* 붕괴방지수준

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 매립층]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	18,825	6,275	0.500	0.648	10,805	3,602	30 57
퇴적층(자갈층)	18,825	6,275	0.648	0.250	8,452	2,817	31 56
퇴적층(자갈층)	18,825	6,275	0.250	0.676	8,720	2,907	32 55
퇴적층(자갈층)	18,825	6,275	0.676	0.676	12,733	4,244	33 TO 41 46 TO 54
퇴적층(자갈층)	18,825	6,275	0.676	0.900	14,837	4,946	42 45
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.800	0.700	12,838	4,279	1 27
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.700	0.300	8,559	2,853	2 26
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.300	0.200	4,279	1,426	3 25
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.200	0.795	8,516	2,839	4 24
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.795	0.795	13,608	4,536	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	68
매립층	10,995	3,665	0.700	0.775	8,109	2,703	66
매립층	10,995	3,665	0.775	0.775	8,521	2,840	64
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.775	0.775	30,677	10,226	62
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.775	0.775	30,677	10,226	60
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.775	0.700	29,192	9,731	58
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.700	0.600	25,729	8,576	30
퇴적층(자갈층)	32,488	10,829	0.600	0.941	25,032	8,344	43
퇴적층(자갈층)	32,488	10,829	0.941	0.941	30,571	10,190	28
퇴적층(자갈층)	32,488	10,829	0.941	0.900	29,905	9,968	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	69
매립층	10,995	3,665	0.700	0.775	8,109	2,703	67
매립층	10,995	3,665	0.775	0.775	8,521	2,840	65
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.775	0.775	30,677	10,226	63
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.775	0.775	30,677	10,226	61
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.775	0.700	29,192	9,731	59
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.700	0.600	25,729	8,576	57
퇴적층(자갈층)	32,488	10,829	0.600	0.941	25,032	8,344	44
퇴적층(자갈층)	32,488	10,829	0.941	0.941	30,571	10,190	29
퇴적층(자갈층)	32,488	10,829	0.941	0.900	29,905	9,968	27

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	-	-
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.13 = 0.074 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.13 = 0.182 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

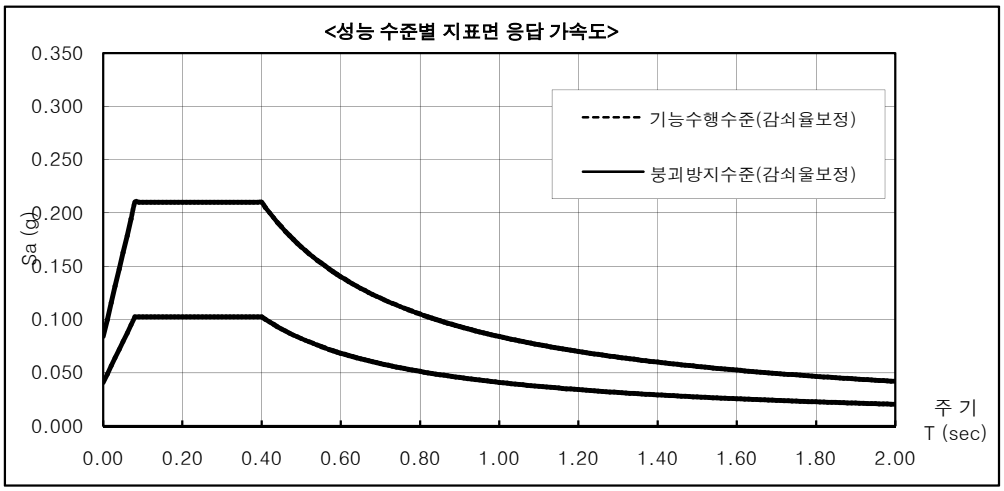
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

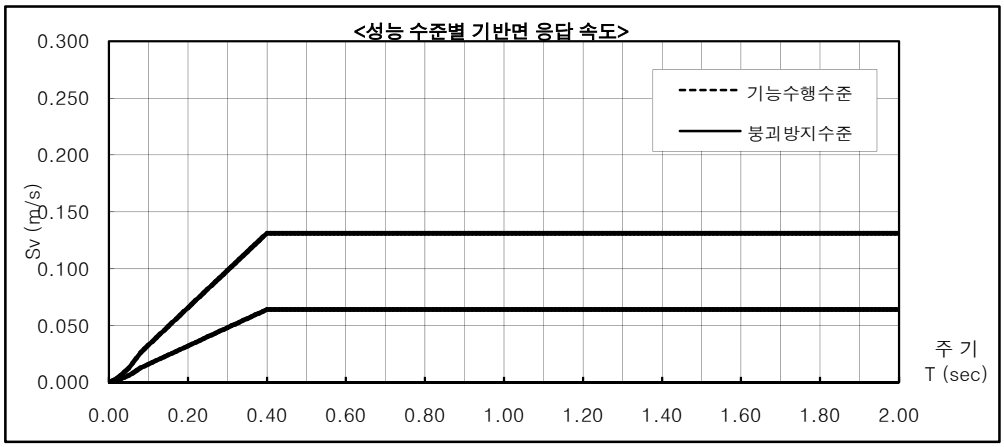
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
7.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.097
18.000	풍화토	-	424	0.170
3.000	풍화암	-	631	0.019
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.337

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.337 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.098 g = 0.959 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
7.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.097
18.000	풍화토	-	424	0.170
3.000	풍화암	-	631	0.019
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.337

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.337 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.200 g = 1.963 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

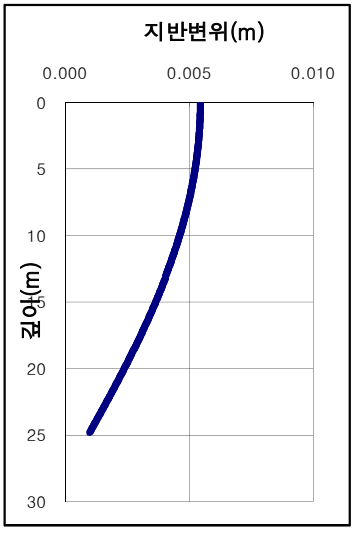
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.13 m, H_1 = 27.0 m, H_2 = 3.0 m, γ_1 = 19.6, γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 369 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.55

ω_0 = 20.735 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.128 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.42 sec

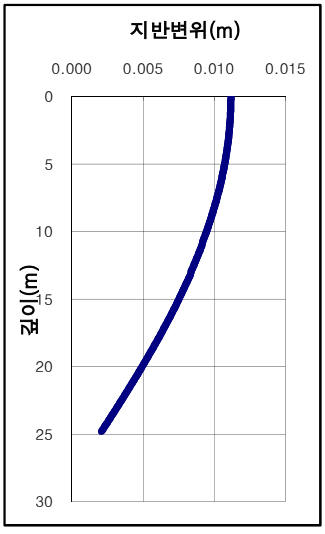
$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.005454 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.128m)

= 0.005107 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.128 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.42 sec

$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.011168 m

$U(Z_B)$=U(Z=6.246m)

= 0.010458 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,462 \times 0.005454 = \mathbf{24.334}$ kN/m^2 (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 1,743 \times 0.011168 = \mathbf{19.465}$ kN/m^2 (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	68	0.000	0.005454	0.005107	0.000347	0	0.000
	66	0.700	0.005449	0.005107	0.000343	28,148	9.642
	64	1.475	0.005435	0.005107	0.000328	28,148	9.234
	62	2.250	0.005410	0.005107	0.000303	101,332	30.729
	60	3.025	0.005375	0.005107	0.000268	101,332	27.177
	58	3.800	0.005330	0.005107	0.000223	101,332	22.594
	30	4.500	0.005280	0.005107	0.000173	101,332	17.573
	43	4.500	0.005280	0.005107	0.000173	83,169	14.423
	28	5.441	0.005201	0.005107	0.000094	83,169	7.816
	1	6.382	0.005107	0.005107	0.000000	83,169	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	69	0.000	0.005454	0.005107	0.000347	0	0.000
	67	0.700	0.005449	0.005107	0.000343	28,148	9.642
	65	1.475	0.005435	0.005107	0.000328	28,148	9.234
	63	2.250	0.005410	0.005107	0.000303	101,332	30.729
	61	3.025	0.005375	0.005107	0.000268	101,332	27.177
	59	3.800	0.005330	0.005107	0.000223	101,332	22.594
	57	4.500	0.005280	0.005107	0.000173	101,332	17.573
	44	4.500	0.005280	0.005107	0.000173	83,169	14.423
	29	5.441	0.005201	0.005107	0.000094	83,169	7.816
	27	6.382	0.005107	0.005107	0.000000	83,169	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	68	0.000	0.011168	0.010458	0.000710	0	0.000
	66	0.700	0.011159	0.010458	0.000701	10,995	7.713
	64	1.475	0.011129	0.010458	0.000672	10,995	7.386
	62	2.250	0.011079	0.010458	0.000621	39,583	24.581
	60	3.025	0.011007	0.010458	0.000549	39,583	21.740
	58	3.800	0.010914	0.010458	0.000457	39,583	18.073
	30	4.500	0.010813	0.010458	0.000355	39,583	14.057
	43	4.500	0.010813	0.010458	0.000355	32,488	11.538
	28	5.441	0.010650	0.010458	0.000192	32,488	6.252
	1	6.382	0.010458	0.010458	0.000000	32,488	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	69	0.000	0.011168	0.010458	0.000710	0	0.000
	67	0.700	0.011159	0.010458	0.000701	10,995	7.713
	65	1.475	0.011129	0.010458	0.000672	10,995	7.386
	63	2.250	0.011079	0.010458	0.000621	39,583	24.581
	61	3.025	0.011007	0.010458	0.000549	39,583	21.740
	59	3.800	0.010914	0.010458	0.000457	39,583	18.073
	57	4.500	0.010813	0.010458	0.000355	39,583	14.057
	44	4.500	0.010813	0.010458	0.000355	32,488	11.538
	29	5.441	0.010650	0.010458	0.000192	32,488	6.252
	27	6.382	0.010458	0.010458	0.000000	32,488	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.231 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.615$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.784 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 2.892$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.231 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.615$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.784 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 2.892$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2: 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2: 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2: 단위면적당 부피 , Z = 8.128 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.878 = 1.464 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.878 = 3.596 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2: 단위면적당 부피 , Z = 6.246 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.906 = 1.511 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.906 = 3.711 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 좌측벽체 관성력

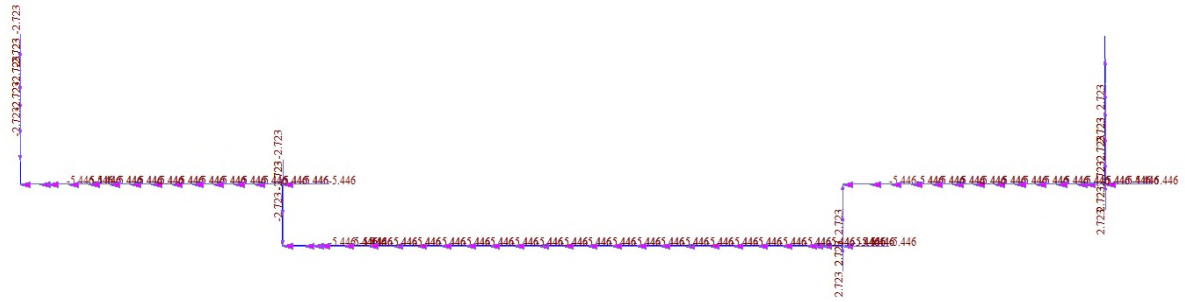
구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	68	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	66	0.700	0.446	25.0	0.074	0.182	0.990	0.817	2.007
	64	1.475	0.457	25.0	0.074	0.182	0.978	0.827	2.032
	62	2.250	0.468	25.0	0.074	0.182	0.966	0.837	2.057
	60	3.025	0.479	25.0	0.074	0.182	0.955	0.847	2.080
	58	3.800	0.490	25.0	0.074	0.182	0.943	0.856	2.102
	30	4.500	0.500	25.0	0.074	0.182	0.933	0.864	2.121
접합부	43	4.500	0.800	25.0	0.074	0.182	0.933	1.382	3.394
	28	5.441	0.800	25.0	0.074	0.182	0.918	1.361	3.343
	1	6.382	0.800	25.0	0.074	0.182	0.904	1.340	3.292

- 우측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	69	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	67	0.700	0.446	25.0	0.074	0.182	0.990	0.817	2.007
	65	1.475	0.457	25.0	0.074	0.182	0.978	0.827	2.032
	63	2.250	0.468	25.0	0.074	0.182	0.966	0.837	2.057
	61	3.025	0.479	25.0	0.074	0.182	0.955	0.847	2.080
	59	3.800	0.490	25.0	0.074	0.182	0.943	0.856	2.102
	57	4.500	0.500	25.0	0.074	0.182	0.933	0.864	2.121
접합부	44	4.500	0.800	25.0	0.074	0.182	0.933	1.382	3.394
	29	5.441	0.800	25.0	0.074	0.182	0.918	1.361	3.343
	27	6.382	0.800	25.0	0.074	0.182	0.904	1.340	3.292

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

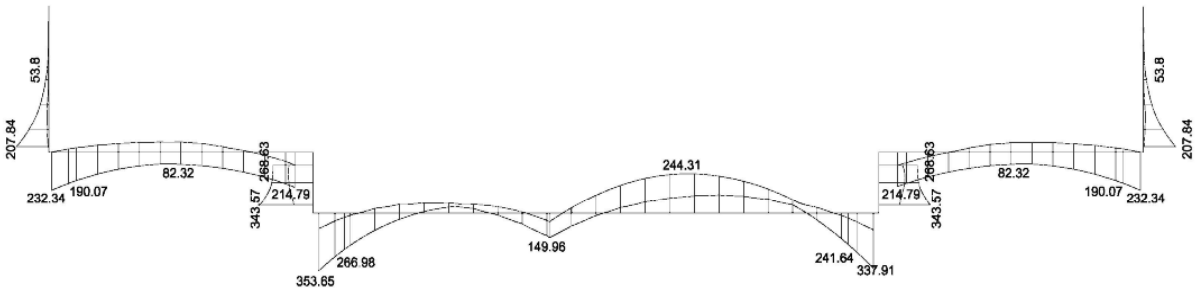
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

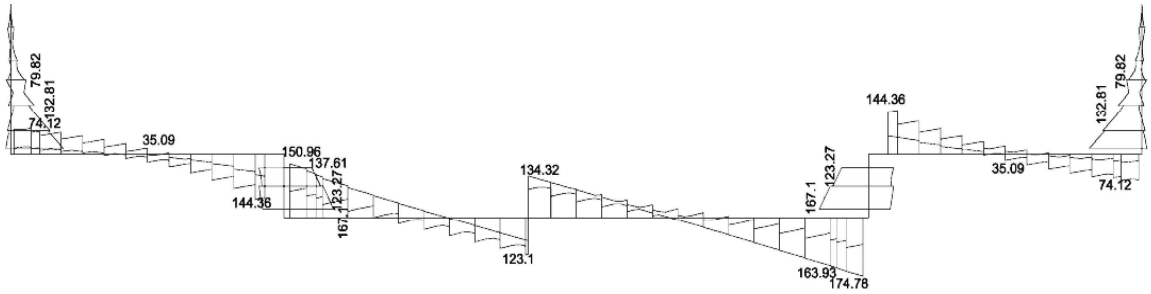
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	앵커하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15~20	LC21	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	1.000	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	1.000	

6. 단면력도

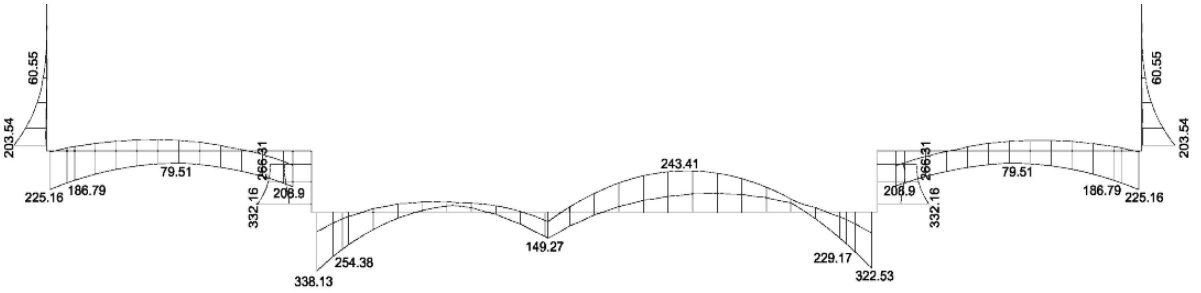
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



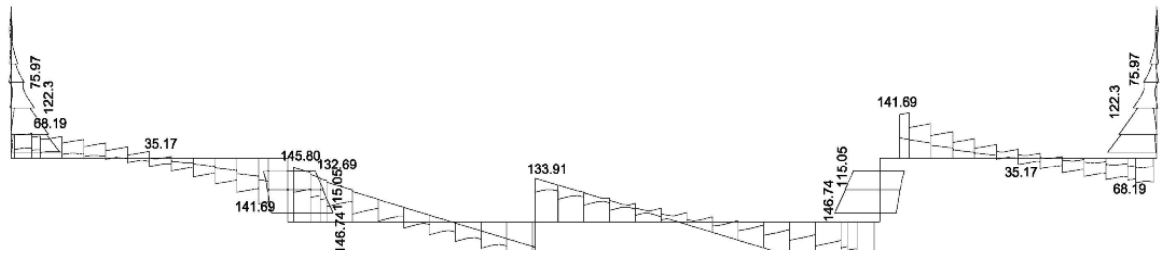
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	232.34	-	74.12	–
	램프중앙부	38	J[38]	82.32	-	35.09	–
	램프접합부	43	J[43]	214.79	-	144.36	–
	본선접합부	1	I[1]	353.65	-	174.78	–
	본선중앙부(+)	9	2/4	244.31	-	134.32	–
	본선중앙부(-)	14	I[14]	149.96	-	123.1	–
	램프측구	32	I[31]	190.07	-	74.12	–
	램프측구	2	I[2]	266.98	-	163.93	–

7.1.2 벽체: 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	61	I[60]	53.8	54.44	79.82	
		P_{max}	61	I[60]	53.8	54.44	79.82	
	하단	M_{max}	57	I[30]	207.84	83.1	132.81	
		P_{max}	57	I[30]	207.84	83.1	132.81	
연결부 벽체	중앙	M_{max}	29	J[43]	268.63	112.41	123.27	
		P_{max}	29	J[43]	268.63	112.41	123.27	
	중앙 부모멘트	M_{max}	27	I[1]	343.57	94.1	167.1	
		P_{max}	27	J[28]	343.57	94.1	167.1	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	225.16	-	68.19	–
	램프중앙부	38	J[38]	79.51	-	35.17	–
	램프접합부	43	J[43]	208.9	-	141.69	–
	본선접합부	1	I[1]	338.13	-	169.64	–
	본선중앙부(+)	9	2/4	243.41	-	133.91	–
	본선중앙부(–)	14	I[14]	149.27	-	122.68	–
	램프측구	32	I[31]	186.79	-	68.19	–
	램프측구	2	I[2]	254.38	-	159.03	–

8.1.2 벽체 : 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	61	I[60]	60.55	50.49	75.97	
		P_{max}	61	I[60]	60.55	50.49	75.97	
	하단	M_{max}	57	I[30]	203.54	75.2	122.3	
		P_{max}	57	I[30]	203.54	75.2	122.3	
연결부 벽체	중앙	M_{max}	29	J[43]	266.31	109.85	115.05	
		P_{max}	29	J[43]	266.31	109.85	115.05	
	중앙 부모멘트	M_{max}	27	I[1]	332.16	89.74	146.74	
		P_{max}	27	J[28]	332.16	89.74	146.74	

국회대로 지하차도

STA.0+465.000

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	퇴적층	58.21	510.68	O.K
본선	퇴적층	43.74	557.74	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
본 체	1818.029	1049.301	0.577	부력앵커 적용
	1818.029	2049.301	1.127	O.K

3. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 횡철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	566.67	345.04		406.39	566.67	339.38	778.25		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		1.37	287.53	125.00
	램프 중앙부	750.87	319.38		541.84	750.87	247.18	1005.09		1.00	0.700 0.620	0.080	H29@250 + H29@250		1.34	757.71	125.00
	램프 접합부	1327.77	294.69		763.26	1327.77	164.02	1549.63		1.00	0.700 0.620	0.080	H29@250 + H29@250 H25@250 + H25@250		1.17	1176.98	125.00
	본선 접합부	725.49	383.39		545.88	725.49	386.37	813.91		1.00	0.900 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		1.12	251.22	125.00
	본선 중앙부 (+)	585.42	292.15		399.01	585.42	195.75	623.44		1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		1.06	458.88	125.00
	본선 중앙부 (-)	168.58	167.17		168.45	168.58	170.23	607.86		1.00	0.900 0.800	0.100	H19@250 + H19@250		3.61	585.34	125.00
	램프 측구	400.58	216.99		263.11	400.58	339.38	461.26	534.25	1.00	0.470 0.370	0.100	H25@250 + H25@250	H16@150 - 2EA	1.15	267.08	125.00
	본선 측구	570.39	302.12		431.65	570.39	369.94	634.92		1.00	0.730 0.630	0.100	H22@250 + H22@250		1.11	247.02	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 횡철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
외측벽체	중앙부(-) Mmax	113.40	76.73	38.95	66.10	113.40	105.85	#NAME?		1.00	0.592 0.492	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	1480.85	125.00
	중앙부(-) Pmax	64.18	76.73	104.62	66.10	64.18	105.85	#NAME?		1.00	0.592 0.492	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	1480.85	125.00
	하단부 Mmax	559.97	349.48	140.85	406.43	559.97	238.31	#NAME?		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	281.07	125.00
	하단부 Pmax	559.97	349.48	140.85	406.43	559.97	238.31	#NAME?		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	281.07	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 횡철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
연결부벽체	중앙부(-) Mmax	798.87	176.72	126.73	410.12	798.87	1360.37	#NAME?	1543.69	1.00	0.800 0.700	0.100	H29@250 + H29@250	H22@150 - 2EA	#NAME?	1554.35	125.00
	중앙부(-) Pmax	177.99	176.72	205.03	179.97	177.99	1360.37	#NAME?	1546.87	1.00	0.800 0.700	0.100	H29@250 + H29@250	H22@150 - 2EA	#NAME?	1554.35	125.00
	중앙부(+) Mmax	473.13	322.62	205.03	392.52	473.13	1394.12	#NAME?	1546.87	1.00	0.800 0.700	0.100	H22@250 + H22@250	H22@150 - 2EA	#NAME?	267.84	125.00
	중앙부(+) Pmax	473.13	322.62	205.03	392.52	473.13	1394.12	#NAME?	1546.87	1.00	0.800 0.700	0.100	H22@250 + H22@250	H22@150 - 2EA	#NAME?	267.84	125.00

4. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

4.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250						H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250	=					H		300			
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250						H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1600.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 지지력검토
16. 신축이음부 검토
17. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 U-TYPE 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 0.000 m	GL -5.300m	모래	28MPa	지반조사보고서 참고

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	E_c = 8,500 x $\sqrt[3]{(\ fck + 4\ )}$ = 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.7 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

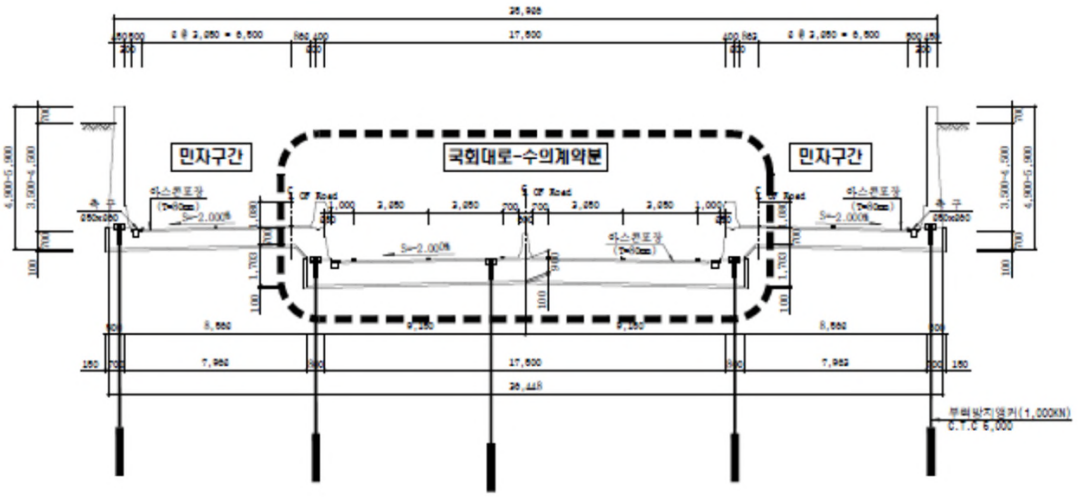
1.8 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

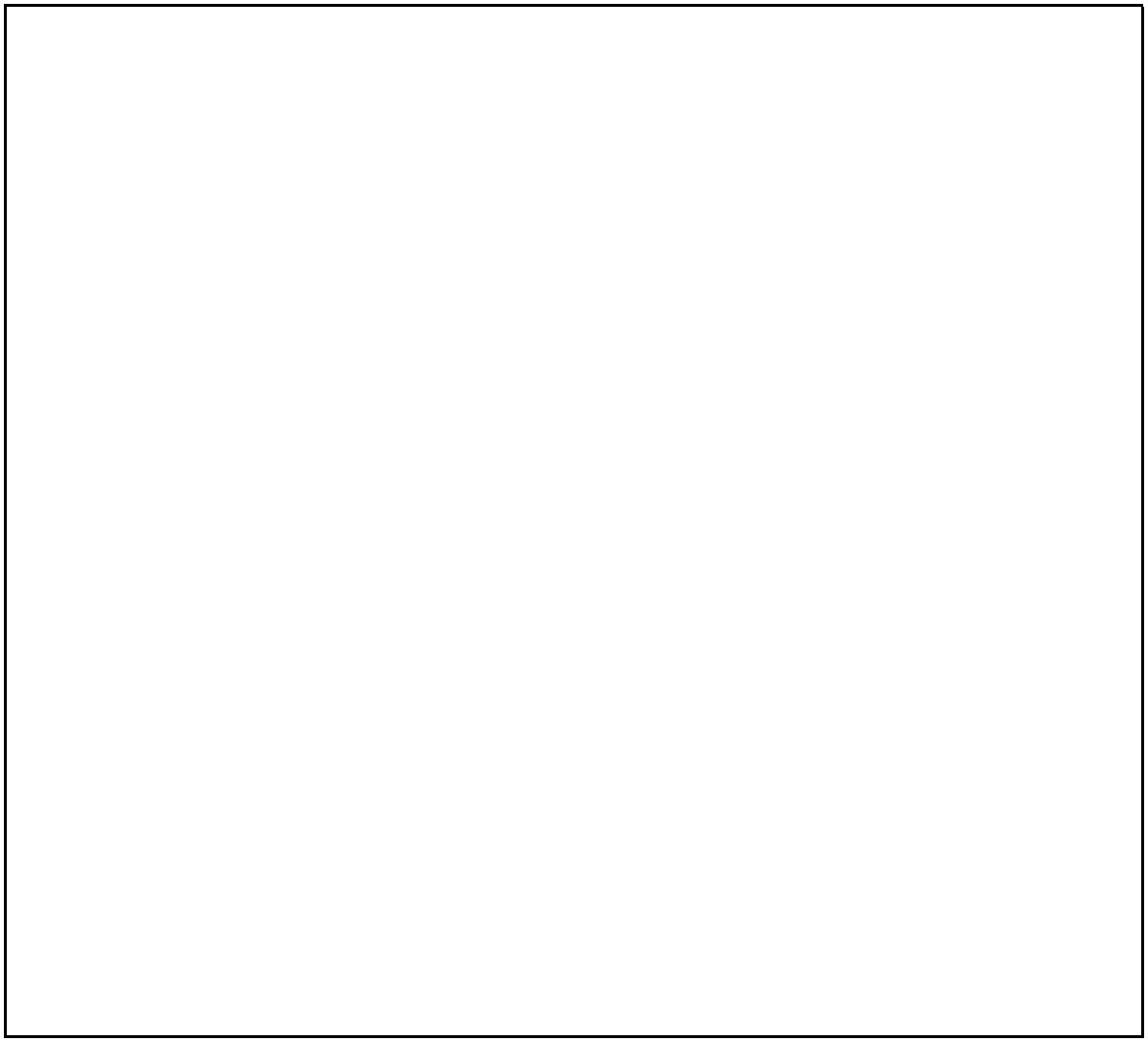
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


민자구간
국회대로-수의계약분
민자구간
CF Road
CF Road
아스콘포장
(T=80mm)
S=2.00%
17,500
7,980
7,980

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과 : 램프

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	191.000	987.985	지하수위를 4.702m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -5.3m)	292.039	987.985	F.S = 3.383 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	1,818.029	2,049.301	F.S = 1.127 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토

3.2.1 굴착고 : 6.829 m

3.2.2 부력 작용폭 : 19.100 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 19.100 m = 191.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 0.00 = 0.000 Hw kN/m

= 191.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 987.985 + 0.000 + 0.000 = 987.985 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W1 (구체자중) : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.700	×	9.412	×	2	EA	=	329.420	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	5.200	×	2	EA	=	117.000	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.250	×	4.500	× 2 EA	=	28.125	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	× 2 EA	=	21.600	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	516.345	kN/m

(2) W1 (구체자중) : 본선

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	0.631	×	2	EA	=	25.240	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	471.640	kN/m

(3) W_2 (상재하중) : 없음

(4) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{987.985}{191.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 4.702\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 4.702m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하수위 : G.L-5.3m)

3.3.1 굴착고 : 6.829 m

3.3.2 부력 작용폭 : 19.100 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 1.529 × 19.100 = 292.039 KN/m

10.000 × 1.000 × 0.000 = 0.000 KN/m

= 292.039 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 987.985 + 0.000 + 0.000 = 987.985 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 987.985 KN/m

② 헌치

(0.000 × 0.000)× 1/2 × 2 EA × 0.000 = 0.000 kN/m

TOTAL = 987.985 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 0.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 0.000 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 0.000 × 0.000)× tan 20° = 0.000 kN/m

3.3.5 안정검토

$F_s = \frac{R}{U} = \frac{987.985}{292.039} = 3.383 \geq 1.200$ ∴ O.K

3.4 완공후 부력검토 (극한수위 : G.L -1.0m)

(1) 구체자중 : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.700	×	9.412	×	2	EA	=	329.420	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	5.200	×	2	EA	=	117.000	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.250	×	4.500	× 2 EA	=	28.125	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	× 2 EA	=	21.600	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	516.345	kN/m

(2) 구체자중 : 본선

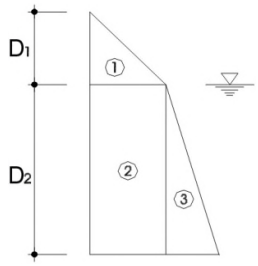
1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	0.631	×	2	EA	=	25.240	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	471.640	kN/m

(2) 연직하중

1)	아스팔트	23.000	kN/m^3	×	33.324	m	×	0.080	m			=	61.316	kN/m
						Σ						=	61.316	kN/m

(3) 측면마찰력 $[2\cdot C\cdot D] + [K_u\cdot\gamma\cdot D^2\cdot\tan\delta]$ 여기서 C=0 이므로 [2·C·D] 항목은 제외

토압분포



1) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1) \times (1/2) \times D_1 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 20.000 kN/m³ × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

2) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1) \times D_2 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 20.000 kN/m³ × 0.000 m) × 0.000 m

× 0.000 × 2 EA = - kN/m

3) $(K_o\cdot\gamma_{sub}\cdot D_2) \times (1/2) \times D_2 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 11.000 kN/m³ × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

Σ = - kN/m

(4) 양압력

양압력	:	10.000	KN/m³	×	4.200	m	×	17.224	m	= 723.408 kN/m
양압력	:	10.000	KN/m³	×	5.731	m	×	19.100	m	= 1,094.621 kN/m
							Σ			= 1,818.029 kN/m

(5) 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(\ 987.985 + 61.316 + 0.000\ )}{1818.029} = 0.577 < 1.05$$ **N.G**

∵ 부력앵커를 설치해야함

(6) 소요 부력 ANCHOR 작용력

Preq = 1818.029 × 1.05 − 1049.301 = 859.63 kN/m

(7) 사용 부력 ANCHOR 작용력

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

앵커 종방향 C.T.C : 5.00 m

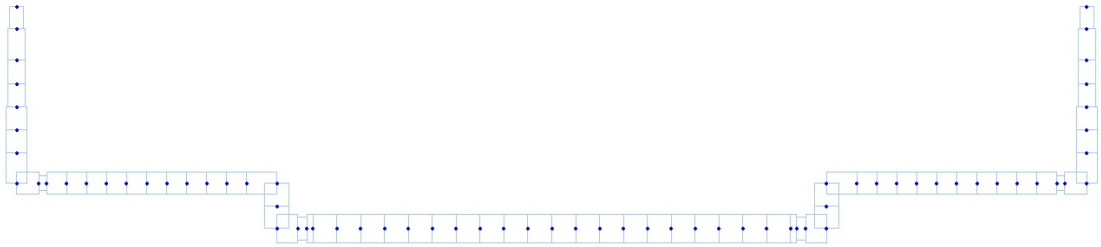
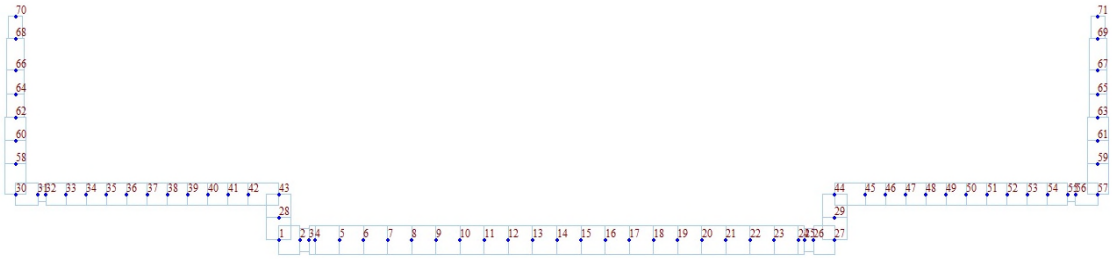
Puse = 1000.000 × 1.0 / 5.000 × 5 EA = 1000.00 kN/m > 859.63 kN/m

(8) 부력앵커 설치 후 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(\ 987.985 + 61.316 + 1000.000\ )}{1818.029} = 1.127 \geq 1.05$$ **O.K**

4. 해석모델링

4.1 Modeling

모델링

절점번호

부재번호


4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.900	0.700	0.0607500	램프 하부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	0.700	0.700	0.0285833	외측 벽체
	2	1.000	0.800	0.800	0.0426667	접합부 벽체

4.3 강역산정

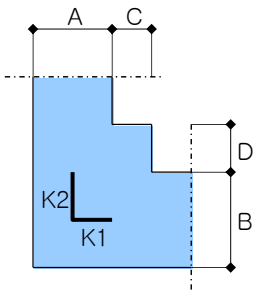
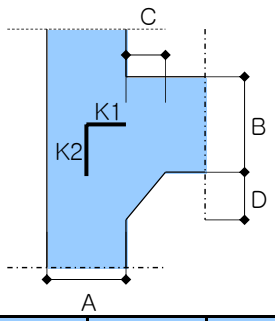
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

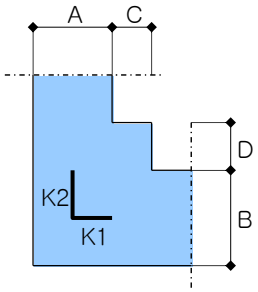
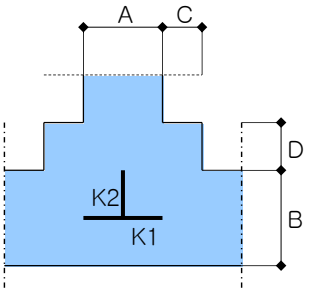
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

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

구분	단부			접합부		
하부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.700	m	A	0.800	m
	B	0.700	m	B	0.700	m
	C		m	C	0.500	m
	D		m	D	0.500	m
	Θ1		°	Θ1	45.000	°
	Θ2		°	Θ2	45.000	°
	K1	0.175	m	K1	0.550	m
	K2	0.175	m	K2	0.450	m

구분	단부				
하부슬래브 본선					
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.800	m	A		m
	B	0.900	m	B		m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.175	m	K1		m
	K2	0.250	m	K2		m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎡)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서, 아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(17.22 × 17.22) = 17.22 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (17.22 / 0.3) $^{-3/4}$ = 17,899 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.7000 + 0.7500) / 2 × 17,899	=	12,977	30 57
2	(0.7500 + 0.2500) / 2 × 17,899	=	8,950	31 56
3	(0.2500 + 0.6662) / 2 × 17,899	=	8,200	32 55
4	(0.6662 + 0.6662) / 2 × 17,899	=	11,925	33 TO41 46 TO 54
5	(0.6662 + 1.0000) / 2 × 17,899	=	14,912	42 45

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(19.10 × 19.10) = 19.10 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (19.10 / 0.3) $^{-3/4}$ = 16,564 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8000 + 0.7000) / 2 × 16,564	=	12,423	1 27
2	(0.7000 + 0.3000) / 2 × 16,564	=	8,282	2 26
3	(0.3000 + 0.2000) / 2 × 16,564	=	4,141	3 25
4	(0.2000 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	8,241	4 24
5	(0.7950 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	13,168	5 TO 23

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

· 방호벽(램프) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	×	1	EA	=	10.800	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	1	EA	=	0.750	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	1	EA	=	0.660	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	1	EA	=	0.263	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	1	EA	=	0.465	kN/m
											=	12.938	kN/m

· 중앙분리대(본선) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
											=	9.675	kN/m

6.2 활하중 ····· LC02~07

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2
· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2
· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [3.850 x 19.0] = **46.075** kN/m^2
· W_{h4} = 46.075 + 0.500 × [1.431 x 19.0] = **59.670** kN/m^2

6.4토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2
· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2
· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [3.850 x 10.0] = **28.750** kN/m^2
· W_{h4} = 28.750 + 0.500 × [1.431 x 10.0] = **35.905** kN/m^2

6.5 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W1}) : 양수압

· W_{W1} = (3.85 + 0.000 + 0.00) × 10.0 = **38.500** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W2} = (3.85 + 1.431 + 0.00) × 10.0 = **52.810** kN/m^2

6.6 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

· W_{w2} = 0.000 + (0.000) x 10.0 = **0.000** kN/m^2

· W_{w3} = 0.000 + (1.000) x 10.0 = **10.000** kN/m^2

· W_{w4} = 10.000 + (3.850) x 10.0 = **48.500** kN/m^2

· W_{w5} = 48.500 + (1.431) x 10.0 = **62.810** kN/m^2

6.7 앵커하중 ····· LC21

단위 M당 작용하중 = 앵커력 / 앵커의 종방향 C.T.C

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

P = 1000.0 / 5.00 = **200.000** kN/m

6.8 풍하중 ····· LC22

방음벽 높이 = 4.0 m

Fw = 4.0 x 0.70 = **2.800** kN/m

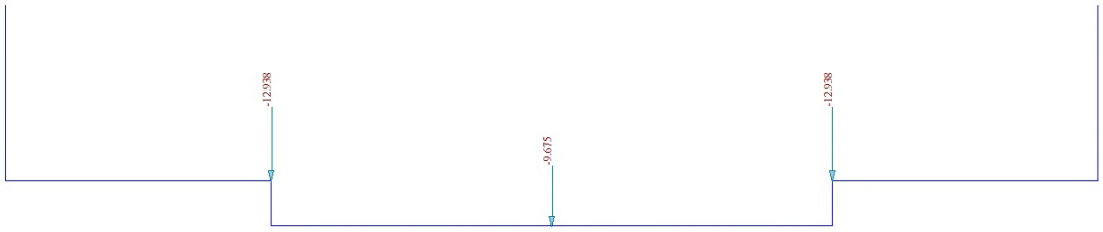
Mw = 2.8 x 4.00 / 2 = **5.600** kN*m/m

Mw = 5.6 x 4.00 (지주간격) = **22.400** kN*m/m

Vw = 1.561 = **1.561** kN/m

7. 하중재하도

LC1. 고정하중(자중)



프로그램내에서 자동 계산

방호벽 및 중분대는 집중하중으로 재하

LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



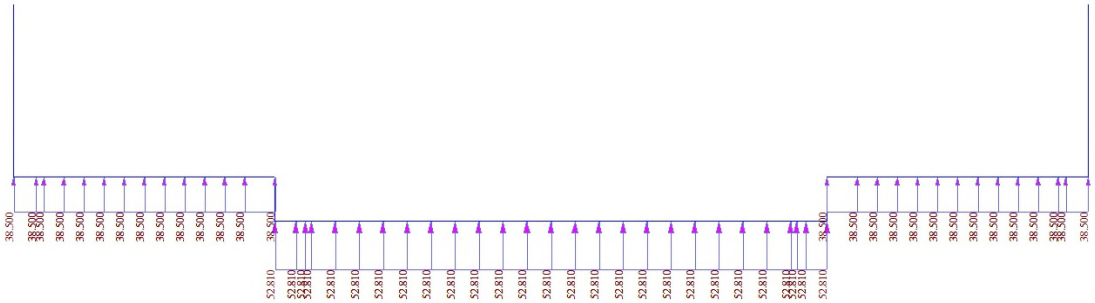
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



LC11. 토압(수평하중 지하수有)



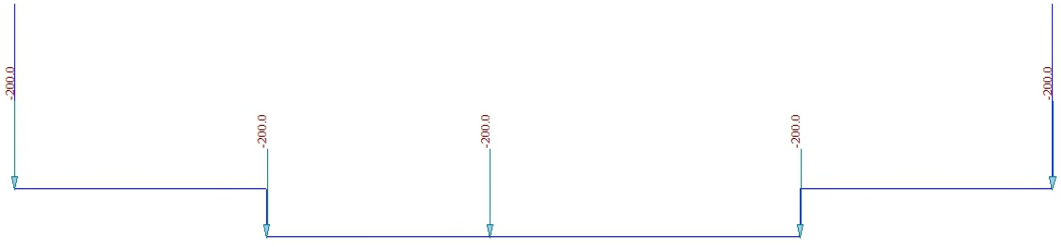
LC12. 수압(연직하중)



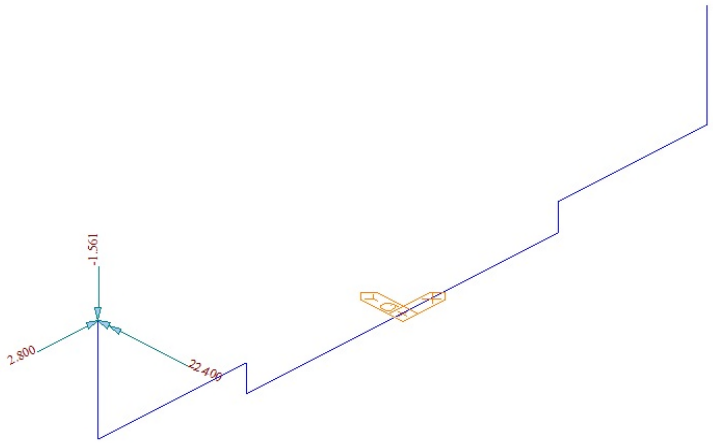
LC13. 수압(수평하중)



LC21. 앵커하중



LC22. 풍하중



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.05 − 0.025h ≥ 0.875

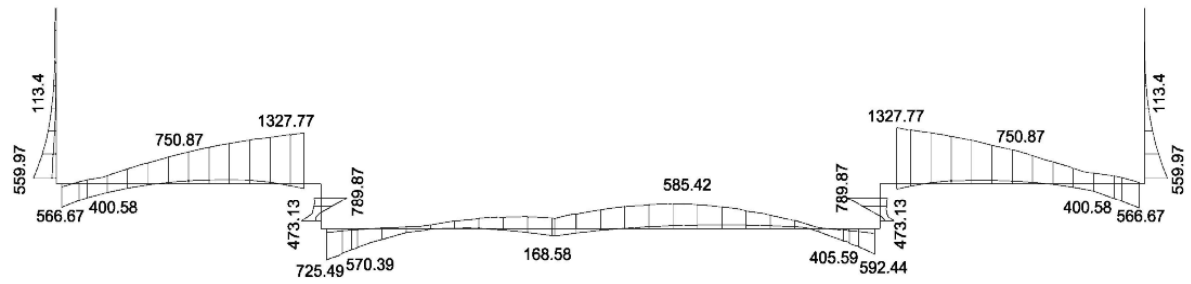
적용토피 = 0.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 0.00

= 1.05 ≥ 0.875 ∴ α_H = 1

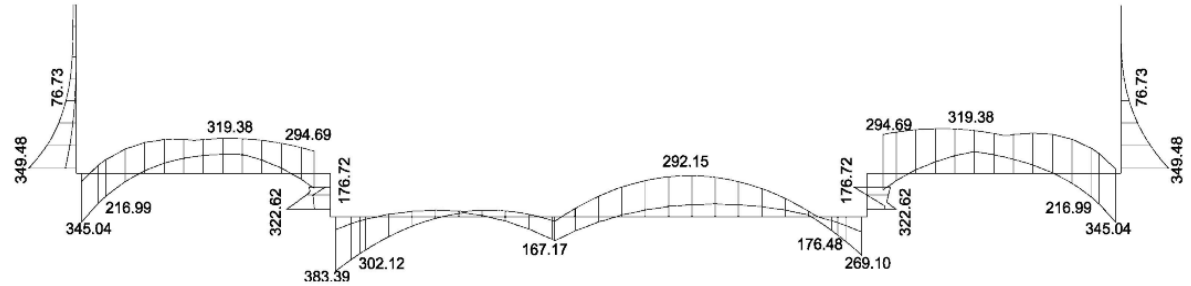
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	앵커하중	풍하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압				
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有						
				좌측	우측		좌측	우측										
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC21	LC22	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20	1.00		
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20	1.00		
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20	1.00		
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00		
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00		
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00		
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20	1.00		
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20	1.00		
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20	1.00		
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00		
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00		
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00		
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60					1.00		
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00		
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60					1.00		
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00		
	UCOMB17	1.20					1.00									1.00	1.30	
	UCOMB18	0.90							0.90		1.60					1.00	1.30	
	UCOMB19	0.90								0.90		1.60	0.90	1.60		1.00	1.30	
	UCOMB20	0.90							0.90		0.80					1.00	1.30	
	UCOMB21	0.90								0.90		0.80	0.90	0.80		1.00	1.30	
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00		
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00		
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00		
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00		
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00		
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00		
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00		
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00		
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00		
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00					1.00		
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00		
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00					1.00		
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00		
	WCOMB17	1.00					1.00									1.00	1.00	
	WCOMB18	1.00							1.00		1.00					1.00	1.00	
	WCOMB19	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	
	WCOMB20	1.00							1.00		1.00					1.00	1.00	
	WCOMB21	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	

9. 단면력도

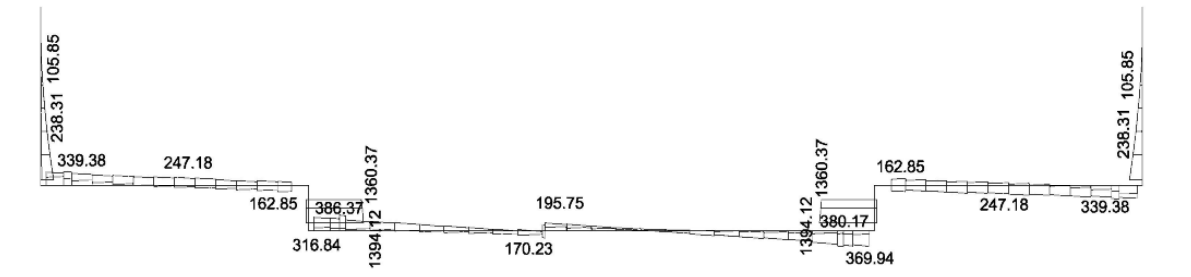
계수하중 – 모멘트도(B.M.D)



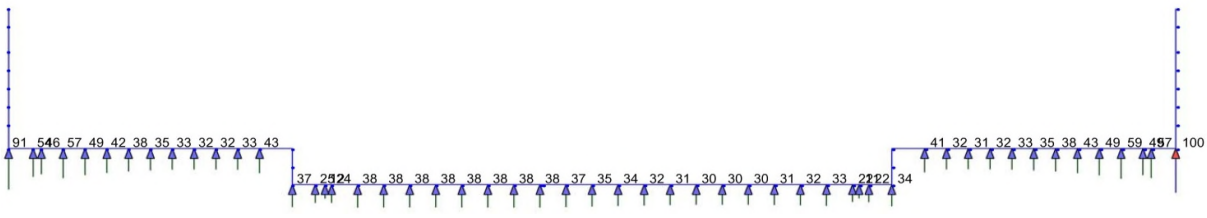
사용하중 – 모멘트도(B.M.D)



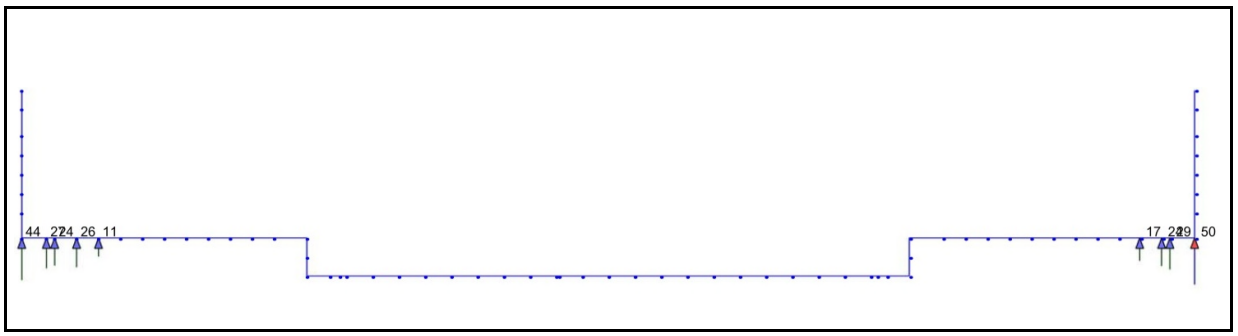
계수하중 – 전단력(S.F.D)



사용하중 – 스프링 반력(max)



사용하중 – 스프링 반력(min)


44
24
26
11
17
29
50

10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	566.670	-	339.380	345.040	406.390	-	229.480	566.670	-	339.380	345.040	상시	상시
	램프중앙부	750.870	-	247.180	319.380	541.840	-	132.390	750.870	-	247.180	319.380	상시	상시
	램프접합부	1327.770	-	162.850	294.690	763.260	-	164.020	1327.770	-	164.020	294.690	상시	지진시
	본선접합부	725.490	-	386.370	383.390	545.880	-	212.880	725.490	-	386.370	383.390	상시	상시
	본선중앙부(+)	585.420	-	195.750	292.150	399.010	-	153.760	585.420	-	195.750	292.150	상시	상시
	본선중앙부(-)	168.580	-	170.230	167.170	168.450	-	123.210	168.580	-	170.230	167.170	상시	상시
	램프측구	400.580	-	339.380	216.990	263.110	-	229.480	400.580	-	339.380	216.990	상시	상시
	본선측구	570.390	-	369.940	302.120	431.650	-	225.860	570.390	-	369.940	302.120	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	18
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	중앙부(-)	Mmax	113.400	38.950	105.850	76.730	66.100	63.820	74.250	113.400	38.950	105.850	76.730	상시	상시
		Pmax	64.180	104.620	105.850	76.730	66.100	63.820	74.250	64.180	104.620	105.850	76.730	상시	상시
	하단부	Mmax	559.970	140.850	238.310	349.480	406.430	124.620	184.190	559.970	140.850	238.310	349.480	상시	상시
		Pmax	559.970	140.850	238.310	349.480	406.430	124.620	184.190	559.970	140.850	238.310	349.480	상시	상시

※ 벽체 : 연결부

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
연결부 벽체	중앙부(-)	Mmax	798.870	126.730	1360.370	176.720	410.120	33.790	817.560	798.870	126.730	1360.370	176.720	상시	상시
		Pmax	177.990	205.030	1360.370	176.720	179.970	125.610	817.560	177.990	205.030	1360.370	176.720	상시	상시
	중앙부(+)	Mmax	473.130	205.030	1394.120	322.620	392.520	113.250	850.950	473.130	205.030	1394.120	322.620	상시	상시
		Pmax	473.130	205.030	1394.120	322.620	392.520	113.250	850.950	473.130	205.030	1394.120	322.620	상시	상시

11. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	566.67	345.04		406.39	566.67	339.38	778.25		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		1.37	287.53	125.00
	램프 중앙부	750.87	319.38		541.84	750.87	247.18	1005.09		1.00	0.700 0.620	0.080	H29@250 + H29@250		1.34	757.71	125.00
	램프 접합부	1327.77	294.69		763.26	1327.77	164.02	1549.63		1.00	0.700 0.620	0.080	H29@250 + H29@250 H25@250 + H25@250		1.17	1176.98	125.00
	본선 접합부	725.49	383.39		545.88	725.49	386.37	813.91		1.00	0.900 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		1.12	251.22	125.00
	본선 중앙부 (+)	585.42	292.15		399.01	585.42	195.75	623.44		1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		1.06	458.88	125.00
	본선 중앙부 (-)	168.58	167.17		168.45	168.58	170.23	607.86		1.00	0.900 0.800	0.100	H19@250 + H19@250		3.61	585.34	125.00
	램프 측구	400.58	216.99		263.11	400.58	339.38	461.26	534.25	1.00	0.470 0.370	0.100	H25@250 + H25@250	H16@150 - 2EA	1.15	267.08	125.00
	본선 측구	570.39	302.12		431.65	570.39	369.94	634.92		1.00	0.730 0.630	0.100	H22@250 + H22@250		1.11	247.02	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측벽체	중앙부(-) Mmax	113.40	76.73	38.95	66.10	113.40	105.85	#NAME?		1.00	0.592 0.492	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	1480.85	125.00
	중앙부(-) Pmax	64.18	76.73	104.62	66.10	64.18	105.85	#NAME?		1.00	0.592 0.492	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	1480.85	125.00
	하단부 Mmax	559.97	349.48	140.85	406.43	559.97	238.31	#NAME?		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	281.07	125.00
	하단부 Pmax	559.97	349.48	140.85	406.43	559.97	238.31	#NAME?		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	281.07	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
연결부 벽체	중앙부(-) Mmax	798.87	176.72	126.73	410.12	798.87	1360.37	#NAME?	1543.69	1.00	0.800 0.700	0.100	H29@250 + H29@250	H22@150 - 2EA	#NAME?	1554.35	125.00
	중앙부(-) Pmax	177.99	176.72	205.03	179.97	177.99	1360.37	#NAME?	1546.87	1.00	0.800 0.700	0.100	H29@250 + H29@250	H22@150 - 2EA	#NAME?	1554.35	125.00
	중앙부(+) Mmax	473.13	322.62	205.03	392.52	473.13	1394.12	#NAME?	1546.87	1.00	0.800 0.700	0.100	H22@250 + H22@250	H22@150 - 2EA	#NAME?	267.84	125.00
	중앙부(+) Pmax	473.13	322.62	205.03	392.52	473.13	1394.12	#NAME?	1546.87	1.00	0.800 0.700	0.100	H22@250 + H22@250	H22@150 - 2EA	#NAME?	267.84	125.00

12. 단면설계

12.1 하부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	700.000	600.000	600.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
566.670	339.380	345.040	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 50.544 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 204000.000 As - 566670000 = 0

∴ Required As = 2899.939 ㎟ [p = 0.00483]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13185.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2100.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1948.557 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2100.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3866.585 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 59.463 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (600.000 - 59.463) / 59.463

= 0.0273

· ε_t = 0.0273 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 778.248 kN.m > Mu = 566.670 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 389.711 kN > Vu = 339.380 kN

· 1/2·Øv·Vc = 194.856 kN < Vu = 339.380 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00676

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.264

· j = 1 - k / 3 = 0.912

· x = k·d = 158.321 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.965 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 155.547 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 155.547 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 287.528 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 405.022 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 287.528 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	700.000	620.000	620.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
750.870	247.180	319.380	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 65.548 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 210800.000 As - 750870000 = 0

∴ Required As = 3760.802 ㎟ [p = 0.00607]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13624.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2170.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2013.509 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2170.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5014.403 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 77.115 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (620.000 - 77.115) / 77.115

= 0.0211

· ε_t = 0.0211 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1005.087 kN.m > Mu = 750.870 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 402.702 kN > Vu = 247.180 kN

· 1/2·Øv·Vc = 201.351 kN < Vu = 247.180 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00829

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.288

· j = 1 - k / 3 = 0.904

· x = k·d = 178.274 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.392 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 110.861 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 110.861 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 783.383 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 757.707 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 757.707 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	700.000	575.905	575.905
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1327.770	164.020	294.690	124.095	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 133.709 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 195807.571 As - 1327770000 = 0

∴ Required As = 7671.555 ㎟ [p = 0.01332]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 12655.504 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2015.666 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1870.305 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2015.666 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 10228.740 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	9192.800	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 157.305 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (575.905 - 157.305) / 157.305

= 0.0080

· ε_t = 0.0080 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1549.627 kN.m > Mu = 1327.770 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 374.061 kN > Vu = 164.020 kN

· 1/2·Øv·Vc = 187.031 kN > Vu = 164.020 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01596

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.374

· j = 1 - k / 3 = 0.875

· x = k·d = 215.399 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.428 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 63.591 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 71.369 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1307.470 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1176.976 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1176.976 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
725.490	386.370	383.390	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 47.923 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 725490000 = 0

∴ Required As = 2749.599 ㎟ [p = 0.00344]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3666.132 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 56.380 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 56.380) / 56.380

= 0.0396

· ε_t = 0.0396 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 813.914 kN.m > Mu = 725.490 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 386.370 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 386.370 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00387

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.207

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 165.817 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.209 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 166.238 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 166.238 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 251.219 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 378.975 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 251.219 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부(+)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
585.420	195.750	292.150	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 37.453 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 585420000 = 0

∴ Required As = 2148.859 ㎟ [p = 0.00262]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2865.145 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**N.G**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 44.062 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 44.062) / 44.062

= 0.0528

· ε_t = 0.0528 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 623.444 kN.m > Mu = 585.420 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 195.750 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 195.750 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.958 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.157 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 165.321 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 165.321 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 458.877 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 508.101 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 458.877 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 본선중앙부(-)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
168.580	170.230	167.170	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 10.876 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 168580000 = 0

∴ Required As = 624.021 ㎟ [p = 0.00078]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 832.028 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 12.796 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 12.796) / 12.796

= 0.1846

· ε_t = 0.1846 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 607.859 kN.m > Mu = 168.580 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 170.230 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN > Vu = 170.230 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00287

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.181

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 144.977 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.068 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 97.032 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 97.032 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 585.340 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 649.272 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 585.340 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	470.000	370.000	370.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
400.580	339.380	216.990	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 60.435 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 125800.000 As - 400580000 = 0

∴ Required As = 3467.442 ㎟ [p = 0.00937]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 8130.750 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1295.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1201.610 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1295.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4623.255 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 71.100 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (370.000 - 71.100) / 71.100

= 0.0126

· ε_t = 0.0126 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 461.256 kN.m > Mu = 400.580 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 240.322 kN < Vu = 339.380 kN

· 1/2·Øv·Vc = 120.161 kN < Vu = 339.380 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 185 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 133.862 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 133.862 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 240.322 kN + 293.928 kN

= 534.250 kN > Vu = 339.380 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01096

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.322

· j = 1 - k / 3 = 0.893

· x = k·d = 119.283 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.017 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 162.095 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 162.095 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 267.076 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 388.660 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 267.076 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	730.000	630.000	630.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
570.390	369.940	302.120	100.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 48.260 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 214200.000 As - 570390000 = 0

∴ Required As = 2768.941 ㎟ [p = 0.0044]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13844.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2205.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2045.985 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2205.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3691.921 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As =			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 56.777 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (630.000 - 56.777) / 56.777

= 0.0303

· ε_t = 0.0303 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 634.919 kN.m > Mu = 570.390 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 436.477 kN > Vu = 369.940 kN

· 1/2·Øv·Vc = 218.239 kN < Vu = 369.940 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00492

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 145.007 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.164 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 167.723 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 167.723 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 247.023 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 375.618 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 247.023 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 램프-벽체 단면검토

12.2.1 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	113.400	105.850	38.950	76.730
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	592.000	492.000	100.000	80.000	492.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2911.425	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0103] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 295.200 mm

· a = β1·c = 250.920 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13586400 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 287.092 mm

· d" = X - H + d = 187.092 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5758.614 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4901.379 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1508.606 kN.m

· eb = Mb / Pb = 307.792 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 3098.517 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (492.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 38.950 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 113.400 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 321.065 kN > Vu = 105.850 kN

· 1/2·Øv·Vc = 160.533 kN > Vu = 105.850 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00824

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.287

· j = 1 - k / 3 = 0.904

· x = k·d = 141.204 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.443 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 42.543 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 42.543 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1632.318 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1480.855 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1480.855 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	64.180	105.850	104.620	76.730
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	592.000	492.000	100.000	80.000	492.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
613.458	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0103] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 295.200 mm

· a = β1·c = 250.920 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13586400 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 287.092 mm

· d" = X - H + d = 187.092 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5758.614 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4901.379 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1508.606 kN.m

· eb = Mb / Pb = 307.792 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 800.550 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (492.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 104.620 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 64.180 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 323.597 kN > Vu = 105.850 kN

· 1/2·Øv·Vc = 161.799 kN > Vu = 105.850 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00824

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.287

· j = 1 - k / 3 = 0.904

· x = k·d = 141.204 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.443 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 42.543 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 42.543 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1632.318 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1480.855 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1480.855 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	559.970	238.310	140.850	349.480
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	700.000	600.000	100.000	80.000	600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3975.648	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0103] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 360.000 mm

· a = β1·c = 306.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 16065000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 346.715 mm

· d" = X - H + d = 246.715 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 7022.700 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1197.812 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6599.072 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2133.919 kN.m

· eb = Mb / Pb = 323.367 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 4222.363 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (600.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 140.850 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 559.970 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 395.313 kN > Vu = 238.310 kN

· 1/2·Øv·Vc = 197.657 kN < Vu = 238.310 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00676

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.264

· j = 1 - k / 3 = 0.912

· x = k·d = 158.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.064 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 157.556 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 157.556 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 281.072 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 399.858 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 281.072 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	559.970	238.310	140.850	349.480
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	700.000	600.000	100.000	80.000	600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3975.648	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0103] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 360.000 mm

· a = β1·c = 306.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 16065000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 346.715 mm

· d" = X - H + d = 246.715 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 7022.700 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1197.812 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6599.072 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2133.919 kN.m

· eb = Mb / Pb = 323.367 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 4222.363 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (600.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 140.850 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 559.970 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 395.313 kN > Vu = 238.310 kN

· 1/2·Øv·Vc = 197.657 kN < Vu = 238.310 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00676

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.264

· j = 1 - k / 3 = 0.912

· x = k·d = 158.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.064 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 157.556 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 157.556 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 281.072 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 399.858 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 281.072 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 연결부 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	798.870	1360.370	126.730	176.720
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	700.000	100.000	80.000	700.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
6303.717	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0096] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 420.000 mm

· a = β1·c = 357.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 386.579 mm

· d" = X - H + d = 286.579 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8193.150 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7106.338 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2836.899 kN.m

· eb = Mb / Pb = 399.207 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 6590.296 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ ####

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 126.730 kN ∴ ####

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 798.870 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 459.808 kN < Vu = 1360.370 kN

· 1/2·Øv·Vc = 229.904 kN < Vu = 1360.370 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 350 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 643.259 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 643.259 ㎟

· USE Av = H 22 × 2 EA/M = 774.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 459.808 kN + 1083.880 kN

= 1543.688 kN > Vu = 1360.370 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00734

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.273

· j = 1 - k / 3 = 0.909

· x = k·d = 191.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.907 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 54.042 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 54.042 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1729.183 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1554.347 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1554.347 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 연결부 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	177.990	1360.370	205.030	176.720
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	700.000	100.000	80.000	700.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
868.117	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0096] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 420.000 mm

· a = β1·c = 357.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 386.579 mm

· d" = X - H + d = 286.579 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8193.150 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7106.338 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2836.899 kN.m

· eb = Mb / Pb = 399.207 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1154.696 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ ####

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 205.030 kN ∴ ####

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 177.990 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 462.987 kN < Vu = 1360.370 kN

· 1/2·Øv·Vc = 231.494 kN < Vu = 1360.370 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 350 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 640.988 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 640.988 ㎟

· USE Av = H 22 × 2 EA/M = 774.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 462.987 kN + 1083.880 kN

= 1546.867 kN > Vu = 1360.370 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00734

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.273

· j = 1 - k / 3 = 0.909

· x = k·d = 191.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.907 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 54.042 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 54.042 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1729.183 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1554.347 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1554.347 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 연결부 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	473.130	1394.120	205.030	322.620
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	700.000	100.000	80.000	700.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2307.614	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0071] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 420.000 mm

· a = β1·c = 357.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 397.930 mm

· d" = X - H + d = 297.930 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8193.150 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7923.298 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2512.838 kN.m

· eb = Mb / Pb = 317.145 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2605.544 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 205.030 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 473.130 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 462.987 kN < Vu = 1394.120 kN

· 1/2·Øv·Vc = 231.494 kN < Vu = 1394.120 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 350 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 665.095 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 665.095 ㎟

· USE Av = H 22 × 2 EA/M = 774.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 462.987 kN + 1083.880 kN
= 1546.867 kN > Vu = 1394.120 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00442

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.220

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 154.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.459 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 160.604 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 160.604 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 267.836 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 392.269 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 267.836 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 연결부 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	473.130	1394.120	205.030	322.620
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	700.000	100.000	80.000	700.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2307.614	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0071] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 420.000 mm

· a = β1·c = 357.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 397.930 mm

· d" = X - H + d = 297.930 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8193.150 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7923.298 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2512.838 kN.m

· eb = Mb / Pb = 317.145 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2605.544 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 205.030 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 473.130 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 462.987 kN < Vu = 1394.120 kN

· 1/2·Øv·Vc = 231.494 kN < Vu = 1394.120 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 350 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 665.095 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 665.095 ㎟

· USE Av = H 22 × 2 EA/M = 774.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 462.987 kN + 1083.880 kN
= 1546.867 kN > Vu = 1394.120 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00442

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.220

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 154.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.459 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 160.604 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 160.604 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 267.836 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 392.269 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 267.836 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

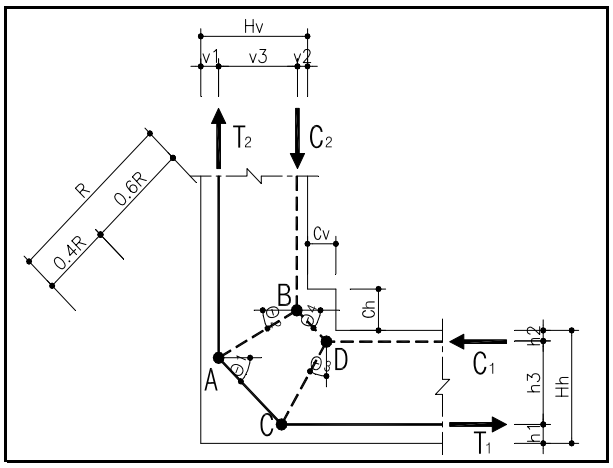
13. 우각부 보강검토

13.1 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	700.00 mm	벽체 높이	H_v	=	700.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	520.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	520.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	566.670 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 989.95 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

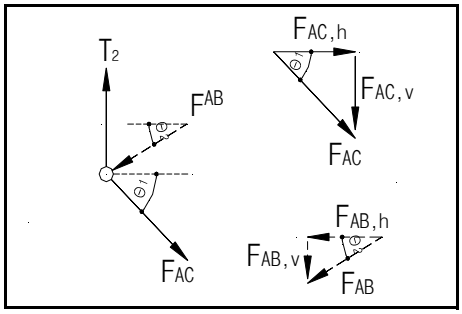
Θ_2 = 20.46°

Θ_3 = 20.46°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

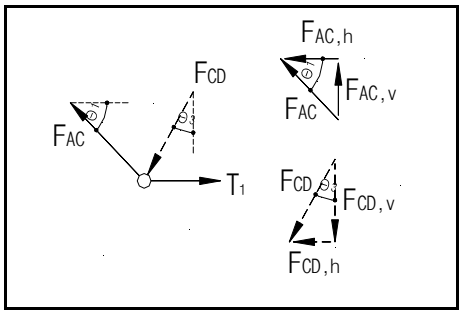
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{566.670}{0.520} =$ 1,089.750 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{566.670}{0.520} =$ 1,089.750 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,122.398 kN

식 ⑥ 으로부터

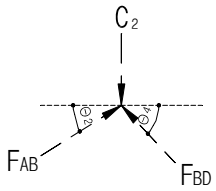
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,122.398 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,122.398** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 847.090 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,122.398 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 847.090 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,122.398**	타이
AB	**-847.090**	스트럿
BD	**-1,122.398**	스트럿
CD	**-847.090**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,122.398 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,122,398.318}{0.85 \times 400} = 3,301.17 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(2 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**4,053.60**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 4,053.60 mm^2 > 3,301.17 mm^2 ……O.K

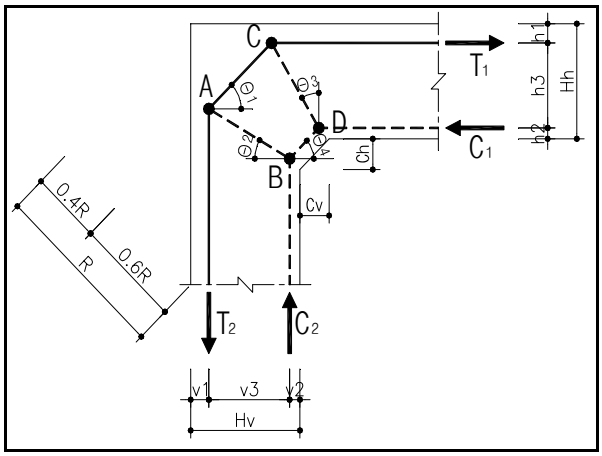
13. 우각부 보강검토

13.2 하부슬래브 (램프 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	700.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	520.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1327.770 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1414.21 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

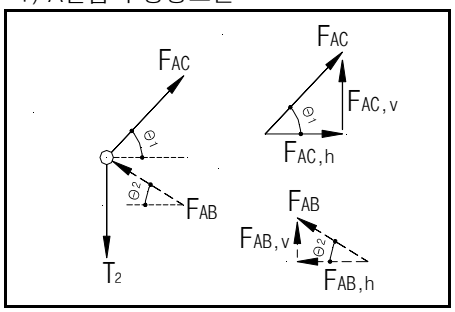
Θ_2 = 30.14°

Θ_3 = 41.50°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

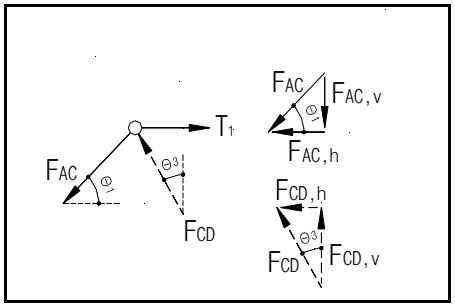
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \Theta = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3 \Rightarrow F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{1,327.770}{0.520} =$ 2,553.404 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{1,327.770}{0.620} =$ 2,141.565 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,916.072 kN

식 ⑥ 으로부터

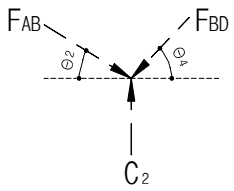
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,916.072 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,916.072** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}566.703 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}916.072 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}808.910 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,916.072	타이
AB	-1,566.703	스트럿
BD	-1,916.072	스트럿
CD	-1,808.910	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,916.072 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}916{,}071.777}{0.85 \times 400} = 5{,}635.51 \quad mm^2$$

사용철근량

2단 주철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60 mm^2	(1 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80 mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80 mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00 mm^2	(2 단)
				합계	=	**6,623.20** mm^2	

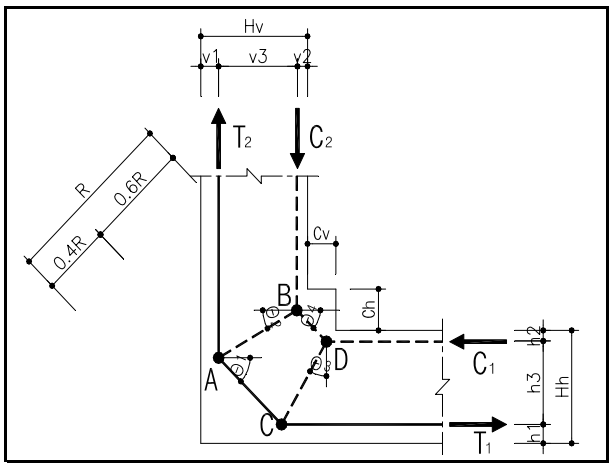
$A_{s,used}$ = 6,623.20 mm^2 > 5,635.51 mm^2 ……O.K

13.3 하부슬래브(본선 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	725.490 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1204.16 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

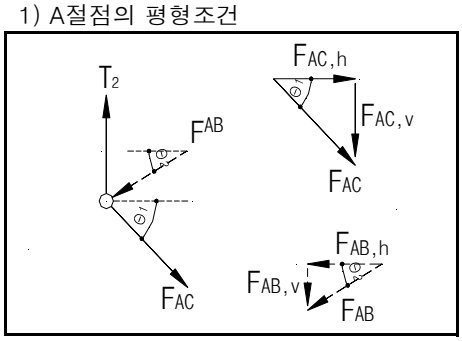
Θ_2 = 21.84°

Θ_3 = 11.65°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

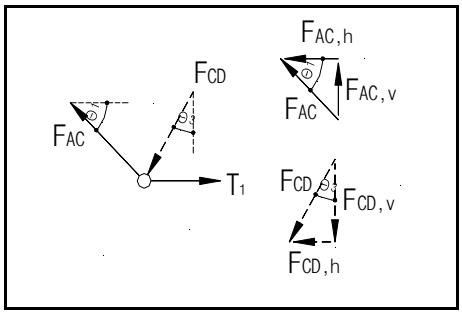
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{725.490}{0.720} =$ 1,007.625 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{725.490}{0.620} =$ 1,170.145 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,181.346 kN

식 ⑥ 으로부터

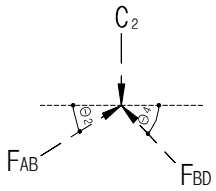
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,181.346 kN

따라서 F_{AC} = **1,181.346** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 899.936 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,181.346 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 852.920 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,181.346**	타이
AB	**-899.936**	스트럿
BD	**-1,181.346**	스트럿
CD	**-852.920**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,181.346 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,181,346.376}{0.85 \times 400} = 3,474.55 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**3,575.20**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 3,575.20 mm^2 > 3,474.55 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250						H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250	=					H		300			
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250						H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1600.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 지지력 검토

15.1 하중 산정 : 램프

15.1.1 고정하중

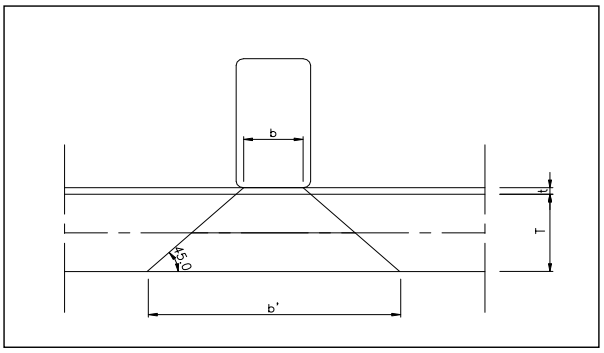
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 516.35 / 17.224 = 29.978 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

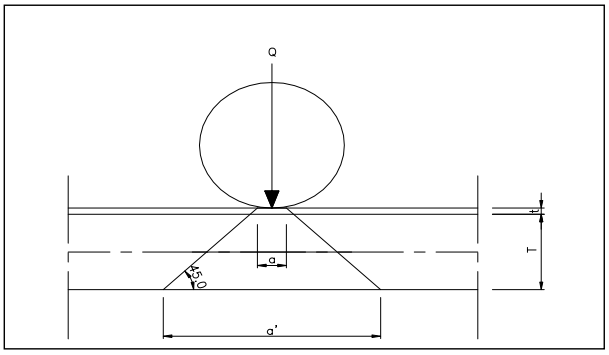


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 700.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.700 + 0.050) x cot 45°

= 2.00 m



a' = 0.200 + 2 x (0.700 + 0.050) x cot 45°

= 1.70 m

Qz' = 96.000 / (2.000 x 1.700) = 28.235 kN/m^2

15.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 29.978 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 28.235

= 58.213 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 58.213 kN/m^2 < Qa = 510.680 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

15.3 하중 산정 : 본선

15.3.1 고정하중

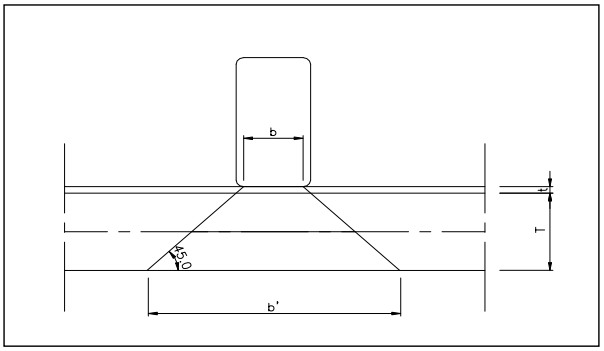
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 471.64 / 19.100 = 24.693 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

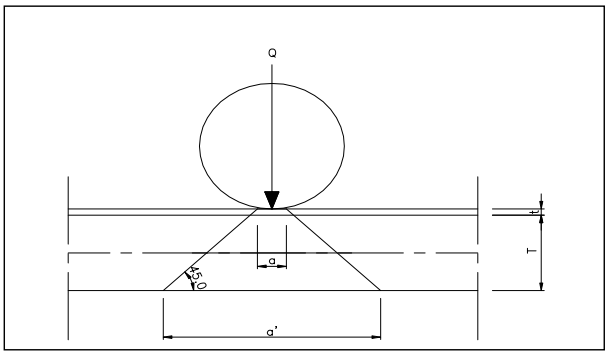


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.048 kN/m^2

15.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 24.693 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 19.048

= 43.741 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

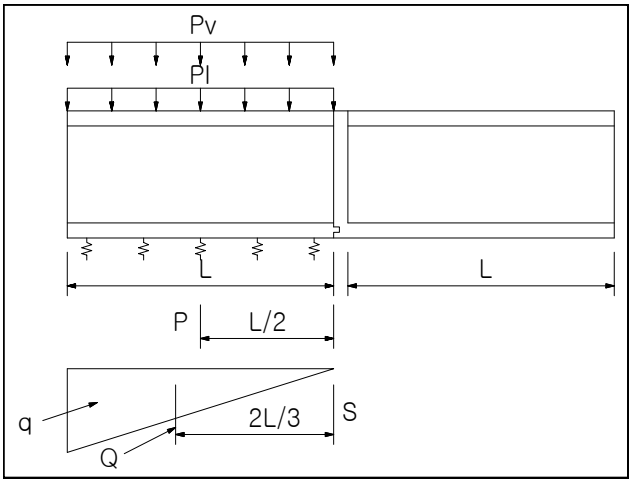
Qmax = 43.741 kN/m^2 < Qa = 557.740 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16. 신축이음부 검토

16-1. 램프

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt
= 9.412 x 0 x 19.0
= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 : 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

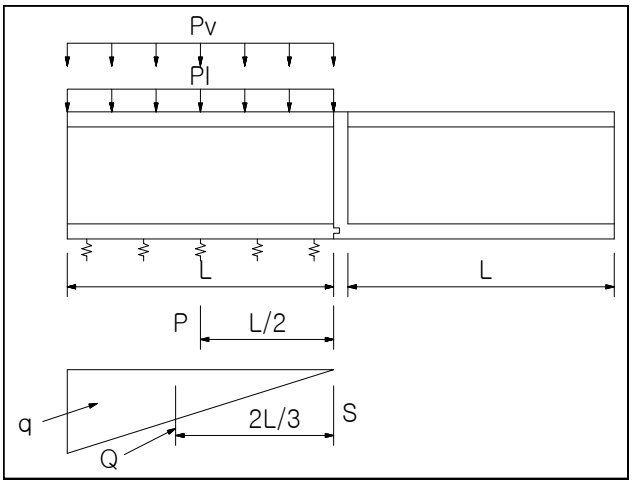
Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²
☞ 사용철근량 As = D32- 87 EA = 794.2 x 87 = 69,095 mm²

16-2. 본선

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 19.1 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN

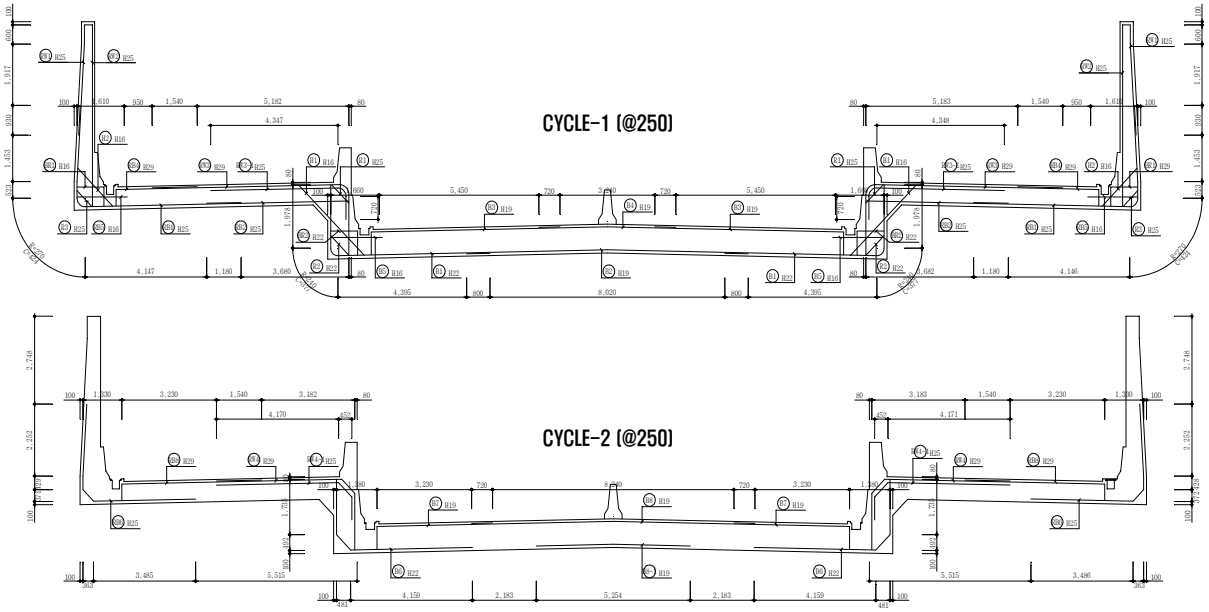
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN

(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 151 EA = 794.2 x 151 = 119,924 mm²

16. 주철근조립도



국회대로 지하차도

STA.0+465.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.5 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

D / B_o ≥ 0.5 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
D / B_o < 0.5 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 5.3 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8,500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간벽체	외측벽체
상면(벽체외측)	100	80	80	100
하면(벽체내측)	80	100	80	80

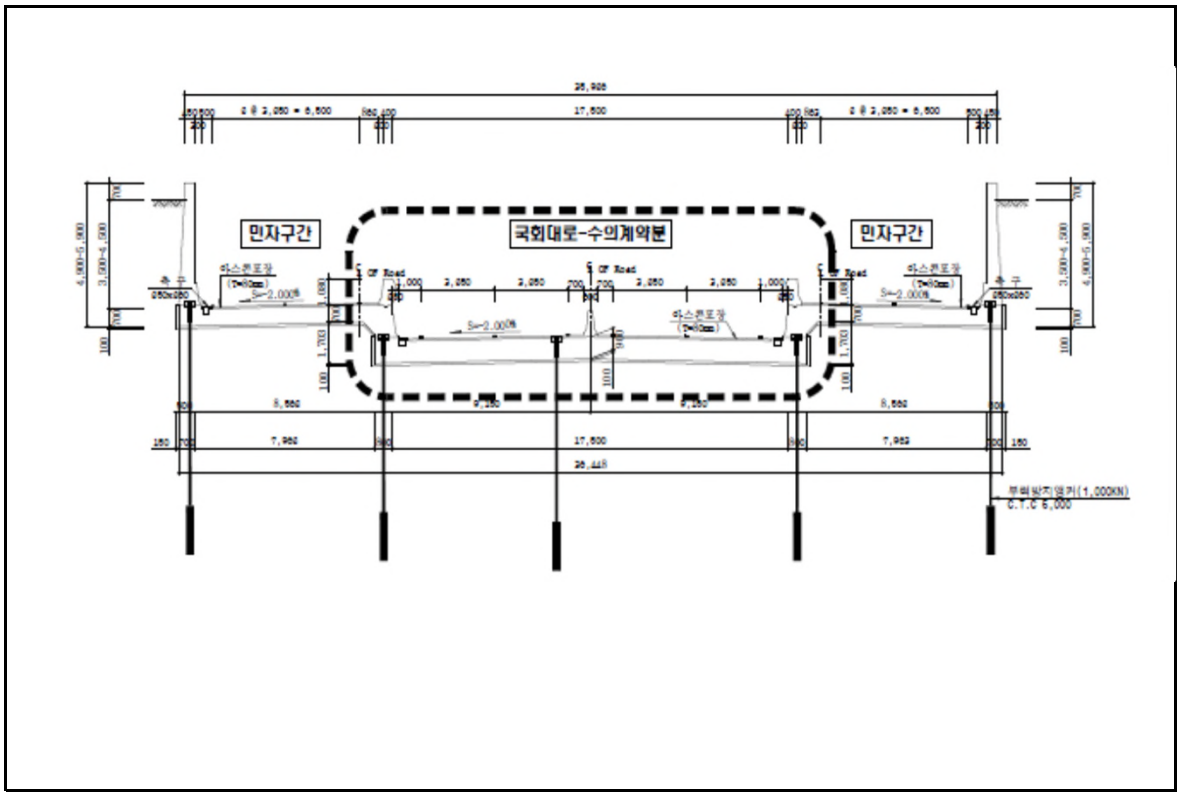
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

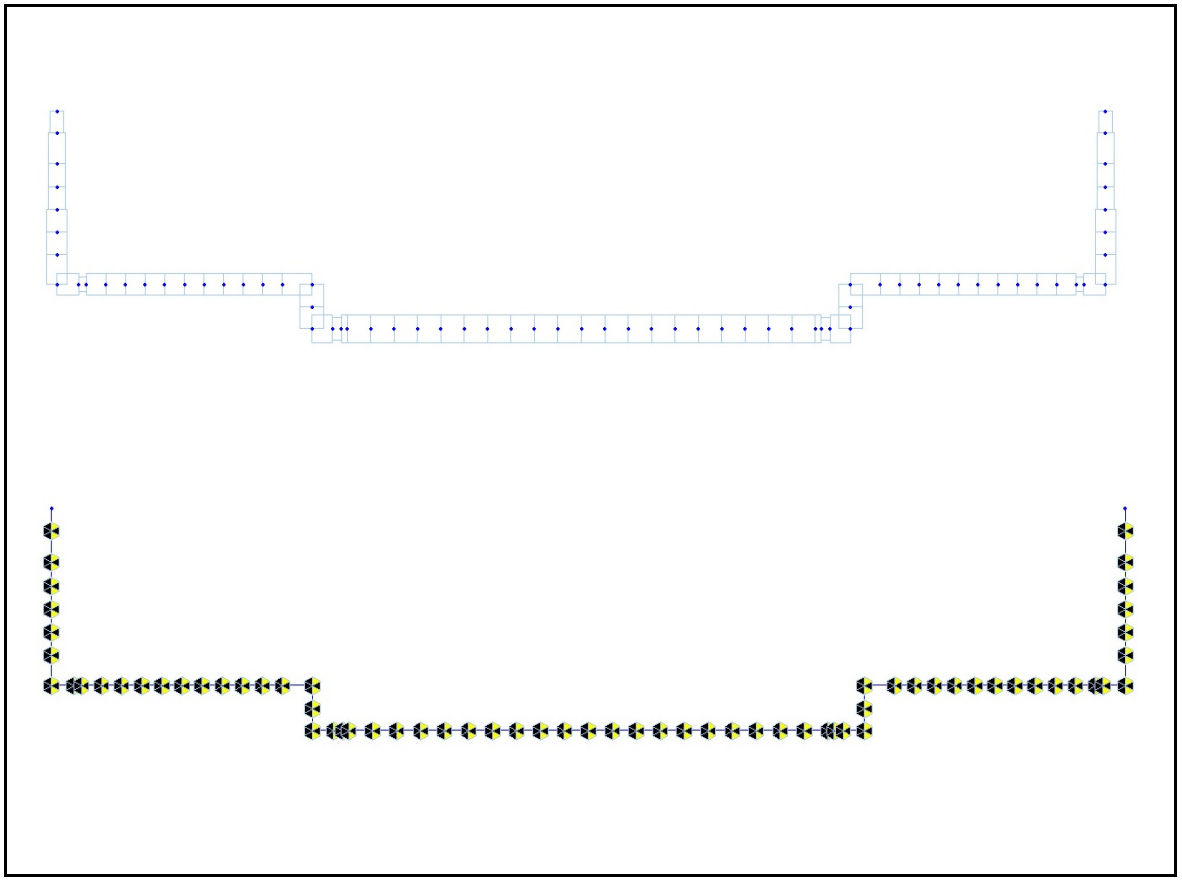
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.500	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	6.000	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	17.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	4.500	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 17.224 m = 17.224 m = 6.829 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,154	26,326	4,385	8,775	107,168	5,138	10,283	1,713	3,428
퇴적층(자갈층)	987,663	47,353	94,772	15,784	31,591	385,806	18,497	37,020	6,166	12,340
풍화토	2,201,831	105,566	211,279	35,189	70,426	860,090	41,237	82,531	13,746	27,510
풍화암	5,043,990	241,832	484,002	80,611	161,334	1,970,308	94,466	189,063	31,489	63,021
연 암	18,933,228	907,748	1,816,761	302,583	605,587	7,395,792	354,589	709,672	118,196	236,557
보통암	15,536,147	744,876	1,490,790	248,292	496,930	6,068,807	290,967	582,340	96,989	194,113
경 암	59,590,479	2,857,046	5,718,077	952,349	1,906,026	23,277,531	1,116,034	2,233,624	372,011	744,541

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	12,172	22,825	4,057	7,608	107,168	4,755	8,916	1,585	2,972
퇴적층(자갈층)	987,663	43,820	82,170	14,607	27,390	385,806	17,117	32,098	5,706	10,699
풍화토	2,201,831	97,690	183,185	32,563	61,062	860,090	38,160	71,557	12,720	23,852
풍화암	5,043,990	223,790	419,643	74,597	139,881	1,970,308	87,418	163,923	29,139	54,641
연 암	18,933,228	840,022	1,575,181	280,007	525,060	7,395,792	328,134	615,305	109,378	205,102
보통암	15,536,147	689,302	1,292,556	229,767	430,852	6,068,807	269,258	504,905	89,753	168,302
경 암	59,590,479	2,643,886	4,957,729	881,295	1,652,576	23,277,531	1,032,768	1,936,613	344,256	645,538

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	47,353	15,784	0.700	0.750	34,331	11,444	30 57
퇴적층(자갈층)	47,353	15,784	0.750	0.250	23,677	7,892	31 56
퇴적층(자갈층)	47,353	15,784	0.250	0.666	21,692	7,231	32 55
퇴적층(자갈층)	47,353	15,784	0.666	0.666	31,547	10,516	33 TO41 46 TO 54
퇴적층(자갈층)	47,353	15,784	0.666	1.000	39,450	13,150	42 45
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.800	0.700	32,865	10,955	1 27
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.700	0.300	21,910	7,303	2 26
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.300	0.200	10,955	3,652	3 25
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.200	0.795	21,801	7,267	4 24
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.795	0.795	34,837	11,612	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	70
매립층	26,326	8,775	0.700	1.000	22,377	7,459	68
매립층	26,326	8,775	1.000	0.725	22,706	7,569	66
매립층	26,326	8,775	0.725	0.725	19,086	6,362	64
매립층	26,326	8,775	0.725	0.725	19,086	6,362	62
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.725	0.725	68,710	22,903	60
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.725	0.950	79,372	26,457	58
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.950	0.700	78,187	26,062	30
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.700	0.716	58,156	19,385	43
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.716	0.716	58,793	19,598	28
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.716	0.900	66,373	22,124	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	71
매립층	26,326	8,775	0.700	1.000	22,377	7,459	69
매립층	26,326	8,775	1.000	0.725	22,706	7,569	67
매립층	26,326	8,775	0.725	0.725	19,086	6,362	65
매립층	26,326	8,775	0.725	0.725	19,086	6,362	63
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.725	0.725	68,710	22,903	61
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.725	0.950	79,372	26,457	59
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.950	0.700	78,187	26,062	57
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.700	0.716	58,156	19,385	44
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.716	0.716	58,793	19,598	29
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.716	0.900	66,373	22,124	27

*** 붕괴방지수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	18,497	6,166	0.700	0.750	13,411	4,470	30 57
퇴적층(자갈층)	18,497	6,166	0.750	0.250	9,249	3,083	31 56
퇴적층(자갈층)	18,497	6,166	0.250	0.666	8,474	2,825	32 55
퇴적층(자갈층)	18,497	6,166	0.666	0.666	12,323	4,108	33 TO41 46 TO 54
퇴적층(자갈층)	18,497	6,166	0.666	1.000	15,410	5,137	42 45
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.800	0.700	12,838	4,279	1 27
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.700	0.300	8,559	2,853	2 26
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.300	0.200	4,279	1,426	3 25
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.200	0.795	8,516	2,839	4 24
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.795	0.795	13,608	4,536	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	70
매립층	10,283	3,428	0.700	1.000	8,741	2,914	68
매립층	10,283	3,428	1.000	0.725	8,869	2,956	66
매립층	10,283	3,428	0.725	0.725	7,455	2,485	64
매립층	10,283	3,428	0.725	0.725	7,455	2,485	62
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.725	0.725	26,840	8,947	60
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.725	0.950	31,005	10,335	58
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.950	0.700	30,542	10,181	30
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.700	0.716	22,717	7,572	43
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.716	0.716	22,966	7,655	28
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.716	0.900	25,927	8,642	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	71
매립층	10,283	3,428	0.700	1.000	8,741	2,914	69
매립층	10,283	3,428	1.000	0.725	8,869	2,956	67
매립층	10,283	3,428	0.725	0.725	7,455	2,485	65
매립층	10,283	3,428	0.725	0.725	7,455	2,485	63
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.725	0.725	26,840	8,947	61
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.725	0.950	31,005	10,335	59
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.950	0.700	30,542	10,181	57
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.700	0.716	22,717	7,572	44
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.716	0.716	22,966	7,655	29
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.716	0.900	25,927	8,642	27

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.13 = 0.074 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.13 = 0.182 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

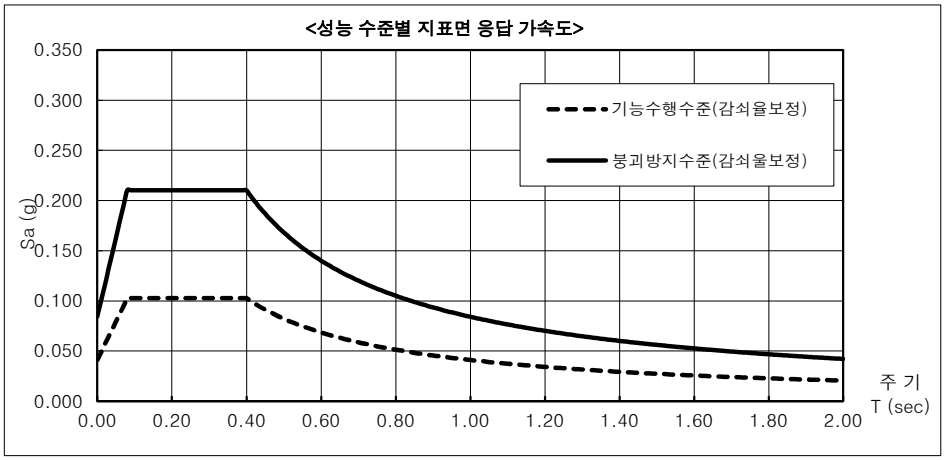
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

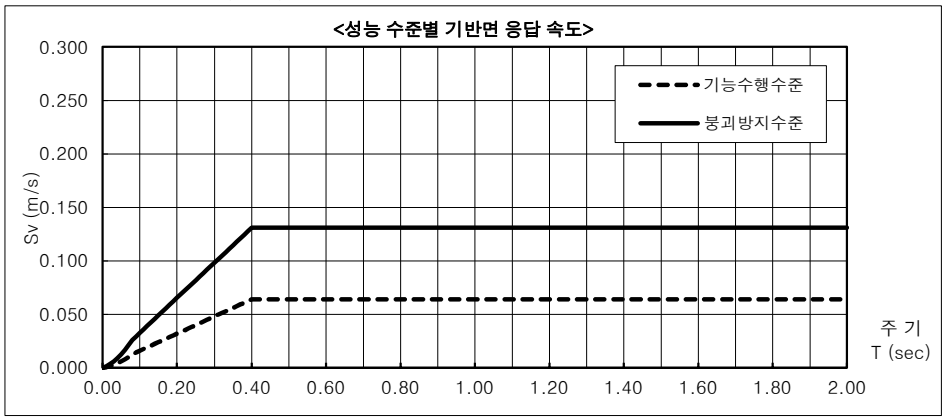
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.500	매립층	-	156	0.064
6.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.083
17.000	풍화토	-	424	0.160
4.500	풍화암	-	631	0.029
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.336

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.336 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.098 g = 0.959 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.500	매립층	-	156	0.064
6.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.083
17.000	풍화토	-	424	0.160
4.500	풍화암	-	631	0.029
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.336

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.336 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.200 g = 1.963 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

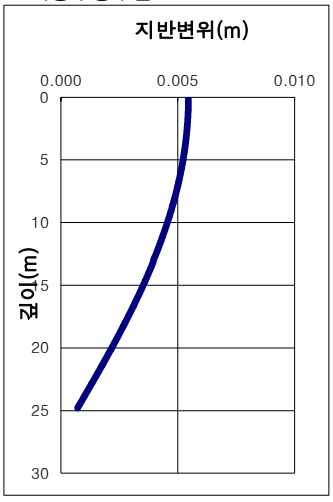
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.26 m, H_1 = 25.5 m, H_2 = 4.5 m, γ_1 = 19.6 , γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 366 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.54

ω_0 = 21.355 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.260 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.42 sec

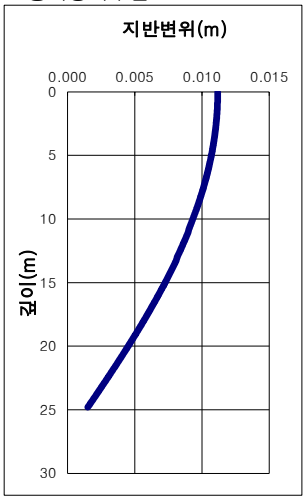
$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.005454 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.260m)

= 0.005091 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.260 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.42 sec

$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.011168 m

$U(Z_B)$=U(Z=6.829m)

= 0.010426 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,385 \times 0.005454 = \mathbf{23.911}$ kN/m^2 (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 1,713 \times 0.011168 = \mathbf{19.127}$ kN/m^2 (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	70	0.000	0.005454	0.005091	0.000362	0	0.000
	68	0.000	0.005454	0.005091	0.000362	26,326	9.533
	66	1.000	0.005444	0.005091	0.000353	26,326	9.289
	64	1.725	0.005426	0.005091	0.000335	26,326	8.807
	62	2.450	0.005398	0.005091	0.000307	26,326	8.069
	60	3.175	0.005360	0.005091	0.000269	94,772	25.477
	58	3.900	0.005313	0.005091	0.000222	94,772	20.997
	30	4.850	0.005237	0.005091	0.000145	94,772	13.764
	43	4.850	0.005237	0.005091	0.000145	82,170	11.934
	28	5.566	0.005168	0.005091	0.000077	82,170	6.337
	1	6.281	0.005091	0.005091	0.000000	82,170	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	71	0.000	0.005454	0.005091	0.000362	0	0.000
	69	0.000	0.005454	0.005091	0.000362	26,326	9.533
	67	1.000	0.005444	0.005091	0.000353	26,326	9.289
	65	1.725	0.005426	0.005091	0.000335	26,326	8.807
	63	2.450	0.005398	0.005091	0.000307	26,326	8.069
	61	3.175	0.005360	0.005091	0.000269	94,772	25.477
	59	3.900	0.005313	0.005091	0.000222	94,772	20.997
	57	4.850	0.005237	0.005091	0.000145	94,772	13.764
	44	4.850	0.005237	0.005091	0.000145	82,170	11.934
	29	5.566	0.005168	0.005091	0.000077	82,170	6.337
	27	6.281	0.005091	0.005091	0.000000	82,170	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	70	0.000	0.011168	0.010426	0.000742	0	0.000
	68	0.000	0.011168	0.010426	0.000742	10,283	7.626
	66	1.000	0.011149	0.010426	0.000723	10,283	7.431
	64	1.725	0.011111	0.010426	0.000685	10,283	7.045
	62	2.450	0.011054	0.010426	0.000628	10,283	6.455
	60	3.175	0.010977	0.010426	0.000551	37,020	20.380
	58	3.900	0.010880	0.010426	0.000454	37,020	16.796
	30	4.850	0.010724	0.010426	0.000297	37,020	11.010
	43	4.850	0.010724	0.010426	0.000297	32,098	9.546
	28	5.566	0.010584	0.010426	0.000158	32,098	5.069
	1	6.281	0.010426	0.010426	0.000000	32,098	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	71	0.000	0.011168	0.010426	0.000742	0	0.000
	69	0.000	0.011168	0.010426	0.000742	10,283	7.626
	67	1.000	0.011149	0.010426	0.000723	10,283	7.431
	65	1.725	0.011111	0.010426	0.000685	10,283	7.045
	63	2.450	0.011054	0.010426	0.000628	10,283	6.455
	61	3.175	0.010977	0.010426	0.000551	37,020	20.380
	59	3.900	0.010880	0.010426	0.000454	37,020	16.796
	57	4.850	0.010724	0.010426	0.000297	37,020	11.010
	44	4.850	0.010724	0.010426	0.000297	32,098	9.546
	29	5.566	0.010584	0.010426	0.000158	32,098	5.069
	27	6.281	0.010426	0.010426	0.000000	32,098	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.388 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.694$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.910 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 2.955$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.388 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.694$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.910 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 2.955$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.260 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.876 = 1.461 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.876 = 3.588 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.700 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 6.829 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.700 × 25.0 × 0.074 × 0.898 = 1.164 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.700 × 25.0 × 0.182 × 0.898 = 2.859 kN/m^2 (붕괴방지수준)

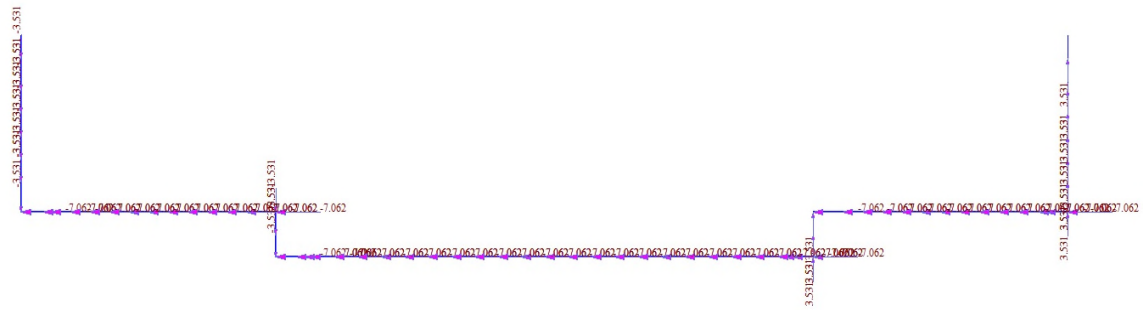
- 좌측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	70	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	68	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	66	1.000	0.502	25.0	0.074	0.182	0.985	0.915	2.248
	64	1.725	0.539	25.0	0.074	0.182	0.974	0.973	2.389
	62	2.450	0.576	25.0	0.074	0.182	0.963	1.028	2.526
	60	3.175	0.614	25.0	0.074	0.182	0.952	1.083	2.659
	58	3.900	0.651	25.0	0.074	0.182	0.942	1.135	2.789
	30	4.850	0.700	25.0	0.074	0.182	0.927	1.202	2.953
접합부	43	4.850	0.800	25.0	0.074	0.182	0.927	1.374	3.375
	28	5.566	0.800	25.0	0.074	0.182	0.917	1.358	3.336
	1	6.281	0.800	25.0	0.074	0.182	0.906	1.342	3.297

- 우측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	71	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	69	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	67	1.000	0.502	25.0	0.074	0.182	0.985	0.915	2.248
	65	1.725	0.539	25.0	0.074	0.182	0.974	0.973	2.389
	63	2.450	0.576	25.0	0.074	0.182	0.963	1.028	2.526
	61	3.175	0.614	25.0	0.074	0.182	0.952	1.083	2.659
	59	3.900	0.651	25.0	0.074	0.182	0.942	1.135	2.789
	57	4.850	0.700	25.0	0.074	0.182	0.927	1.202	2.953
접합부	44	4.850	0.800	25.0	0.074	0.182	0.927	1.374	3.375
	29	5.566	0.800	25.0	0.074	0.182	0.917	1.358	3.336
	27	6.281	0.800	25.0	0.074	0.182	0.906	1.342	3.297

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

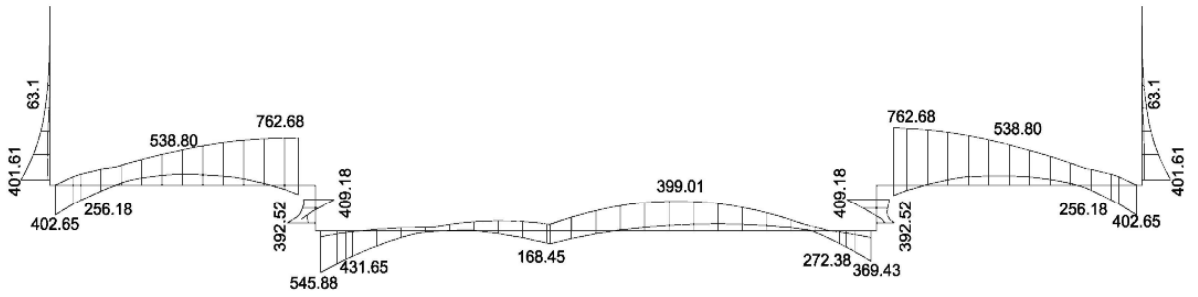
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

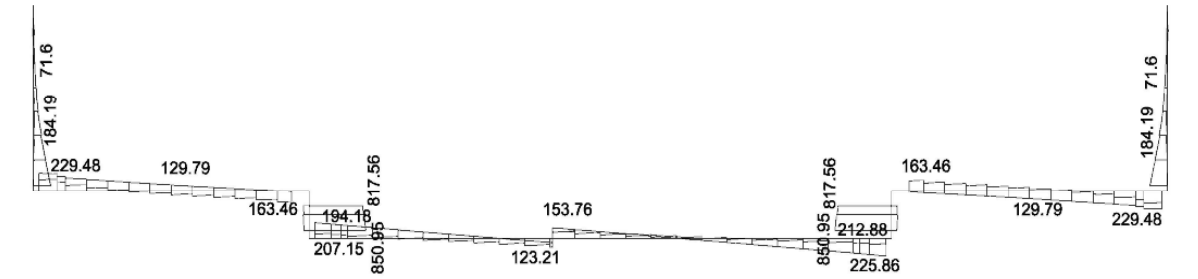
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	앵커하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15~20	LC21	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	1.000	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	1.000	

6. 단면력도

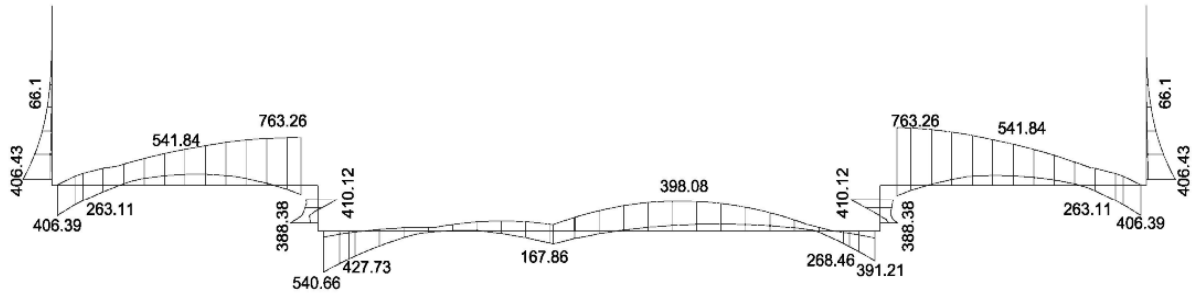
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



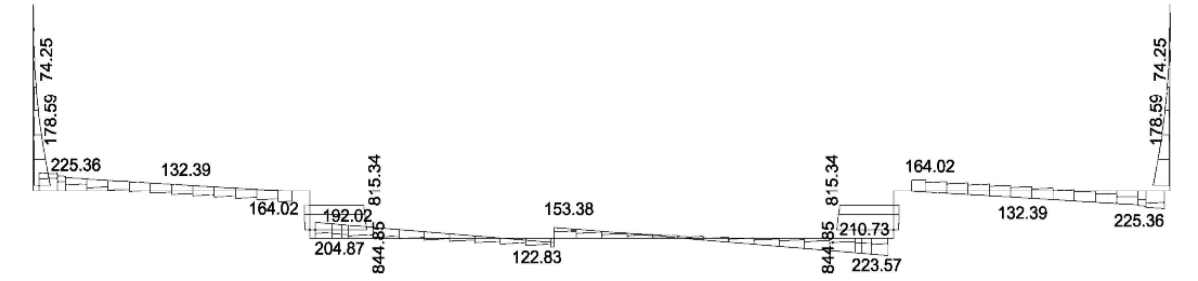
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	402.65	-	229.48	-
	램프중앙부	38	J[38]	538.8	-	129.79	-
	램프접합부	43	J[43]	762.68	-	163.46	-
	본선접합부	1	I[1]	545.88	-	212.88	-
	본선중앙부(+)	10	1/4	399.01	-	153.76	-
	본선중앙부(-)	14	I[14]	168.45	-	123.21	-
	램프측구	32	I[31]	256.18	-	229.48	-
	본선측구	2	I[2]	431.65	-	225.86	-

7.1.2 벽체: 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	63	I[62]	63.1	63.82	71.6	
		P_{max}	63	I[62]	63.1	63.82	71.6	
	하단	M_{max}	57	I[30]	401.61	124.62	184.19	
		P_{max}	57	I[30]	401.61	124.62	184.19	
연결부 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	29	J[43]	409.18	33.79	817.56	
		P_{max}	29	J[43]	179.03	125.05	817.56	
	중앙 정모멘트	M_{max}	27	i[1]	392.52	113.25	850.95	
		P_{max}	27	I[1]	392.52	113.25	850.95	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	406.39	-	225.36	-
	램프중앙부	37	J[37]	541.84	-	132.39	-
	램프접합부	43	J[43]	763.26	-	164.02	-
	본선접합부	1	I[1]	540.66	-	210.73	-
	본선중앙부(+)	10	2/4	398.08	-	153.38	-
	본선중앙부(-)	14	I[14]	167.86	-	122.83	-
	램프측구	32	I[31]	263.11	-	225.36	-
	본선측구	2	I[2]	427.73	-	223.57	-

8.1.2 벽체 : 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	63	I[62]	66.1	59.43	74.25	
		P_{max}	63	I[62]	66.1	59.43	74.25	
	하단	M_{max}	57	I[30]	406.43	117.14	178.59	
		P_{max}	57	I[30]	406.43	117.14	178.59	
연결부 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	29	J[43]	410.12	32.84	815.34	
		P_{max}	29	J[43]	179.97	125.61	815.34	
	중앙 정모멘트	M_{max}	27	i[1]	388.38	112.3	844.85	
		P_{max}	27	I[1]	388.38	112.3	844.85	

국회대로 지하차도

STA.0+485.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 5.3 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간벽체	외측벽체
상면(벽체외측)	100	80	80	100
하면(벽체내측)	80	100	80	80

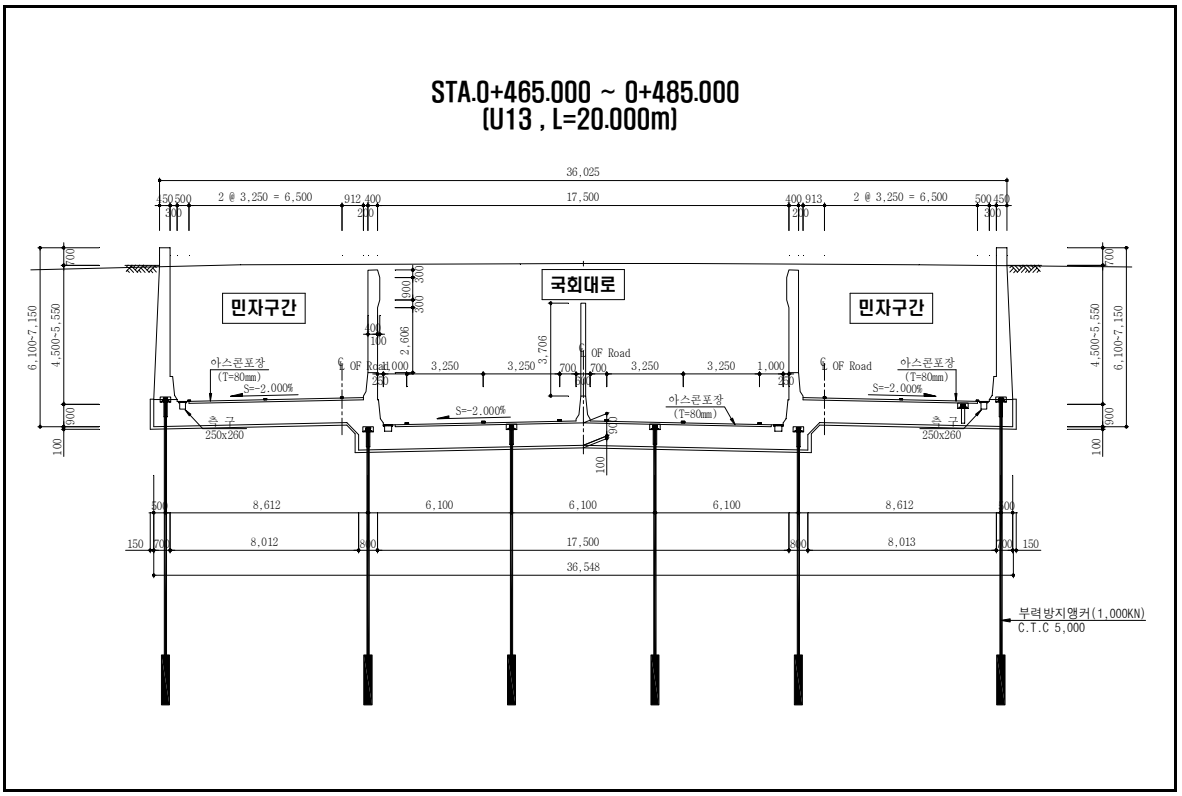
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

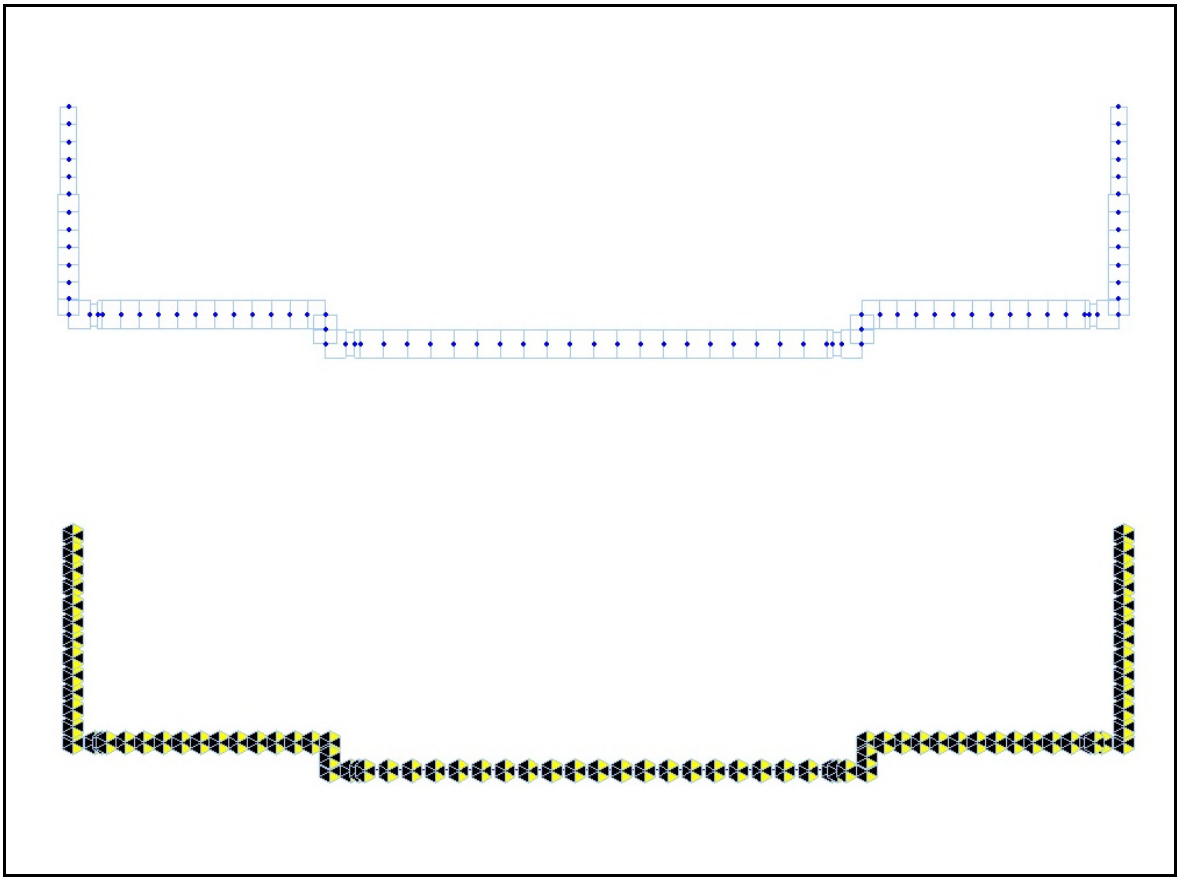
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.500	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	6.000	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	17.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	4.500	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 17.424 m = 17.424 m = 7.451 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,040	24,659	4,347	8,220	107,168	5,094	9,633	1,698	3,211
퇴적층(자갈층)	987,663	46,945	88,775	15,648	29,592	385,806	18,338	34,678	6,113	11,559
풍화토	2,201,831	104,656	197,908	34,885	65,969	860,090	40,881	77,308	13,627	25,769
풍화암	5,043,990	239,748	453,371	79,916	151,124	1,970,308	93,651	177,098	31,217	59,033
연 암	18,933,228	899,922	1,701,785	299,974	567,262	7,395,792	351,532	664,760	117,177	221,587
보통암	15,536,147	738,454	1,396,443	246,151	465,481	6,068,807	288,459	545,486	96,153	181,829
경 암	59,590,479	2,832,415	5,356,201	944,138	1,785,400	23,277,531	1,106,412	2,092,266	368,804	697,422

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	12,172	22,573	4,057	7,524	107,168	4,755	8,818	1,585	2,939
퇴적층(자갈층)	987,663	43,820	81,264	14,607	27,088	385,806	17,117	31,744	5,706	10,581
풍화토	2,201,831	97,690	181,165	32,563	60,388	860,090	38,160	70,768	12,720	23,589
풍화암	5,043,990	223,790	415,017	74,597	138,339	1,970,308	87,418	162,116	29,139	54,039
연 암	18,933,228	840,022	1,557,815	280,007	519,272	7,395,792	328,134	608,522	109,378	202,841
보통암	15,536,147	689,302	1,278,305	229,767	426,102	6,068,807	269,258	499,338	89,753	166,446
경 암	59,590,479	2,643,886	4,903,071	881,295	1,634,357	23,277,531	1,032,768	1,915,262	344,256	638,421

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.700	0.750	34,035	11,345	30 61
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.750	0.250	23,472	7,824	31 60
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.250	0.150	9,389	3,130	32 59
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.150	0.641	18,571	6,190	33 58
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.641	0.641	30,101	10,034	34 TO42 49 TO 57
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.641	0.600	29,134	9,711	43 48
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.600	0.600	28,167	9,389	44 47
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.800	0.700	32,865	10,955	1 27
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.700	0.300	21,910	7,303	2 26
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.300	0.200	10,955	3,652	3 25
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.200	0.795	21,801	7,267	4 24
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.795	0.795	34,837	11,612	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.565	0	0	84
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	82
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	80
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	78
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	76
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	74
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	72
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	70
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	68
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	66
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.525	48,382	16,127	64
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.525	0.525	46,607	15,536	62
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.525	0.900	63,252	21,084	30
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.900	0.466	55,504	18,501	45
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.466	0.466	37,869	12,623	28
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.466	0.900	55,504	18,501	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.565	0	0	85
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	83
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	81
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	79
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	77
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	75
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	73
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	71
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	69
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	67
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.525	48,382	16,127	65
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.525	0.525	46,607	15,536	63
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.525	0.900	63,252	21,084	61
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.900	0.466	55,504	18,501	46
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.466	0.466	37,869	12,623	29
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.466	0.900	55,504	18,501	27

* 붕괴방지수준

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 매립층]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.700	0.750	13,295	4,432	30 61
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.750	0.250	9,169	3,056	31 60
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.250	0.150	3,668	1,223	32 59
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.150	0.641	7,254	2,418	33 58
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.641	0.641	11,758	3,919	34 TO42 49 TO 57
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.641	0.600	11,380	3,793	43 48
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.600	0.600	11,003	3,668	44 47
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.800	0.700	12,838	4,279	1 27
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.700	0.300	8,559	2,853	2 26
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.300	0.200	4,279	1,426	3 25
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.200	0.795	8,516	2,839	4 24
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.795	0.795	13,608	4,536	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.565	0	0	84
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	82
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	80
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	78
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	76
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	74
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	72
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	70
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	68
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	66
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.525	18,899	6,300	64
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.525	0.525	18,206	6,069	62
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.525	0.900	24,708	8,236	30
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.900	0.466	21,681	7,227	45
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.466	0.466	14,793	4,931	28
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.466	0.900	21,681	7,227	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.565	0	0	85
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	83
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	81
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	79
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	77
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	75
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	73
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	71
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	69
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	67
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.525	18,899	6,300	65
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.525	0.525	18,206	6,069	63
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.525	0.900	24,708	8,236	61
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.900	0.466	21,681	7,227	46
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.466	0.466	14,793	4,931	29
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.466	0.900	21,681	7,227	27

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.13 = 0.074 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.13 = 0.182 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

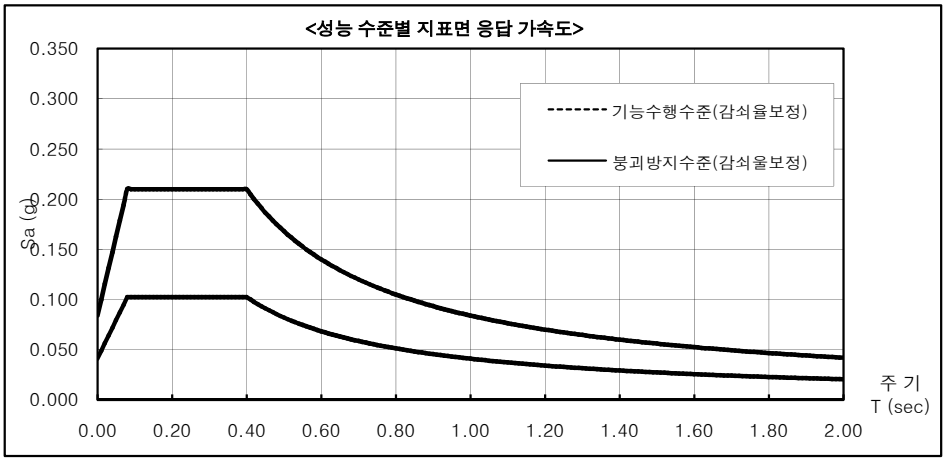
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

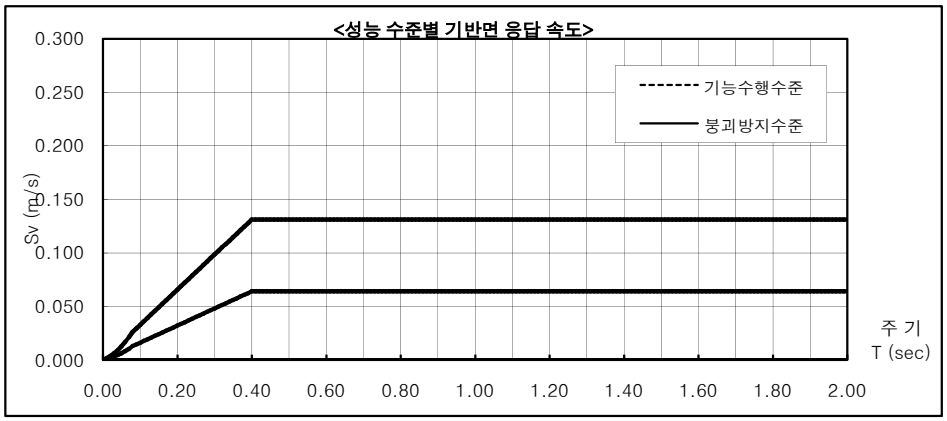
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.500	매립층	-	156	0.064
6.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.083
17.000	풍화토	-	424	0.160
4.500	풍화암	-	631	0.029
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.336

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.336 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.098 g = 0.959 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.500	매립층	-	156	0.064
6.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.083
17.000	풍화토	-	424	0.160
4.500	풍화암	-	631	0.029
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.336

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.336 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.200 g = 1.963 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

U_{h1} = 2 / π^2·Sv ·T_s ·cos(ω_0·x_1/v_{sod1}) 제 1층에서의 변위

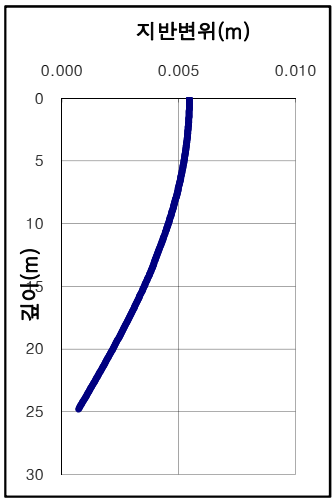
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.38 m , H_1 = 25.5 m , H_2 = 4.5 m , γ_1 = 19.6 , γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 366 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.54

ω_0 = 21.355 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.383 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.42 sec

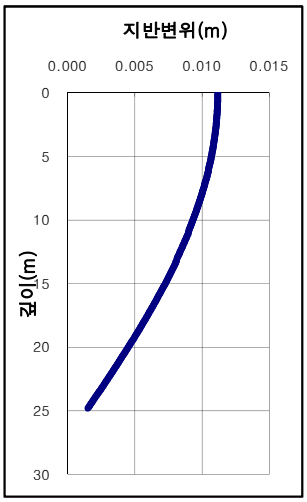
$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.005454 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.383m)

= 0.004922 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.383 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.42 sec

$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.011168 m

$U(Z_B)$=U(Z=7.451m)

= 0.010079 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,347 \times 0.005454 = \mathbf{23.705}$ kN/m^2 (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 1,698 \times 0.011168 = \mathbf{18.962}$ kN/m^2 (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	84	0.000	0.005454	0.004922	0.000532	0	0.000
	82	0.565	0.005451	0.004922	0.000529	24,659	13.042
	80	1.130	0.005442	0.004922	0.000520	24,659	12.822
	78	1.695	0.005427	0.004922	0.000505	24,659	12.457
	76	2.260	0.005406	0.004922	0.000484	24,659	11.947
	74	2.825	0.005380	0.004922	0.000458	88,775	40.651
	72	3.390	0.005347	0.004922	0.000425	88,775	37.773
	70	3.955	0.005309	0.004922	0.000387	88,775	34.380
	68	4.520	0.005265	0.004922	0.000343	88,775	30.474
	66	5.085	0.005215	0.004922	0.000294	88,775	26.060
	64	5.650	0.005160	0.004922	0.000238	88,775	21.143
	62	6.175	0.005103	0.004922	0.000182	88,775	16.128
	30	6.700	0.005042	0.004922	0.000120	88,775	10.688
	45	6.700	0.005042	0.004922	0.000120	81,264	9.784
	28	7.166	0.004984	0.004922	0.000062	81,264	5.042
	1	7.632	0.004922	0.004922	0.000000	81,264	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	85	0.000	0.005454	0.004922	0.000532	0	0.000
	83	0.565	0.005451	0.004922	0.000529	24,659	13.042
	81	1.130	0.005442	0.004922	0.000520	24,659	12.822
	79	1.695	0.005427	0.004922	0.000505	24,659	12.457
	77	2.260	0.005406	0.004922	0.000484	24,659	11.947
	75	2.825	0.005380	0.004922	0.000458	88,775	40.651
	73	3.390	0.005347	0.004922	0.000425	88,775	37.773
	71	3.955	0.005309	0.004922	0.000387	88,775	34.380
	69	4.520	0.005265	0.004922	0.000343	88,775	30.474
	67	5.085	0.005215	0.004922	0.000294	88,775	26.060
	65	5.650	0.005160	0.004922	0.000238	88,775	21.143
	63	6.175	0.005103	0.004922	0.000182	88,775	16.128
	61	6.700	0.005042	0.004922	0.000120	88,775	10.688
	46	6.700	0.005042	0.004922	0.000120	81,264	9.784
	29	7.166	0.004984	0.004922	0.000062	81,264	5.042
	27	7.632	0.004922	0.004922	0.000000	81,264	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	84	0.000	0.011168	0.010079	0.001089	0	0.000
	82	0.565	0.011162	0.010079	0.001083	9,633	10.432
	80	1.130	0.011143	0.010079	0.001065	9,633	10.257
	78	1.695	0.011113	0.010079	0.001035	9,633	9.965
	76	2.260	0.011071	0.010079	0.000992	9,633	9.557
	74	2.825	0.011016	0.010079	0.000938	34,678	32.518
	72	3.390	0.010950	0.010079	0.000871	34,678	30.216
	70	3.955	0.010872	0.010079	0.000793	34,678	27.501
	68	4.520	0.010782	0.010079	0.000703	34,678	24.377
	66	5.085	0.010680	0.010079	0.000601	34,678	20.846
	64	5.650	0.010566	0.010079	0.000488	34,678	16.913
	62	6.175	0.010451	0.010079	0.000372	34,678	12.902
	30	6.700	0.010325	0.010079	0.000247	34,678	8.550
	45	6.700	0.010325	0.010079	0.000247	31,744	7.827
	28	7.166	0.010206	0.010079	0.000127	31,744	4.033
	1	7.632	0.010079	0.010079	0.000000	31,744	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	85	0.000	0.011168	0.010079	0.001089	0	0.000
	83	0.565	0.011162	0.010079	0.001083	9,633	10.432
	81	1.130	0.011143	0.010079	0.001065	9,633	10.257
	79	1.695	0.011113	0.010079	0.001035	9,633	9.965
	77	2.260	0.011071	0.010079	0.000992	9,633	9.557
	75	2.825	0.011016	0.010079	0.000938	34,678	32.518
	73	3.390	0.010950	0.010079	0.000871	34,678	30.216
	71	3.955	0.010872	0.010079	0.000793	34,678	27.501
	69	4.520	0.010782	0.010079	0.000703	34,678	24.377
	67	5.085	0.010680	0.010079	0.000601	34,678	20.846
	65	5.650	0.010566	0.010079	0.000488	34,678	16.913
	63	6.175	0.010451	0.010079	0.000372	34,678	12.902
	61	6.700	0.010325	0.010079	0.000247	34,678	8.550
	46	6.700	0.010325	0.010079	0.000247	31,744	7.827
	29	7.166	0.010206	0.010079	0.000127	31,744	4.033
	27	7.632	0.010079	0.010079	0.000000	31,744	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.541 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.771$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 6.033 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.016$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.541 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.771$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 6.033 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.016$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.383 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.874 = 1.458 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.874 = 3.580 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 7.451 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.888 = 1.481 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.888 = 3.637 kN/m^2 (붕괴방지수준)

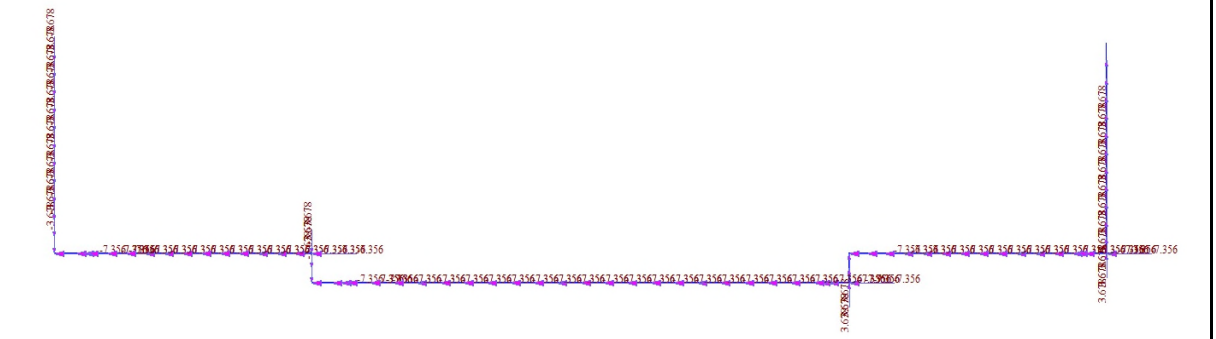
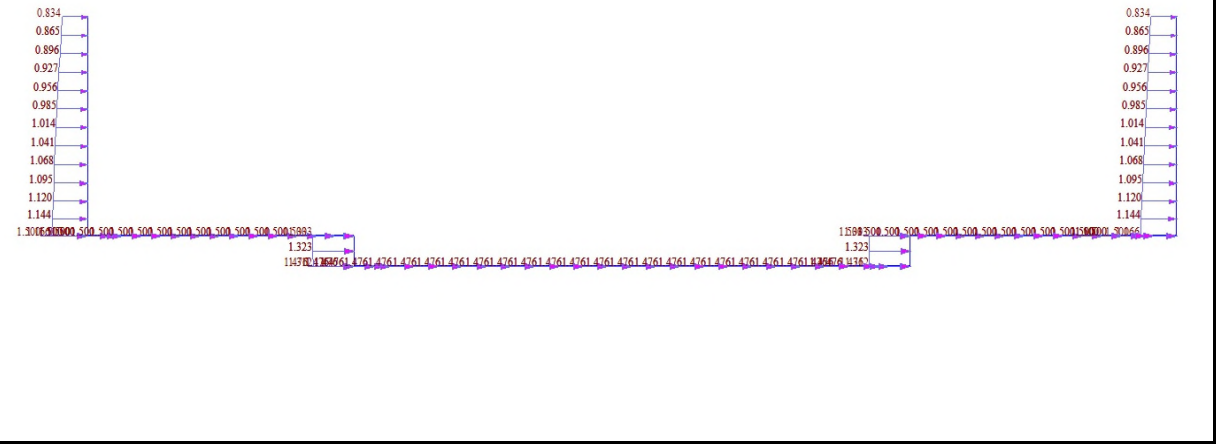
- 좌측벽체 관성력

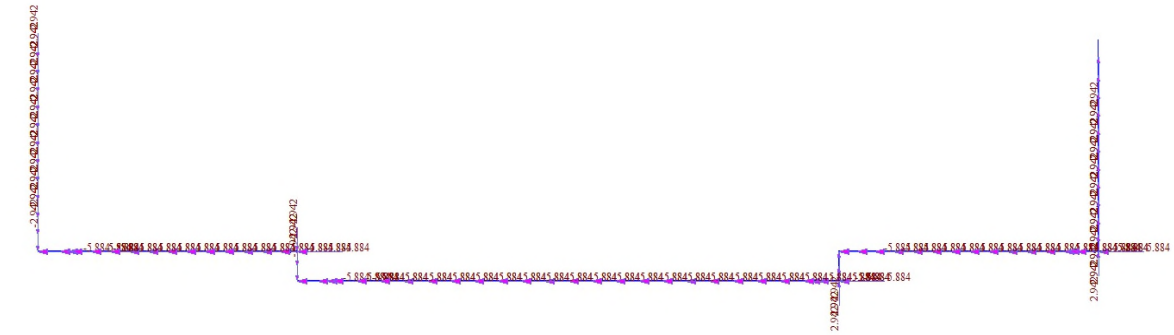
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	84	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	82	0.565	0.471	25.0	0.074	0.182	0.992	0.865	2.125
	80	1.130	0.492	25.0	0.074	0.182	0.983	0.896	2.201
	78	1.695	0.513	25.0	0.074	0.182	0.975	0.927	2.276
	76	2.260	0.534	25.0	0.074	0.182	0.966	0.956	2.349
	74	2.825	0.555	25.0	0.074	0.182	0.958	0.985	2.420
	72	3.390	0.576	25.0	0.074	0.182	0.949	1.014	2.490
	70	3.955	0.598	25.0	0.074	0.182	0.941	1.041	2.558
	68	4.520	0.619	25.0	0.074	0.182	0.932	1.068	2.624
	66	5.085	0.640	25.0	0.074	0.182	0.924	1.095	2.689
	64	5.650	0.661	25.0	0.074	0.182	0.915	1.120	2.752
	62	6.175	0.680	25.0	0.074	0.182	0.907	1.144	2.809
	30	6.700	0.700	25.0	0.074	0.182	0.900	1.166	2.865
접합부	45	6.700	0.800	25.0	0.074	0.182	0.900	1.333	3.274
	28	7.166	0.800	25.0	0.074	0.182	0.893	1.323	3.249
	1	7.632	0.800	25.0	0.074	0.182	0.886	1.312	3.223

- 우측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	85	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	83	0.565	0.471	25.0	0.074	0.182	0.992	0.865	2.125
	81	1.130	0.492	25.0	0.074	0.182	0.983	0.896	2.201
	79	1.695	0.513	25.0	0.074	0.182	0.975	0.927	2.276
	77	2.260	0.534	25.0	0.074	0.182	0.966	0.956	2.349
	75	2.825	0.555	25.0	0.074	0.182	0.958	0.985	2.420
	73	3.390	0.576	25.0	0.074	0.182	0.949	1.014	2.490
	71	3.955	0.598	25.0	0.074	0.182	0.941	1.041	2.558
	69	4.520	0.619	25.0	0.074	0.182	0.932	1.068	2.624
	67	5.085	0.640	25.0	0.074	0.182	0.924	1.095	2.689
	65	5.650	0.661	25.0	0.074	0.182	0.915	1.120	2.752
	63	6.175	0.680	25.0	0.074	0.182	0.907	1.144	2.809
	61	6.700	0.700	25.0	0.074	0.182	0.900	1.166	2.865
접합부	46	6.700	0.800	25.0	0.074	0.182	0.900	1.333	3.274
	29	7.166	0.800	25.0	0.074	0.182	0.893	1.323	3.249
	27	7.632	0.800	25.0	0.074	0.182	0.886	1.312	3.223

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

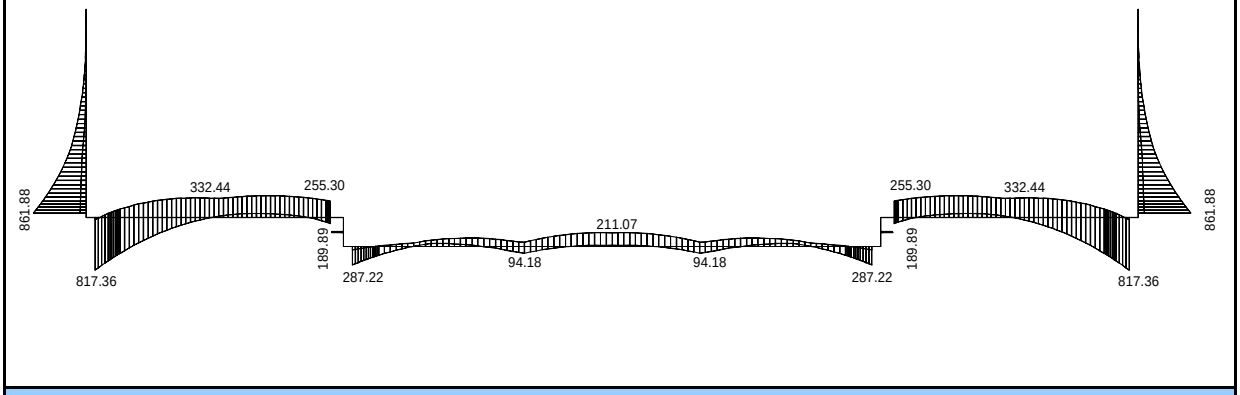
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

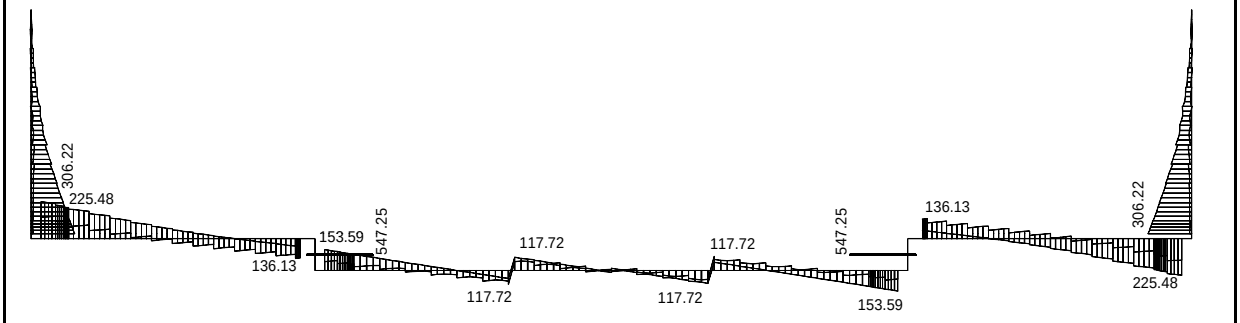
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	앵커하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15~20	LC21	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	1.000	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	1.000	

6. 단면력도

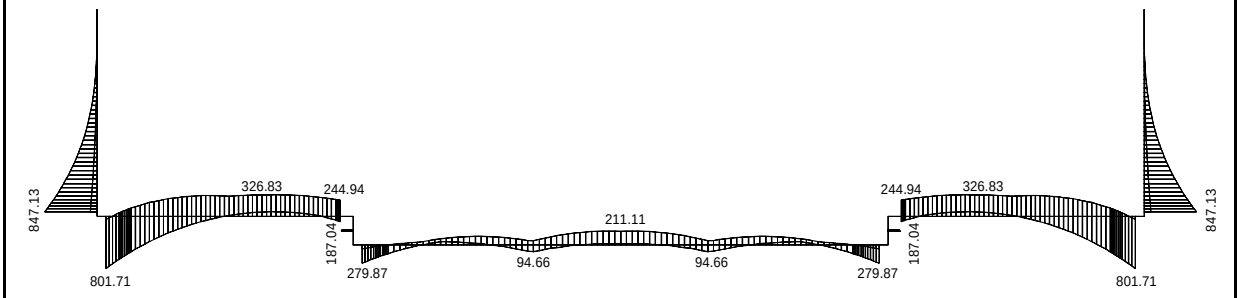
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



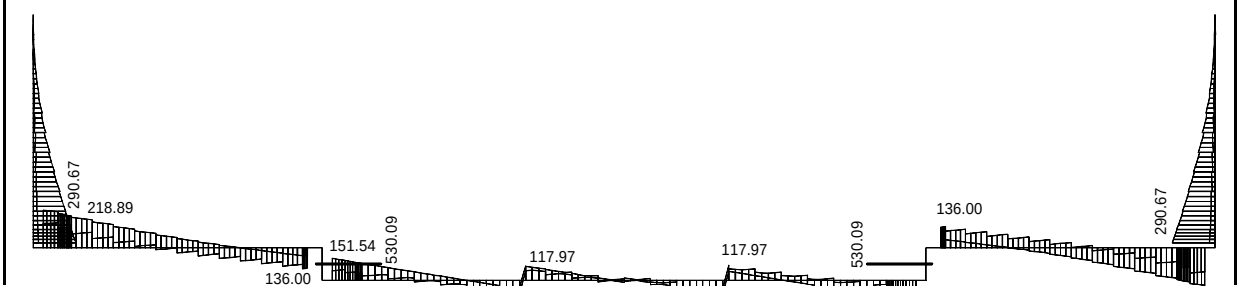
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	817.360	-	225.480	-
	램프중앙부	40	J[40]	332.440	-	69.150	-
	램프접합부	45	J[45]	255.300	-	136.130	-
	본선접합부	1	I[1]	287.220	-	153.590	-
	본선중앙부(+)	14	2/4	211.070	-	-	-
	본선중앙부(-)	10	I[10]	94.180	-	117.720	-
	램프측구	32	I[31]	672.760	-	301.630	-
	본선측구	2	I[2]	216.840	-	168.610	-

7.1.2 벽체: 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	71	I[70]	179.460	88.140	150.520	
		P_{max}	71	I[70]	179.460	88.140	150.520	
	하단	M_{max}	61	I[30]	861.880	158.420	306.220	
		P_{max}	61	I[30]	861.880	158.420	306.220	
연결부 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	29	J[45]	185.840	175.850	547.250	
		P_{max}	29	I[28]	189.890	189.220	547.250	
	중앙 정모멘트	M_{max}	27	J[28]	189.890	188.820	547.250	
		P_{max}	27	I[1]	193.880	202.190	547.250	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	801.710	-	218.890	-
	램프중앙부	40	J[40]	326.830	-	68.840	-
	램프접합부	45	J[45]	244.940	-	136.000	-
	본선접합부	1	I[1]	279.870	-	151.540	-
	본선중앙부(+)	14	2/4	211.110	-	-	-
	본선중앙부(-)	10	I[10]	94.660	-	117.970	-
	램프측구	32	I[31]	662.110	-	291.550	-
	본선측구	2	I[2]	210.400	-	166.470	-

8.1.2 벽체 : 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	71	I[70]	183.760	81.410	149.130	
		P_{max}	71	I[70]	183.760	81.410	149.130	
	하단	M_{max}	61	I[30]	847.130	146.660	290.670	
		P_{max}	61	I[30]	847.130	146.660	290.670	
연결부 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	29	J[45]	182.720	175.490	530.090	
		P_{max}	29	I[28]	187.040	187.830	530.090	
	중앙 정모멘트	M_{max}	27	J[28]	187.040	187.460	530.090	
		P_{max}	27	I[1]	191.400	199.790	530.090	

국회대로 지하차도

STA.0+485.000

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 지지력검토
16. 신축이음부 검토
17. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 0.000 m	GL -5.300m	퇴적층(모래)	28MPa	지반조사보고서 참고

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 3.624 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

1.9 사용프로그램

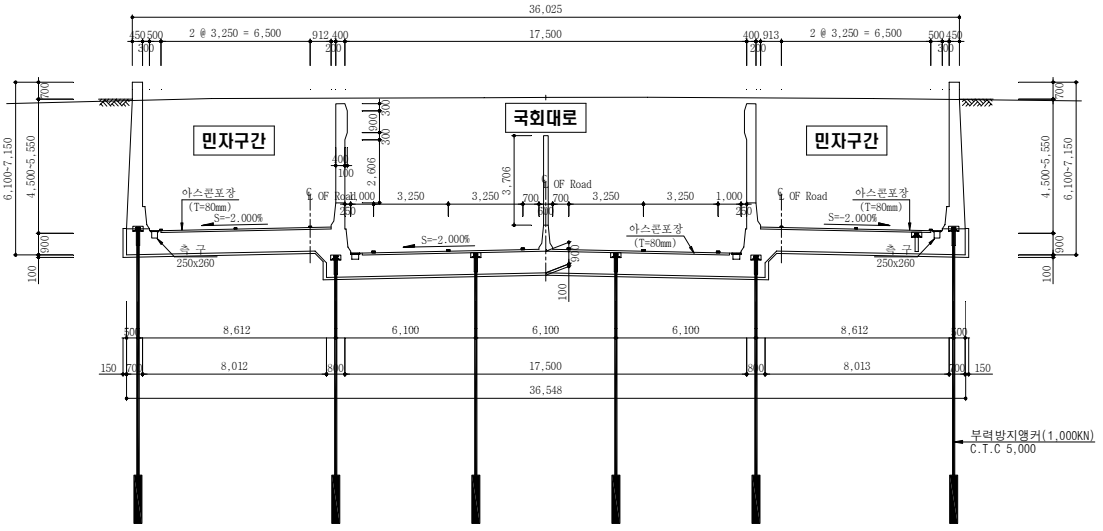
- MIDAS Civil 2009

1.10 참고문헌

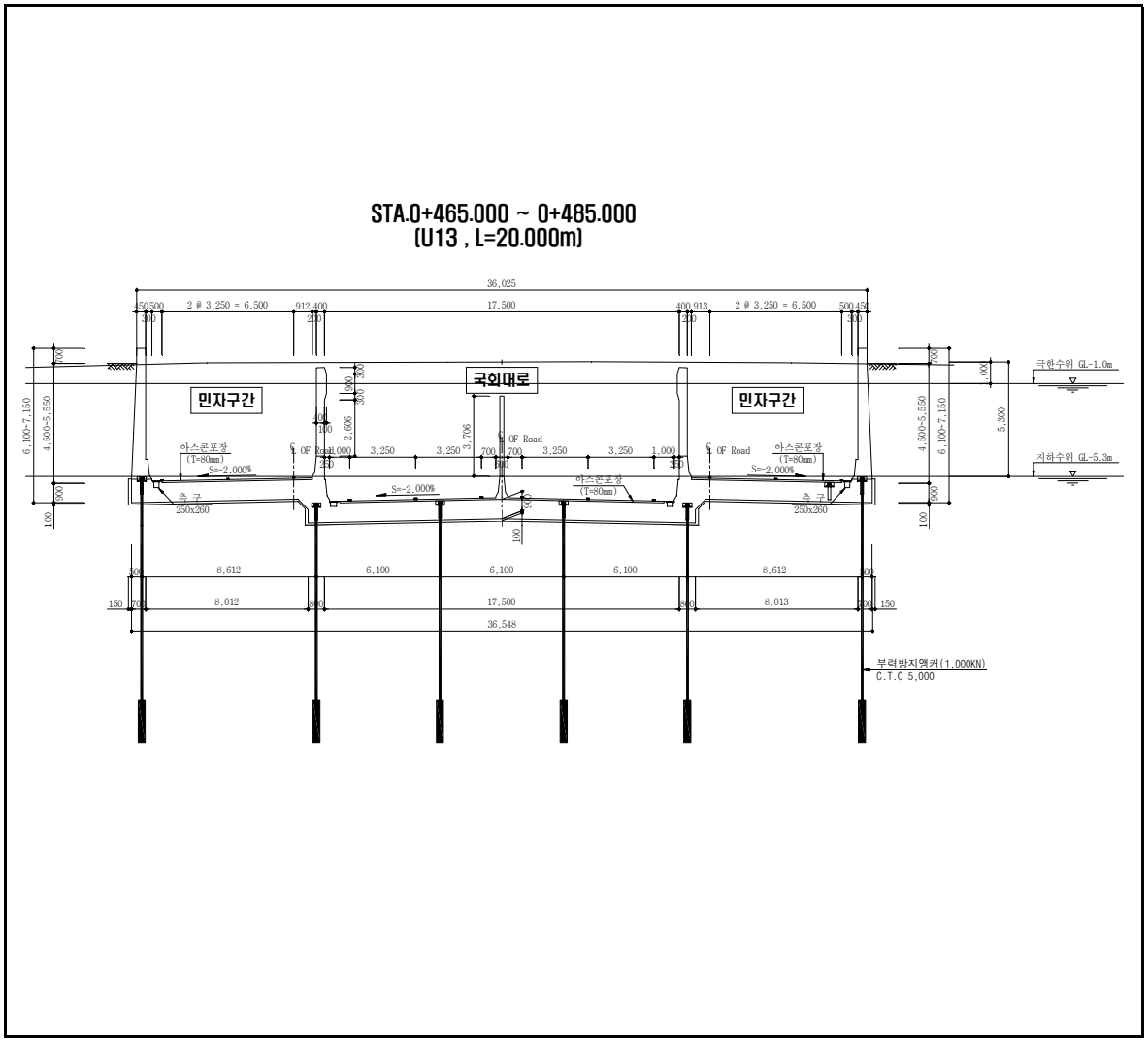
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정

STA.0+465.000 ~ 0+485.000
(U13 , L=20.000m)



3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	191.000	1,193.505	지하수위를 2.971m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -5.3m)	797.480	1,193.505	F.S = 1.497 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	2,168.625	2,455.189	F.S = 1.132 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 7.451 m

3.2.2 부력 작용폭 : 36.524 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 19.100 m = 191.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 17.424 m = 174.240 Hw kN/m

= 365.240 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W1(구체자중) : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	9.513	×	2	EA	=	428.063	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	6.250	×	2	EA	=	140.625	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.250	×	5.550	× 2 EA	=	34.688	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	× 2 EA	=	21.600	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	645.175	kN/m

(2) W1(구체자중) : 본선

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	0.032	×	2	EA	=	1.280	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
13)	경관벽체(방호벽측)	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	4.106	× 2 EA	=	82.120	kN/m
14)	경관벽체(중분대)	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.200	×	3.706	× 1 EA	=	18.530	kN/m
							Σ					=	548.330	kN/m

(3) W_2 (상재하중) : 없음

(4) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1193.505}{365.240\ Hw} \geq 1.1 \quad \Rightarrow H \leq 2.971\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 2.971m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하수위 : G.L-5.3m)

3.3.1 굴착고 : 7.451 m

3.3.2 부력 작용폭 : 36.524 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 2.151 × 19.100 = 410.841 KN/m

10.000 × 2.219 × 17.424 = 386.639 KN/m

= 797.480 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1193.505 + 0.000 + 0.000 = 1193.505 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1193.505 KN/m

② 헌치

(0.000 × 0.000)× 1/2 × 2 EA × 0.000 = 0.000 kN/m

TOTAL = 1193.505 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 0.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 0.000 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 0.000 × 0.000)× tan 20° = 0.000 kN/m

3.3.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1193.505}{797.480} = 1.497 \geq 1.200$$ ∴ O.K

3.4 완공후 부력검토 (극한수위 : G.L -1.0m)

(1) 구체자중 : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	9.513	×	2	EA	=	428.063	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	6.250	×	2	EA	=	140.625	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.250	×	5.550	× 2 EA	=	34.688	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	× 2 EA	=	21.600	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	645.175	kN/m

(2) 구체자중 : 본선

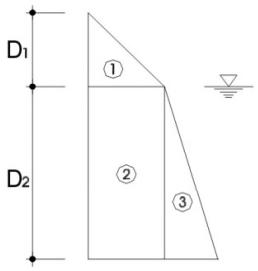
1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	0.032	×	2	EA	=	1.280	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
13)	경관벽체(방호벽측)	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	4.106	× 2 EA	=	82.120	kN/m
14)	경관벽체(중분대)	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.200	×	3.706	× 1 EA	=	18.530	kN/m
							Σ					=	548.330	kN/m

(2) 연직하중

1)	아스팔트	23.000	kN/m^3	×	33.524	m	×	0.080	m	=	61.684	kN/m
					Σ					=	61.684	kN/m

(3) 측면마찰력 [2·C·D] + [K_u·γ·D^2·tanδ] 여기서 C=0 이므로 [2·C·D] 항목은 제외

토압분포



1) (K_o·γ_t·D_1) x (1/2) x D_1 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m³ × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

2) (K_o·γ_t·D_1) x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m³ × 0.000 m) × 0.000 m

× 0.000 × 2 EA = - kN/m

3) (K_o·γ_{sub}·D_2) x (1/2) x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 11.000 kN/m³ × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

Σ = - kN/m

(4) 양압력

양압력	:	10.000	KN/m³	×	5.450	m	×	17.425	m	= 949.663 kN/m
양압력	:	10.000	KN/m³	×	6.382	m	×	19.100	m	= 1,218.962 kN/m
							Σ			= 2,168.625 kN/m

(5) 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(\ 1193.505 + 61.684 + 0.000\ )}{2168.625} = 0.579 < 1.05$$ **N.G**

∵ 부력앵커를 설치해야함

(6) 소요 부력 ANCHOR 작용력

Preq = 2168.625 × 1.05 − 1255.189 = 1021.87 kN/m

(7) 사용 부력 ANCHOR 작용력

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

앵커 종방향 C.T.C : 5.00 m

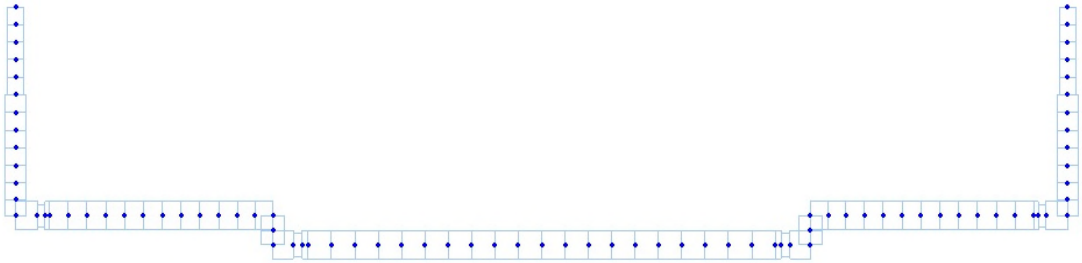
Puse = 1000.000 × 1.0 / 5.000 × 6 EA = 1200.00 kN/m > 1021.87 kN/m

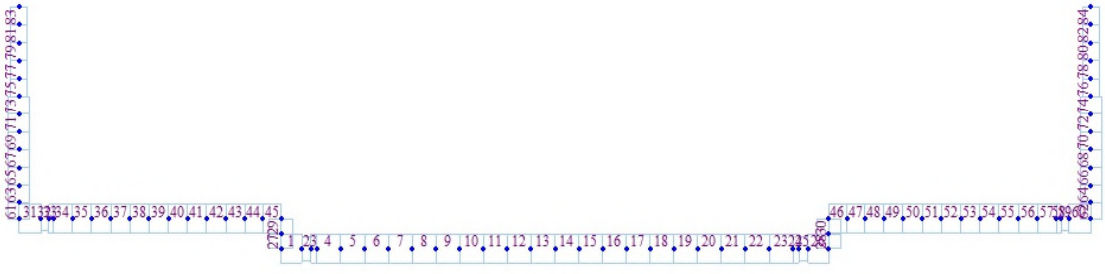
(8) 부력앵커 설치 후 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(\ 1193.505 + 61.684 + 1200.000\ )}{2168.625} = 1.132 \geq 1.05$$ **O.K**

4. 해석모델링

4.1 Modeling

모델링

절점번호

부재번호


4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.900	0.900	0.0607500	램프 하부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	0.700	0.700	0.0285833	외측 벽체
	2	1.000	0.800	0.800	0.0426667	접합부 벽체

4.3 강역산정

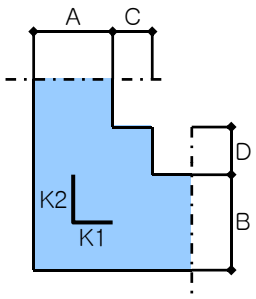
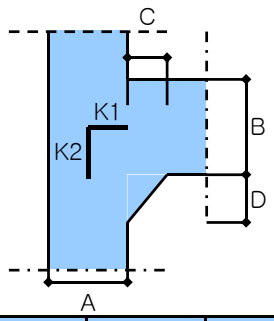
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

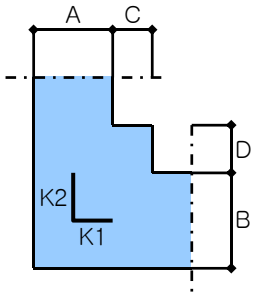
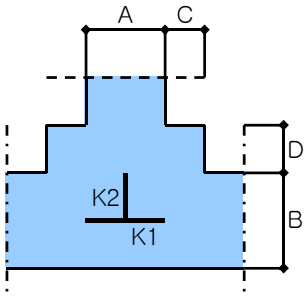
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

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

구분	단부			접합부		
하부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.700	m	A	0.800	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.180	m	C	0.500	m
	D	0.330	m	D	0.500	m
	Θ1	61.390	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	28.610	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.305	m	K1	0.450	m
	K2	0.138	m	K2	0.550	m

구분	단부				
하부슬래브 본선					
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.800	m	A		m
	B	0.900	m	B		m
	C	0.130	m	C		m
	D	0.330	m	D		m
	Θ1	68.499	°	Θ1		°
	Θ2	21.501	°	Θ2		°
	K1	0.305	m	K1		m
	K2	0.580	m	K2		m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎡)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서, 아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(17.42 × 17.42) = 17.42 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (17.42 / 0.3) $^{-3/4}$ = 17,745 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.7000 + 0.7500) / 2 × 17,745	=	12,865	30 61
2	(0.7500 + 0.2500) / 2 × 17,745	=	8,873	31 60
3	(0.2500 + 0.1500) / 2 × 17,745	=	3,549	32 59
4	(0.1500 + 0.6412) / 2 × 17,745	=	7,020	33 58
5	(0.6412 + 0.6412) / 2 × 17,745	=	11,378	34 TO42 49 TO 57
6	(0.6412 + 0.6000) / 2 × 17,745	=	11,013	43 48
7	(0.6000 + 0.6000) / 2 × 17,745	=	10,647	44 47

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(19.10 × 19.10) = 19.10 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (19.10 / 0.3) $^{-3/4}$ = 16,564 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8000 + 0.7000) / 2 × 16,564	=	12,423	1 27
2	(0.7000 + 0.3000) / 2 × 16,564	=	8,282	2 26
3	(0.3000 + 0.2000) / 2 × 16,564	=	4,141	3 25
4	(0.2000 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	8,241	4 24
5	(0.7950 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	13,168	5 TO 23

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

· 방호벽(램프) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	×	1	EA	=	10.800	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	1	EA	=	0.750	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	1	EA	=	0.660	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	1	EA	=	0.263	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	1	EA	=	0.465	kN/m
											=	12.938	kN/m

· 중앙분리대(본선) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
											=	9.675	kN/m

· 경관벽체(방호벽측) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	4.106	×	1	EA	=	41.060	kN/m
											=	41.060	kN/m

· 경관벽체(중앙분리대) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.200	×	3.706	×	1	EA	=	18.530	kN/m
											=	18.530	kN/m

6.2 활하중 ····· LC02~07

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2

· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2

· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [5.000 x 19.0] = **57.000** kN/m^2

· W_{h4} = 57.000 + 0.500 × [0.932 x 19.0] = **65.854** kN/m^2

6.4토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

- W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2
- W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2
- W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [5.000 x 10.0] = **34.500** kN/m^2
- W_{h4} = 34.500 + 0.500 × [0.932 x 10.0] = **39.160** kN/m^2

6.5 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W1}) : 양수압

- W_{W1} = (5.00 + 0.000 + 0.00) × 10.0 = **50.000** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

- W_{W2} = (5.00 + 0.932 + 0.00) × 10.0 = **59.320** kN/m^2

6.6 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

- W_{w2} = 0.000 + (0.000) x 10.0 = **0.000** kN/m^2
- W_{w3} = 0.000 + (1.000) x 10.0 = **10.000** kN/m^2
- W_{w4} = 10.000 + (5.000) x 10.0 = **60.000** kN/m^2
- W_{w5} = 60.000 + (0.932) x 10.0 = **69.320** kN/m^2

6.7 앵커하중 ····· LC21

단위 M당 작용하중 = 앵커력 / 앵커의 종방향 C.T.C

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

P = 1000.0 / 5.00 = **200.000** kN/m

6.8 풍하중 ····· LC22

방음벽 높이 = 4.0 m

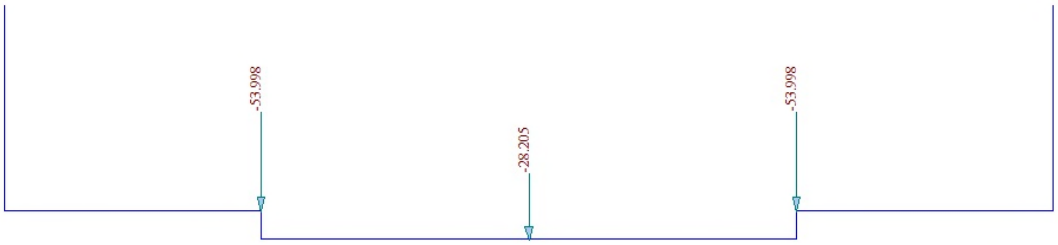
Fw = 4.0 x 0.70 = **2.800** kN/m

Mw = 2.8 x 4.00 / 2 = **5.600** kN*m/m

Vw = 1.561 = **1.561** kN/m

7. 하중재하도

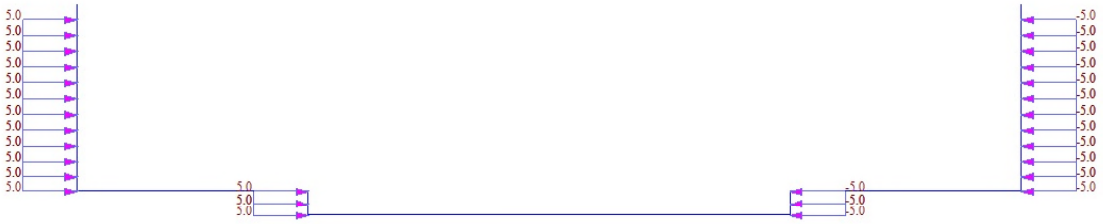
LC1. 고정하중(자중)



프로그램내에서 자동 계산

방호벽, 중분대 및 경관벽체는 집중하중으로 재하

LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



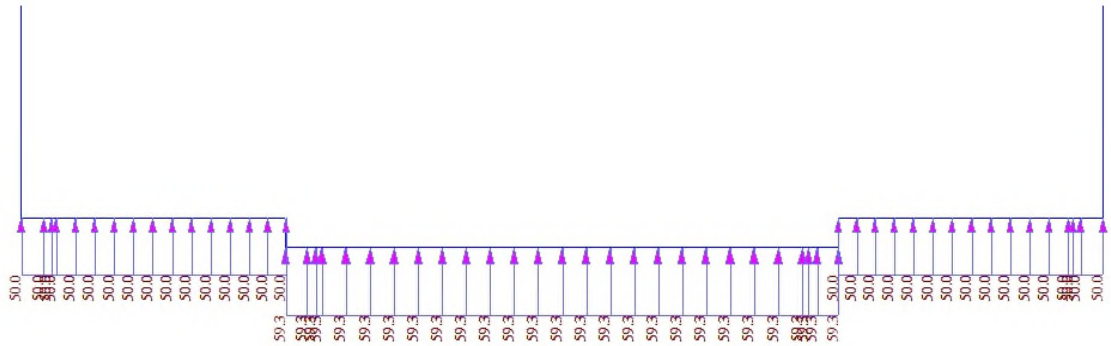
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



LC11. 토압(수평하중 지하수有)



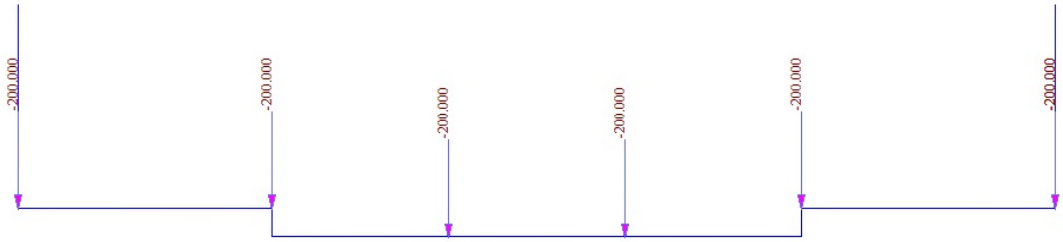
LC12. 수압(연직하중)



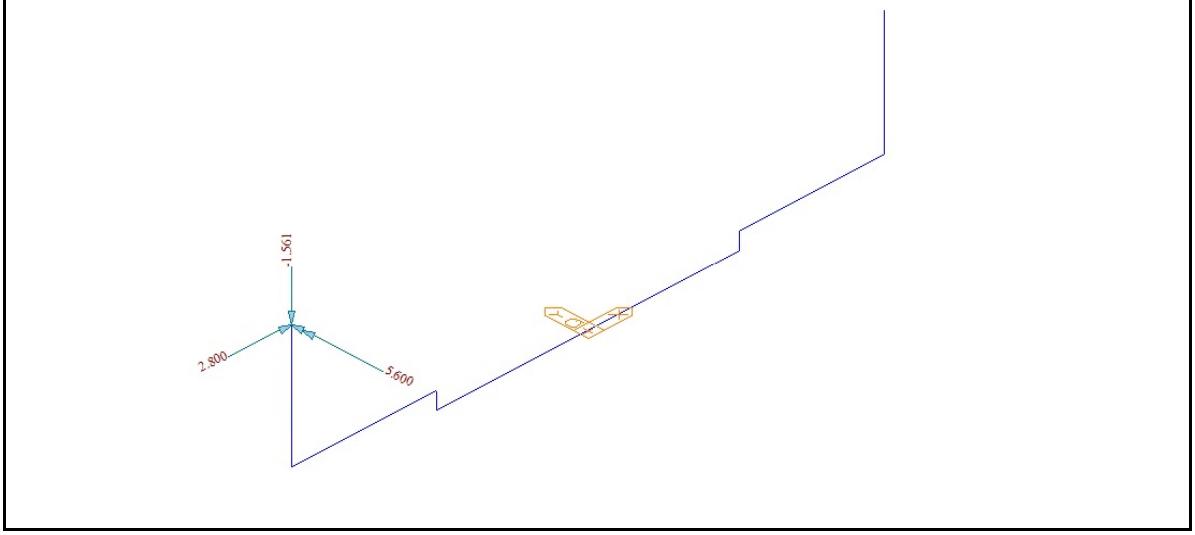
LC13. 수압(수평하중)



LC21. 앵커하중



LC22. 풍하중



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.05 − 0.025h ≥ 0.875

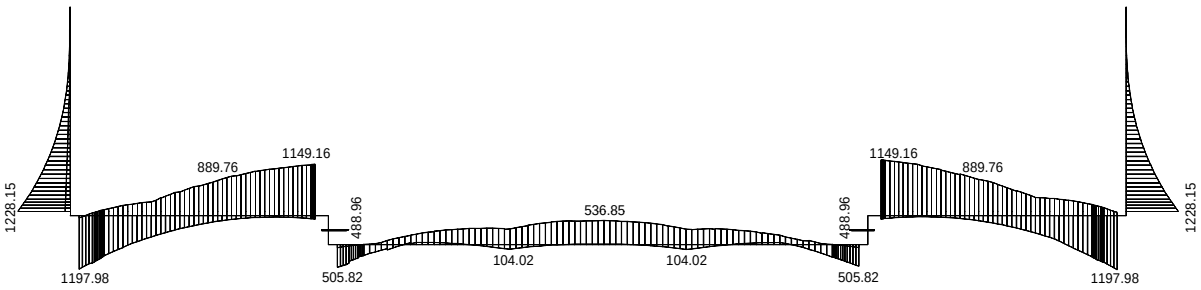
적용토피 = 0.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 0.00

= 1.05 ≥ 0.875 ∴ α_H = 1

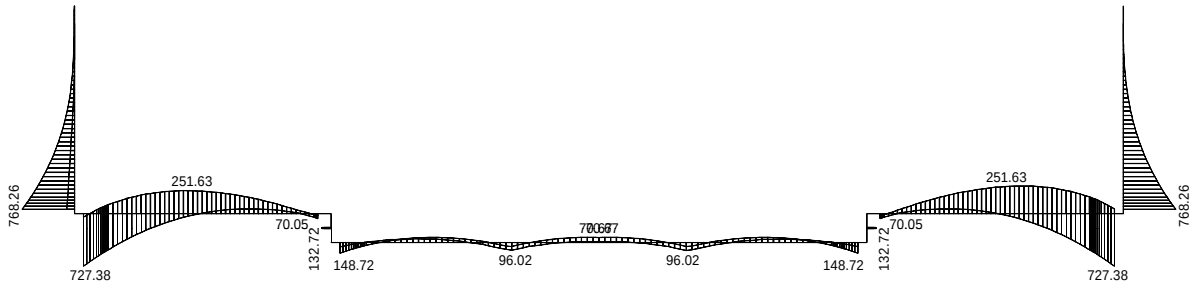
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	앵커하중	풍하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압				
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有						
				좌측	우측		좌측	우측										
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC21	LC22	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20	1.00		
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20	1.00		
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20	1.00		
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00		
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00		
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00		
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20	1.00		
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20	1.00		
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20	1.00		
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00		
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00		
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00		
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60					1.00		
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00		
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60					1.00		
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00		
	UCOMB17	1.20					1.00									1.00	1.30	
	UCOMB18	0.90							0.90		1.60					1.00	1.30	
	UCOMB19	0.90								0.90		1.60	0.90	1.60		1.00	1.30	
	UCOMB20	0.90							0.90		0.80					1.00	1.30	
	UCOMB21	0.90								0.90		0.80	0.90	0.80		1.00	1.30	
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00		
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00		
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00		
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00		
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00		
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00		
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00		
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00		
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00		
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00					1.00		
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00		
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00					1.00		
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00		
	WCOMB17	1.00					1.00									1.00	1.00	
	WCOMB18	1.00							1.00		1.00					1.00	1.00	
	WCOMB19	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	
	WCOMB20	1.00							1.00		1.00					1.00	1.00	
	WCOMB21	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	

9. 단면력도

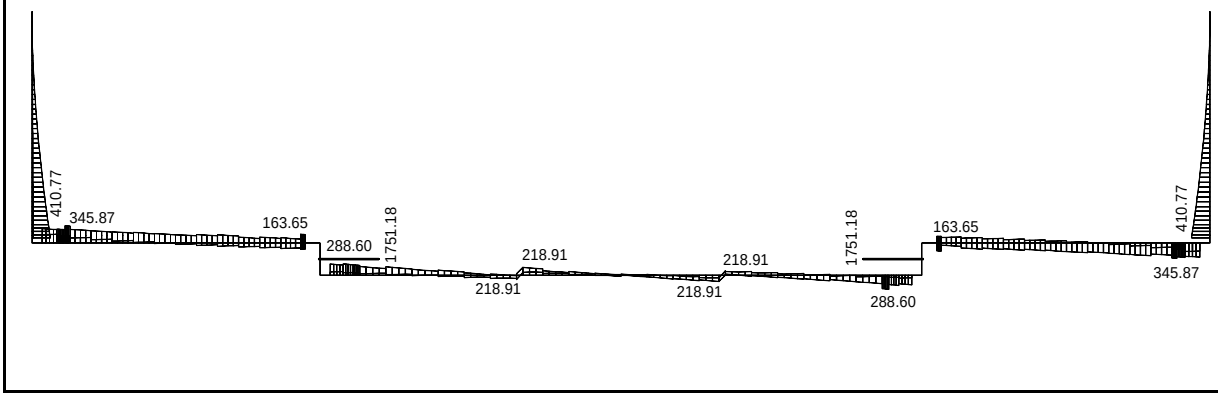
계수하중 - 모멘트도(B.M.D)



사용하중 - 모멘트도(B.M.D)



계수하중 - 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1197.980	-	345.870	727.380	817.360	-	225.480	1197.980	-	345.870	727.380	상시	상시
	램프중앙부	889.760	-	238.390	251.630	332.440	-	69.150	889.760	-	238.390	251.630	상시	상시
	램프접합부	1149.160	-	163.650	70.050	255.300	-	136.130	1149.160	-	163.650	70.050	상시	상시
	본선접합부	505.820	-	288.600	148.720	287.220	-	153.590	505.820	-	288.600	148.720	상시	상시
	본선중앙부(+)	536.850	-	0.000	70.670	211.110	-	0.000	536.850	-	0.000	70.670	상시	상시
	본선중앙부(-)	104.020	-	218.910	96.020	94.660	-	117.970	104.020	-	218.910	96.020	상시	상시
	램프측구	1060.170	-	391.850	602.300	672.760	-	301.630	1060.170	-	391.850	602.300	상시	상시
	본선측구	376.610	-	313.530	95.970	216.840	-	168.610	376.610	-	313.530	95.970	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	중앙부(-)	Mmax	278.010	136.890	210.150	173.740	183.760	88.140	150.520	278.010	136.890	210.150	173.740	상시	상시
		Pmax	278.010	136.890	210.150	173.740	183.760	88.140	150.520	278.010	136.890	210.150	173.740	상시	상시
	하단부	Mmax	1228.150	266.200	410.770	768.260	861.880	158.420	306.220	1228.150	266.200	410.770	768.260	상시	상시
		Pmax	1083.620	266.200	410.770	768.260	861.880	158.420	306.220	1083.620	266.200	410.770	768.260	상시	상시

※ 벽체 : 연결부

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
연결부 벽체	중앙부(-)	Mmax	477.690	256.660	1751.180	131.150	185.840	175.850	547.250	477.690	256.660	1751.180	131.150	상시	상시
		Pmax	65.400	528.400	1751.180	131.150	189.890	189.220	547.250	65.400	528.400	1751.180	131.150	상시	상시
	중앙부(+)	Mmax	448.960	256.660	1751.180	132.720	189.890	188.820	547.250	448.960	256.660	1751.180	132.720	상시	상시
		Pmax	1.990	398.700	1751.180	132.720	193.880	202.190	547.250	1.990	398.700	1751.180	132.720	상시	상시

11. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1197.98	727.38		817.36	1197.98	345.87	1779.74		1.00	0.900 0.800	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250		1.49	311.52	125.00
	램프 중앙부	889.76	251.63		332.44	889.76	238.39	1354.55		1.00	0.900 0.820	0.080	H29@250 + H29@250		1.52	1286.93	125.00
	램프 접합부	1149.16	70.05		255.30	1149.16	163.65	1354.55		1.00	0.900 0.820	0.080	H29@250 + H29@250		1.18	3467.15	125.00
	본선 접합부	505.82	148.72		287.22	505.82	288.60	813.91		1.00	0.900 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		1.61	976.97	125.00
	본선 중앙부 (+)	536.85	70.67		211.11	536.85		834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.56	2812.09	125.00
	본선 중앙부 (-)	104.02	96.02		94.66	104.02	218.91	307.72		1.00	0.698 0.598	0.100	H22@250 + H@		2.96	493.08	250.00
	램프 측구	1060.17	602.30		672.76	1060.17	391.85	1269.36	818.93	1.00	0.698 0.598	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	1.20	236.27	125.00
	본선 측구	376.61	95.97		216.84	376.61	313.53	665.45		1.00	0.759 0.659	0.100	H22@250 + H22@250		1.77	1651.86	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측벽체	중앙부(-) Mmax	278.01	173.74	136.89	183.76	278.01	210.15	#NAME?		1.00	0.580 0.480	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	785.48	125.00
	중앙부(-) Pmax	278.01	173.74	136.89	183.76	278.01	210.15	#NAME?		1.00	0.580 0.480	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	785.48	125.00
	하단부 Mmax	1228.15	768.26	266.20	861.88	1228.15	410.77	#NAME?	831.86	1.00	0.700 0.600	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	#NAME?	140.44	125.00
	하단부 Pmax	1083.62	768.26	266.20	861.88	1083.62	410.77	#NAME?	831.86	1.00	0.700 0.600	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	#NAME?	140.44	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
연결부 벽체	중앙부(-) Mmax	477.69	131.15	256.66	185.84	477.69	1751.18	#NAME?	1883.84	1.00	0.800 0.700	0.100	H29@250 + H29@250	H25@150 - 2EA	#NAME?	2094.45	125.00
	중앙부(-) Pmax	65.40	131.15	528.40	189.89	65.40	1751.18	#NAME?	1894.87	1.00	0.800 0.700	0.100	H29@250 + H29@250	H25@150 - 2EA	#NAME?	2094.45	125.00
	중앙부 Mmax	448.96	132.72	256.66	189.89	448.96	1751.18	#NAME?	1883.84	1.00	0.800 0.700	0.100	H22@250 + H22@250	H25@150 - 2EA	#NAME?	1271.38	125.00
	중앙부 Pmax	1.99	132.72	398.70	193.88	1.99	1751.18	#NAME?	1889.61	1.00	0.800 0.700	0.100	H22@250 + H22@250	H25@150 - 2EA	#NAME?	1271.38	125.00

12. 단면설계

12.1 하부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	769.157	769.157
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1197.980	345.870	727.380	130.843	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 84.482 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 261513.403 As - 1197980000 = 0

∴ Required As = 4847.149 ㎟ [p = 0.0063]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 16902.227 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2692.050 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2497.911 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2692.050 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6462.865 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	7431.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 99.390 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (769.157 - 99.390) / 99.390

= 0.0202

· ε_t = 0.0202 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1779.735 kN.m > Mu = 1197.980 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 499.582 kN > Vu = 345.870 kN

· 1/2·Øv·Vc = 249.791 kN < Vu = 345.870 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00966

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.306

· j = 1 - k / 3 = 0.898

· x = k·d = 235.604 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.941 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 141.730 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 149.923 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 311.520 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 420.216 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 311.520 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
889.760	238.390	251.630	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 57.650 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 889760000 = 0

∴ Required As = 3307.664 ㎟ [p = 0.00403]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4410.219 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 67.823 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 67.823) / 67.823

= 0.0333

· ε_t = 0.0333 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1354.553 kN.m > Mu = 889.760 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 238.390 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 238.390 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00627

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.256

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 209.570 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.201 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 65.271 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 65.271 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1444.919 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1286.935 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1286.935 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1149.160	163.650	70.050	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 75.297 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 1149160000 = 0

∴ Required As = 4320.158 ㎟ [p = 0.00527]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5760.211 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As =			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 88.585 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 88.585) / 88.585

= 0.0248

· ε_t = 0.0248 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1354.553 kN.m > Mu = 1149.160 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 163.650 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 163.650 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00627

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.256

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 209.570 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.891 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 18.171 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 18.171 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 4170.183 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 3467.146 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 3467.146 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
505.820	288.600	148.720	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 33.097 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 505820000 = 0

∴ Required As = 1898.912 ㎟ [p = 0.00237]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2531.883 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 38.937 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 38.937) / 38.937

= 0.0586

· ε_t = 0.0586 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 813.914 kN.m > Mu = 505.820 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 288.600 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 288.600 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00387

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.207

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 165.817 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.409 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 64.485 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 64.485 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 998.714 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 976.972 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 976.972 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부(+)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
536.850	0.000	70.670	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 34.278 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 536850000 = 0

∴ Required As = 1966.679 ㎟ [p = 0.0024]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2622.239 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 40.327 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 40.327) / 40.327

= 0.0580

· ε_t = 0.0580 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 536.850 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.100 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 29.871 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 29.871 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 3342.610 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 2812.088 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 2812.088 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 본선중앙부(-)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	698.000	598.000	598.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
104.020	218.910	96.020	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 8.984 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 203320.000 As - 104020000 = 0

∴ Required As = 515.480 ㎟ [p = 0.00086]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13141.050 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2093.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1942.062 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2093.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 687.306 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	1548.400	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 10.570 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (598.000 - 10.570) / 10.570

= 0.1667

· ε_t = 0.1667 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 307.717 kN.m > Mu = 104.020 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 388.412 kN > Vu = 218.910 kN

· 1/2·Øv·Vc = 194.206 kN < Vu = 218.910 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00259

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.173

· j = 1 - k / 3 = 0.942

· x = k·d = 103.532 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.292 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 110.051 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 110.051 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 493.079 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 572.463 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 493.079 mn > 250.000 mm ∴ **O.K**

12.1.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	698.000	567.157	567.157
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1060.170	391.850	602.300	130.843	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 105.666 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 192833.403 As - 1060170000 = 0

∴ Required As = 6062.614 ㎟ [p = 0.01069]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 12463.277 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1985.050 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1841.897 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1985.050 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 8083.486 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	7431.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 124.314 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (567.157 - 124.314) / 124.314

= 0.0107

· ε_t = 0.0107 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1269.361 kN.m > Mu = 1060.170 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 368.379 kN < Vu = 391.850 kN

· 1/2·Øv·Vc = 184.190 kN < Vu = 391.850 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 283.6 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 20.692 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 20.692 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 368.379 kN + 450.550 kN

= 818.929 kN > Vu = 391.850 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01310

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.346

· j = 1 - k / 3 = 0.885

· x = k·d = 196.399 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 12.226 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 161.554 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 174.994 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 236.267 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 360.013 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 236.267 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	759.000	659.000	659.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
376.610	313.530	95.970	100.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 29.978 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 224060.000 As - 376610000 = 0

∴ Required As = 1719.965 ㎟ [p = 0.00261]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 14481.525 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2306.500 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2140.165 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2306.500 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2293.286 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 35.268 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (659.000 - 35.268) / 35.268

= 0.0531

· ε_t = 0.0531 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 665.454 kN.m > Mu = 376.610 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 456.569 kN > Vu = 313.530 kN

· 1/2·Øv·Vc = 228.285 kN < Vu = 313.530 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00470

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.226

· j = 1 - k / 3 = 0.925

· x = k·d = 148.737 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.118 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 50.852 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 50.852 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1842.331 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1651.865 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1651.865 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 램프-벽체 단면검토

12.2.1 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	278.010	210.150	136.890	173.740
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	580.000	480.000	100.000	80.000	480.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2030.901	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0133] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 288.000 mm

· a = β1·c = 244.800 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13311000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 279.342 mm

· d" = X - H + d = 179.342 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5618.160 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4531.348 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1583.940 kN.m

· eb = Mb / Pb = 349.552 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2210.243 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (480.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 136.890 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 278.010 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 317.025 kN > Vu = 210.150 kN

· 1/2·Øv·Vc = 158.513 kN < Vu = 210.150 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01071

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.319

· j = 1 - k / 3 = 0.894

· x = k·d = 153.120 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.290 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 78.811 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 78.811 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 785.476 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 799.381 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 785.476 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	278.010	210.150	136.890	173.740
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	580.000	480.000	100.000	80.000	480.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2030.901	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0133] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 288.000 mm

· a = β1·c = 244.800 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13311000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 279.342 mm

· d" = X - H + d = 179.342 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5618.160 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4531.348 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1583.940 kN.m

· eb = Mb / Pb = 349.552 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2210.243 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (480.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 136.890 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 278.010 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 317.025 kN > Vu = 210.150 kN

· 1/2·Øv·Vc = 158.513 kN < Vu = 210.150 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01071

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.319

· j = 1 - k / 3 = 0.894

· x = k·d = 153.120 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.290 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 78.811 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 78.811 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 785.476 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 799.381 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 785.476 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1228.150	410.770	266.200	768.260
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	700.000	569.157	130.843	80.000	569.157
e (mm)	β1	Øf	Øv		
4613.636	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	7431.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0143] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 341.494 mm

· a = β1·c = 290.270 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 16065000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 331.365 mm

· d" = X - H + d = 200.522 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6661.697 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2972.480 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4658.085 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2364.587 kN.m

· eb = Mb / Pb = 507.631 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 4814.158 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (569.157 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 266.200 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1228.150 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 379.720 kN < Vu = 410.770 kN

· 1/2·Øv·Vc = 189.860 kN < Vu = 410.770 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 284.6 mm ∴ **O.K**

= 831.858 kN > Vu = 410.770 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01306

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.346

· j = 1 - k / 3 = 0.885

· x = k·d = 196.928 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 15.496 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 205.323 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 222.336 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 140.444 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 283.355 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 140.444 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1083.620	410.770	266.200	768.260
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	700.000	569.157	130.843	80.000	569.157
e (mm)	β1	Øf	Øv		
4070.699	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	7431.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0143] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 341.494 mm

· a = β1·c = 290.270 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 16065000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 331.365 mm

· d" = X - H + d = 200.522 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6661.697 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2972.480 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4658.085 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2364.587 kN.m

· eb = Mb / Pb = 507.631 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 4271.221 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (569.157 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 266.200 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1083.620 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 379.720 kN < Vu = 410.770 kN

· 1/2·Øv·Vc = 189.860 kN < Vu = 410.770 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 284.6 mm ∴ **O.K**

= 831.858 kN > Vu = 410.770 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01306

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.346

· j = 1 - k / 3 = 0.885

· x = k·d = 196.928 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 15.496 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 205.323 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 222.336 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 140.444 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 283.355 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 140.444 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 연결부 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	477.690	1751.180	256.660	131.150
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	700.000	100.000	80.000	700.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1861.178	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0084] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 420.000 mm

· a = β1·c = 357.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 380.104 mm

· d" = X - H + d = 280.104 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8193.150 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6721.294 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2752.037 kN.m

· eb = Mb / Pb = 409.450 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2141.282 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ ####

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 256.660 kN ∴ ####

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 477.690 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 465.082 kN < Vu = 1751.180 kN

· 1/2·Øv·Vc = 232.541 kN < Vu = 1751.180 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 350 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 918.641 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 918.641 ㎟

· USE Av = H 25 × 2 EA/M = 1013.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 465.082 kN + 1418.760 kN

= 1883.842 kN > Vu = 1751.180 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00734

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.273

· j = 1 - k / 3 = 0.909

· x = k·d = 191.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.157 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 40.106 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 40.106 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 2404.312 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 2094.450 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 2094.450 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 연결부 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	65.400	1751.180	528.400	131.150
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	700.000	100.000	80.000	700.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
123.770	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0084] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 420.000 mm

· a = β1·c = 357.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 380.104 mm

· d" = X - H + d = 280.104 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8193.150 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6721.294 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2752.037 kN.m

· eb = Mb / Pb = 409.450 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 403.874 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 528.400 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 65.400 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 476.114 kN < Vu = 1751.180 kN

· 1/2·Øv·Vc = 238.057 kN < Vu = 1751.180 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 350 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 910.761 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 910.761 ㎟

· USE Av = H 25 × 2 EA/M = 1013.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 476.114 kN + 1418.760 kN

= 1894.874 kN > Vu = 1751.180 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00734

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.273

· j = 1 - k / 3 = 0.909

· x = k·d = 191.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.157 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 40.106 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 40.106 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 2404.312 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 2094.450 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 2094.450 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 연결부 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	448.960	1751.180	256.660	132.720
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	700.000	100.000	80.000	700.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1749.240	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0071] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 420.000 mm

· a = β1·c = 357.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 397.930 mm

· d" = X - H + d = 297.930 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8193.150 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7923.298 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2512.838 kN.m

· eb = Mb / Pb = 317.145 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2047.170 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 256.660 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 448.960 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 465.082 kN < Vu = 1751.180 kN

· 1/2·Øv·Vc = 232.541 kN < Vu = 1751.180 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 350 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 918.641 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 918.641 ㎟

· USE Av = H 25 × 2 EA/M = 1013.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 465.082 kN + 1418.760 kN

= 1883.842 kN > Vu = 1751.180 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00442

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.220

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 154.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.657 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 66.070 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 66.070 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1366.724 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1271.379 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1271.379 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 연결부 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1.990	1751.180	398.700	132.720
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	700.000	100.000	80.000	700.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
4.991	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0071] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 420.000 mm

· a = β1·c = 357.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 397.930 mm

· d" = X - H + d = 297.930 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8193.150 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7923.298 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2512.838 kN.m

· eb = Mb / Pb = 317.145 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 302.921 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 398.700 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1.990 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 470.849 kN < Vu = 1751.180 kN

· 1/2·Øv·Vc = 235.425 kN < Vu = 1751.180 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 350 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 914.522 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 914.522 ㎟

· USE Av = H 25 × 2 EA/M = 1013.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 470.849 kN + 1418.760 kN

= 1889.609 kN > Vu = 1751.180 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00442

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.220

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 154.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.657 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 66.070 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 66.070 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1366.724 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1271.379 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1271.379 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

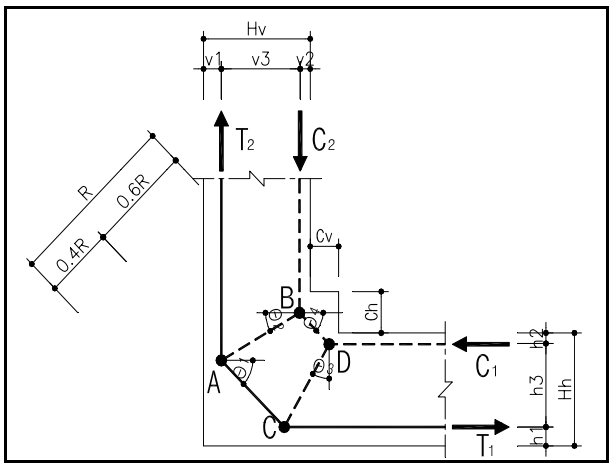
13. 우각부 보강검토

13.1 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	700.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	520.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1228.150 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1140.18 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

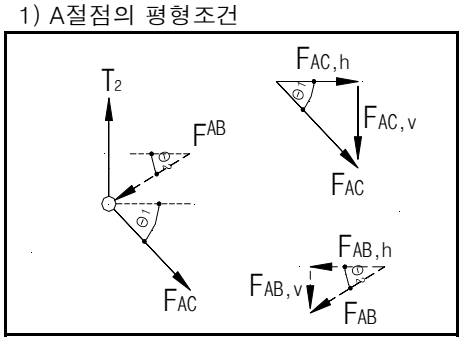
Θ_2 = 30.18°

Θ_3 = 8.09°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

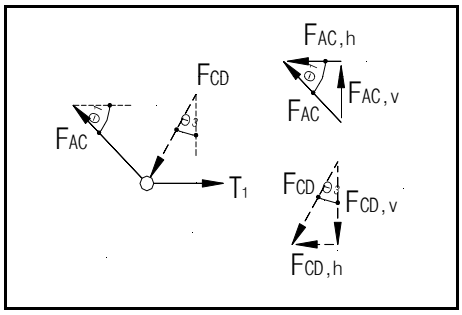
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{1,228.150}{0.720} =$ 1,705.764 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{1,228.150}{0.520} =$ 2,361.827 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 2,112.076 kN

식 ⑥ 으로부터

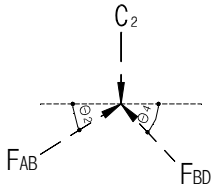
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 2,112.076 kN

따라서 F_{AC} = **2,112.076** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}727.567 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}112.076 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}508.477 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**2,112.076**	타이
AB	**-1,727.567**	스트럿
BD	**-2,112.076**	스트럿
CD	**-1,508.477**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,112.076 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}112{,}076.091}{0.85 \times 400} = 6{,}211.99 \quad mm^2$$

사용철근량

2단 주철근 As	= H	29	@	250	= 2,569.60	mm^2	(2 cycle)
	= H	19	@	250	= 1,146.00	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	= 2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H	25	@	250	= 2,026.80	mm^2	(2 단)
				합계	= **7,769.20**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 7,769.20 mm^2 > 6,211.99 mm^2 ……O.K

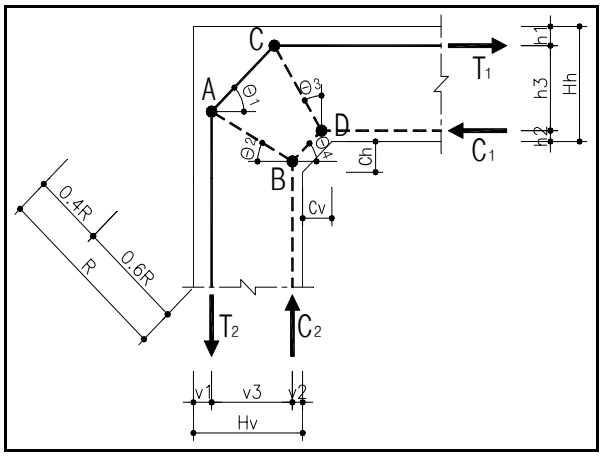
13. 우각부 보강검토

13.2 하부슬래브 (램프 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1149.160 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1555.63 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

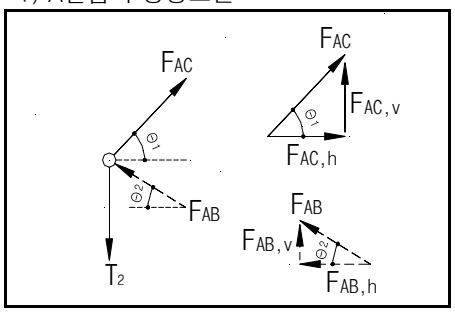
Θ_2 = 36.45°

Θ_3 = 26.44°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

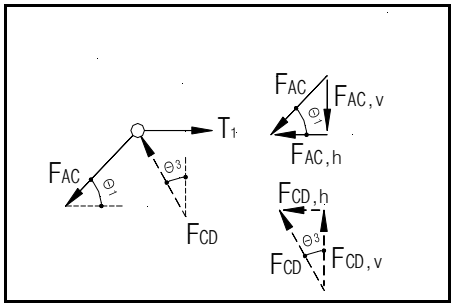
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \Theta = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3 \Rightarrow F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{1{,}149.160}{0.720} =$ 1,596.056 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{1{,}149.160}{0.620} =$ 1,853.484 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,507.567 kN

식 ⑥ 으로부터

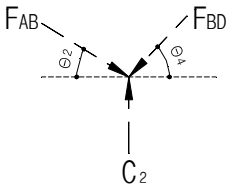
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,507.567 kN

따라서 F_{AC} = **1,507.567** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}325.328 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}507.567 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}190.515 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,507.567	타이
AB	-1,325.328	스트럿
BD	-1,507.567	스트럿
CD	-1,190.515	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,507.567 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}507{,}567.400}{0.85 \times 400} = 4{,}434.02 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**5,139.20**	mm^2	

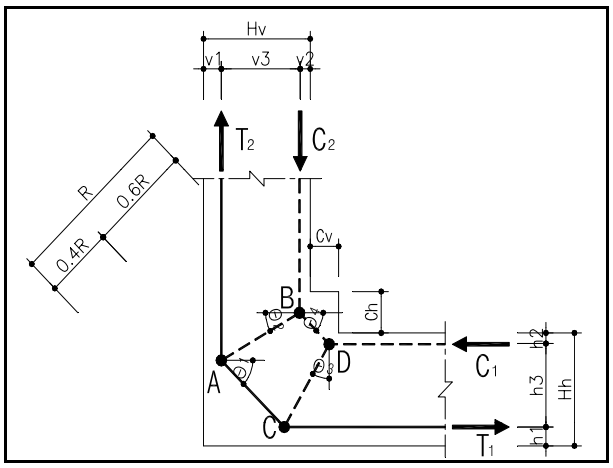
$A_{s,used}$ = 5,139.20 mm^2 > 4,434.02 mm^2 ……O.K

13.3 하부슬래브(본선 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	505.820 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1204.16 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

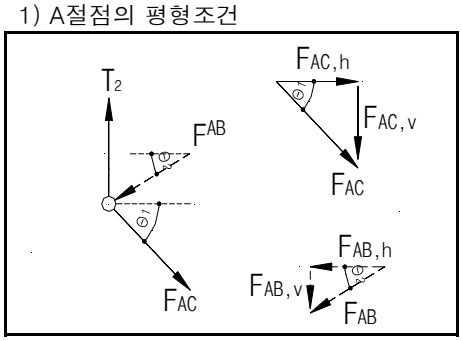
Θ_2 = 21.84°

Θ_3 = 11.65°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

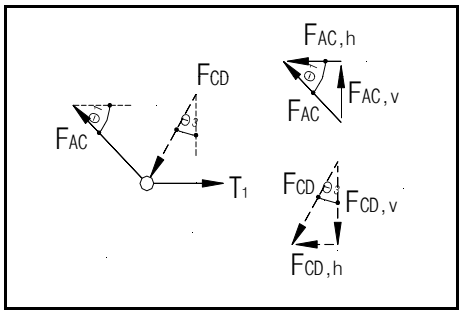
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{505.820}{0.720} =$ 702.528 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{505.820}{0.620} =$ 815.839 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 823.648 kN

식 ⑥ 으로부터

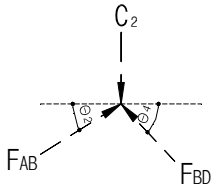
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 823.648 kN

따라서 $F_{AC} =$ **823.648** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 627.446 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 823.648 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 594.666 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**823.648**	타이
AB	**-627.446**	스트럿
BD	**-823.648**	스트럿
CD	**-594.666**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 823.648 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{823,648.326}{0.85 \times 400} = 2,422.50 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**3,096.80**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 3,096.80 mm^2 > 2,422.50 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1486.240	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	125	=	2292.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	29@	250	=	2569.600	743.120	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	250	=	1146.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1486.240	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	125	=	2292.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1600.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 지지력 검토

15.1 하중 산정 : 램프

15.1.1 고정하중

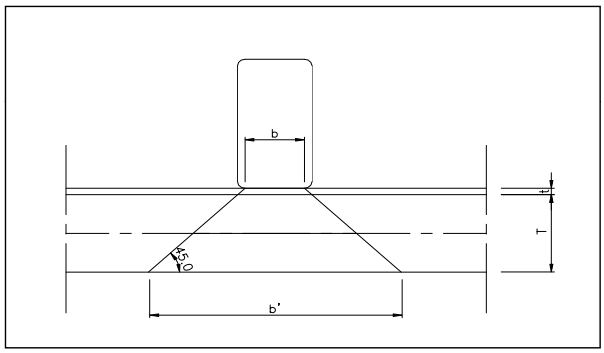
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 645.18 / 17.425 = 37.026 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

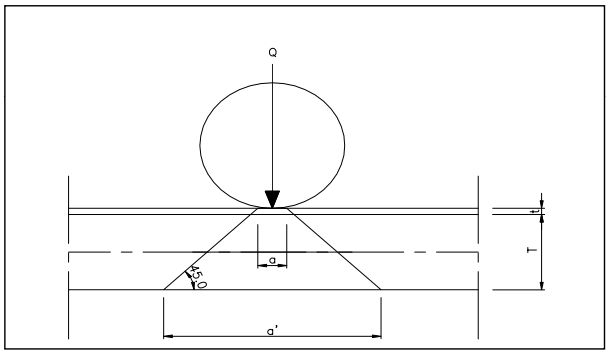


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.048 kN/m^2

15.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 37.026 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 19.048

= 56.074 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 56.074 kN/m^2 < Qa = 555.960 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

15.3 하중 산정 : 본선

15.3.1 고정하중

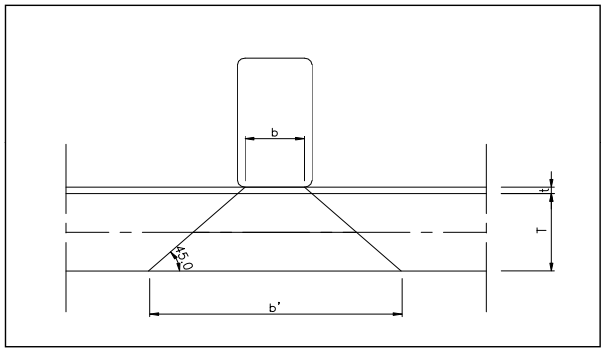
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 548.33 / 19.100 = 28.708 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

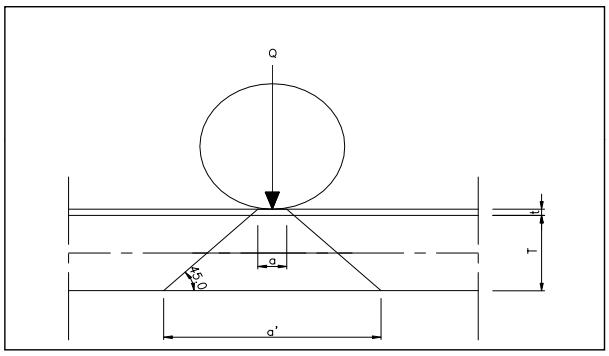


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.048 kN/m^2

15.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 28.708 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 19.048

= 47.756 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

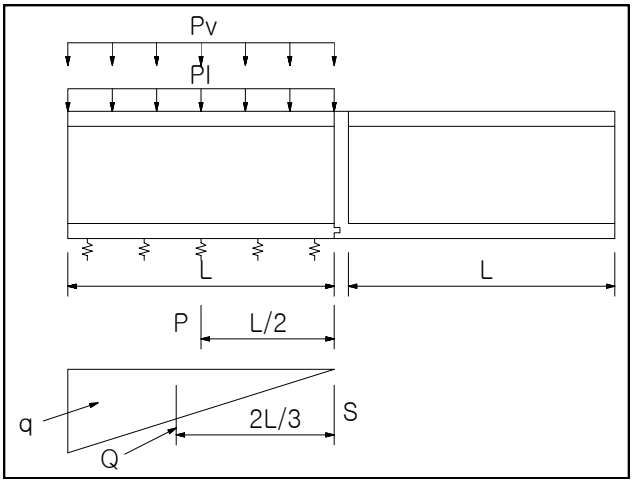
Qmax = 47.756 kN/m^2 < Qa = 575.540 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16. 신축이음부 검토

16-1. 램프

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt
= 9.513 x 0 x 19.0
= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 : 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

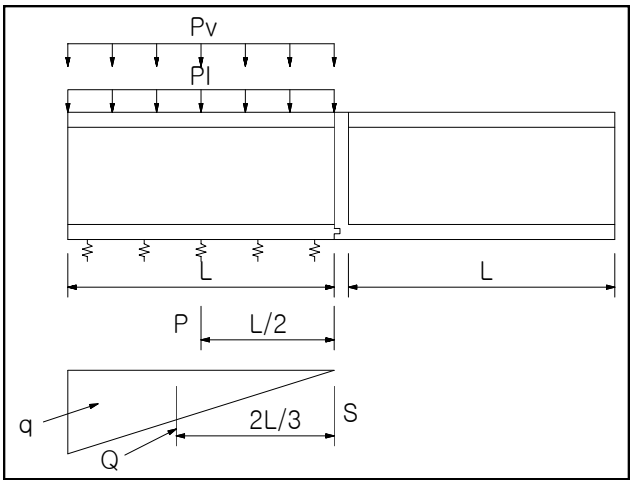
Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²
☞ 사용철근량 As = D32- 95 EA = 794.2 x 95 = 75,449 mm²

16-2. 본선

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 19.1 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN

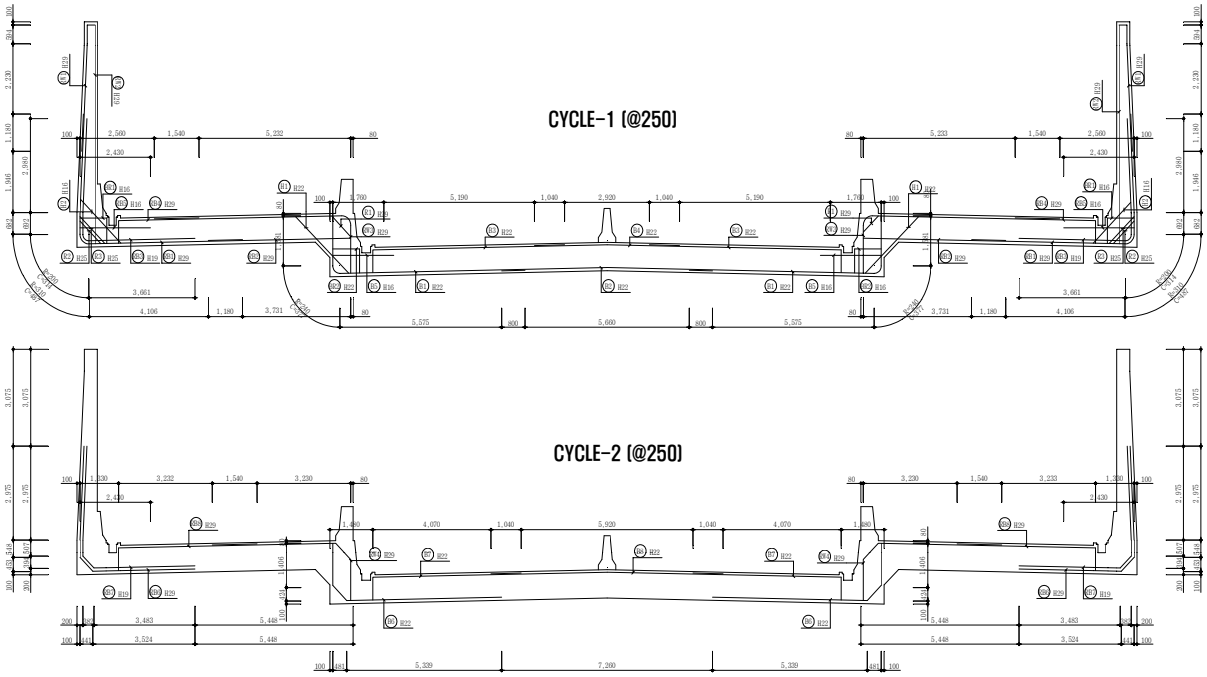
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN

(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 146 EA = 794.2 x 146 = 115,953 mm²

17. 주철근조립도



국회대로 지하차도

STA.0+509.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간슬래브	외측벽체	기둥	거더
상면(벽체외측)	100	80	80	100	90	135
하면(벽체내측)	80	100	80	80	90	90

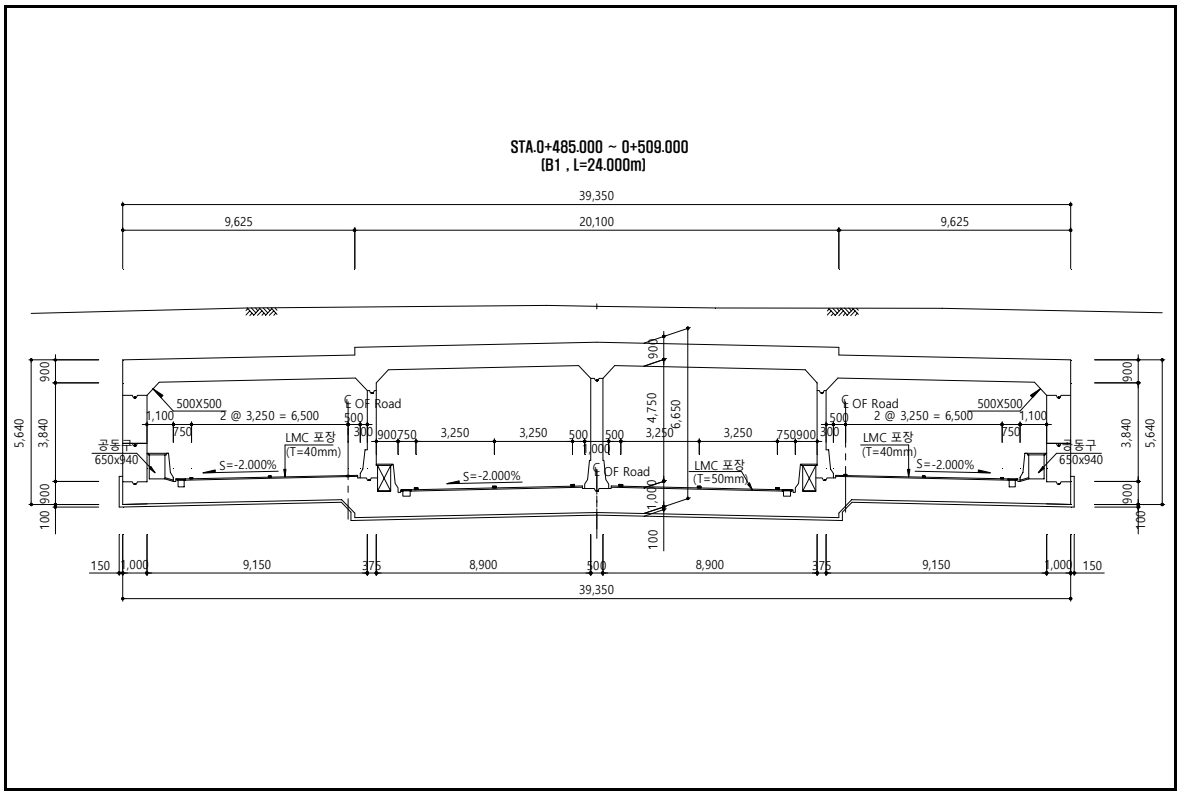
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

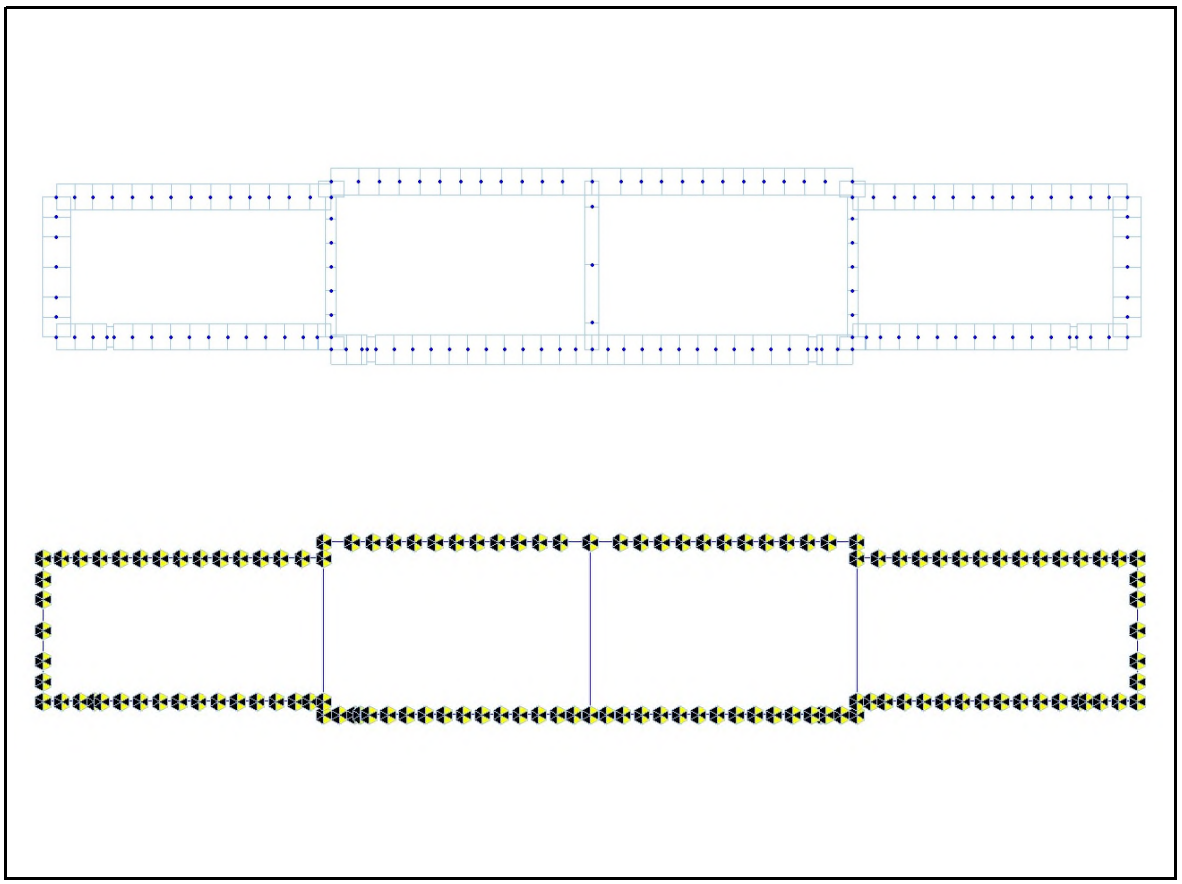
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	1.800	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	7.200	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	19.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	2.000	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 20.100 m = 39.350 m = 5.700 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	11,715	30,147	3,905	10,049	107,168	2,765	11,776	922	3,925
퇴적층(자갈층)	987,663	42,175	108,528	14,058	36,176	385,806	16,475	42,394	5,492	14,131
풍화토	2,201,831	94,022	241,946	31,341	80,649	860,090	36,727	94,510	12,242	31,503
풍화암	5,043,990	215,386	554,254	71,795	184,751	1,970,308	84,135	216,506	28,045	72,169
연 암	18,933,228	808,479	2,080,460	269,493	693,487	7,395,792	315,812	812,680	105,271	270,893
보통암	15,536,147	663,418	1,707,175	221,139	569,058	6,068,807	259,148	666,865	86,383	222,288
경 암	59,590,479	2,544,607	6,548,045	848,202	2,182,682	23,277,531	993,987	2,557,830	331,329	852,610

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	12,101	34,619	4,034	11,540	107,168	4,727	13,523	1,576	4,508
퇴적층(자갈층)	987,663	43,564	124,628	14,521	41,543	385,806	17,017	48,683	5,672	16,228
풍화토	2,201,831	97,118	277,838	32,373	92,613	860,090	37,937	108,530	12,646	36,177
풍화암	5,043,990	222,481	636,475	74,160	212,158	1,970,308	86,906	248,623	28,969	82,874
연 암	18,933,228	835,108	2,389,086	278,369	796,362	7,395,792	326,214	933,237	108,738	311,079
보통암	15,536,147	685,269	1,960,426	228,423	653,475	6,068,807	267,683	765,791	89,228	255,264
경 암	59,590,479	2,628,420	7,519,415	876,140	2,506,472	23,277,531	1,026,727	2,937,272	342,242	979,091

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
매립층	12,101	4,034	1.000	0.650	9,983	3,328	91 120
매립층	12,101	4,034	0.650	0.650	7,866	2,622	92 119
매립층	12,101	4,034	0.650	0.703	8,183	2,728	93 118
매립층	12,101	4,034	0.703	0.703	8,501	2,834	94 to 102, 109 to 117
매립층	12,101	4,034	0.703	0.757	8,828	2,943	103 108
매립층	12,101	4,034	0.757	0.757	9,154	3,051	104 107
매립층	11,715	3,905	0.900	0.987	11,053	3,684	121 145
매립층	11,715	3,905	0.987	0.730	10,057	3,352	122 144
매립층	11,715	3,905	0.730	0.730	8,552	2,851	123 to 131, 135 to 143
매립층	11,715	3,905	0.730	1.050	10,426	3,475	132 134
매립층	11,715	3,905	1.050	1.050	12,301	4,100	133

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	1.000	0.650	35,940	11,980	34 67
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	0.650	0.650	28,317	9,439	35 66
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	0.650	0.500	25,049	8,350	36 65
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	0.250	0.250	10,891	3,630	37 64
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	0.250	0.680	20,257	6,752	38 63
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	0.680	0.680	29,623	9,874	39 to 47, 54 to 62
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	0.680	0.494	25,572	8,524	48 53
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	0.494	0.494	21,521	7,174	49 52
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.900	0.543	30,429	10,143	1 33
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.543	0.543	22,901	7,634	2 32
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.543	0.200	15,668	5,223	3 31
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.200	0.300	10,544	3,515	4 30
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.300	0.660	20,244	6,748	5 29
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.660	0.660	27,835	9,278	6 TO 14, 20 TO 28
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.660	0.575	26,043	8,681	15 19
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.575	0.575	24,250	8,083	16 TO 18

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	0.900	0.900	97,676	32,559	121
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	0.900	0.530	77,598	25,866	105
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.530	0.675	75,088	25,029	91
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	88
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	1.020	105,622	35,207	84
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	1.020	127,121	42,374	77
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	0.675	105,622	35,207	73
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	69
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.430	68,857	22,952	34
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	0.430	1.000	77,598	25,866	50
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	1.000	1.000	108,528	36,176	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	0.900	0.900	97,676	32,559	145
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	0.900	0.530	77,598	25,866	106
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.530	0.675	75,088	25,029	120
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	89
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	1.020	105,622	35,207	85
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	1.020	127,121	42,374	80
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	0.675	105,622	35,207	74
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	70
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.430	68,857	22,952	67
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	0.430	1.000	77,598	25,866	51
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	1.000	1.000	108,528	36,176	33

*** 붕괴방지수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
매립층	4,727	1,576	1.000	0.650	3,900	1,300	91 120
매립층	4,727	1,576	0.650	0.650	3,073	1,024	92 119
매립층	4,727	1,576	0.650	0.703	3,197	1,066	93 118
매립층	4,727	1,576	0.703	0.703	3,321	1,107	94 to 102, 109 to 117
매립층	4,727	1,576	0.703	0.757	3,448	1,149	103 108
매립층	4,727	1,576	0.757	0.757	3,576	1,192	104 107
매립층	2,765	922	0.900	0.987	2,609	870	121 145
매립층	2,765	922	0.987	0.730	2,374	791	122 144
매립층	2,765	922	0.730	0.730	2,018	673	123 to 131, 135 to 143
매립층	2,765	922	0.730	1.050	2,461	820	132 134
매립층	2,765	922	1.050	1.050	2,903	968	133

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	1.000	0.650	14,039	4,680	34 67
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	0.650	0.650	11,061	3,687	35 66
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	0.650	0.500	9,785	3,262	36 65
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	0.250	0.250	4,254	1,418	37 64
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	0.250	0.680	7,913	2,638	38 63
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	0.680	0.680	11,572	3,857	39 to 47, 54 to 62
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	0.680	0.494	9,989	3,330	48 53
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	0.494	0.494	8,406	2,802	49 52
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.900	0.543	11,886	3,962	1 33
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.543	0.543	8,946	2,982	2 32
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.543	0.200	6,120	2,040	3 31
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.200	0.300	4,119	1,373	4 30
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.300	0.660	7,908	2,636	5 29
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.660	0.660	10,873	3,624	6 TO 14, 20 TO 28
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.660	0.575	10,173	3,391	15 19
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.575	0.575	9,473	3,158	16 TO 18

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	0.900	0.900	38,155	12,718	121
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	0.900	0.530	30,312	10,104	105
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.530	0.675	29,331	9,777	91
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	88
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	1.020	41,259	13,753	84
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	1.020	49,656	16,552	77
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	0.675	41,259	13,753	73
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	69
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.430	26,897	8,966	34
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	0.430	1.000	30,312	10,104	50
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	1.000	1.000	42,394	14,131	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	0.900	0.900	38,155	12,718	145
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	0.900	0.530	30,312	10,104	106
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.530	0.675	29,331	9,777	120
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	89
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	1.020	41,259	13,753	85
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	1.020	49,656	16,552	80
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	0.675	41,259	13,753	74
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	70
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.430	26,897	8,966	67
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	0.430	1.000	30,312	10,104	51
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	1.000	1.000	42,394	14,131	33

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.13 = 0.074 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.13 = 0.182 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

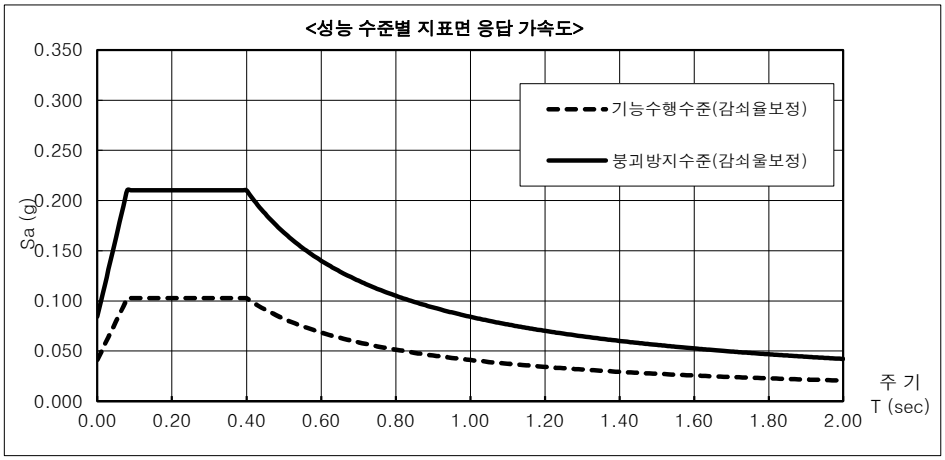
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

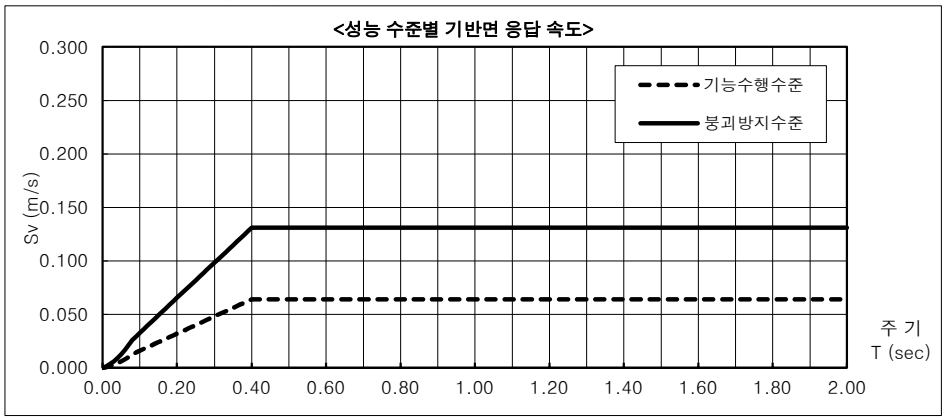
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.800	매립층	-	156	0.046
7.200	퇴적층(자갈층)	-	289	0.100
19.000	풍화토	-	424	0.179
2.000	풍화암	-	631	0.013
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.338

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.338 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.098 g = 0.959 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.800	매립층	-	156	0.046
7.200	퇴적층(자갈층)	-	289	0.100
19.000	풍화토	-	424	0.179
2.000	풍화암	-	631	0.013
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.338

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.338 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.200 g = 1.963 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

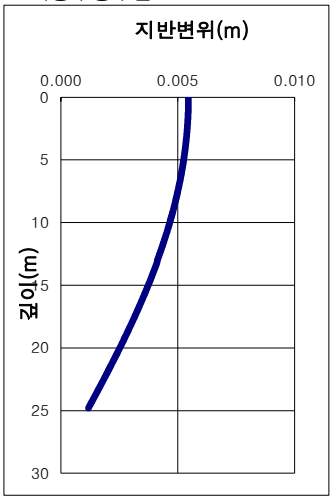
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 7.62 m, H_1 = 28.0 m, H_2 = 2.0 m, γ_1 = 19.6 , γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 372 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.55

ω_0 = 20.400 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 7.620 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.42 sec

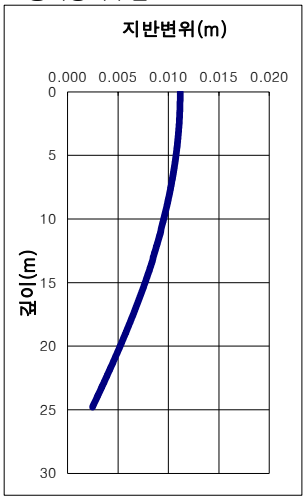
$U(Z_U)$=U(Z=1.920m)

= 0.005423 m

$U(Z_B)$=U(Z=7.620m)

= 0.004985 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 7.620 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.42 sec

$U(Z_U)$=U(Z=1.920m)

= 0.011106 m

$U(Z_B)$=U(Z=7.190m)

= 0.010207 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,034 \times 0.005423 = \mathbf{21.876}\ kN/m^2$ (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 1,576 \times 0.011106 = \mathbf{17.499}\ kN/m^2$ (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	121	1.920	0.005423	0.004985	0.000439	108,528	47.624
	105	2.450	0.005404	0.004985	0.000420	108,528	45.569
	91	2.450	0.005404	0.004985	0.000420	124,628	52.329
	88	3.125	0.005374	0.004985	0.000389	124,628	48.500
	84	3.800	0.005336	0.004985	0.000351	124,628	43.754
	77	4.820	0.005264	0.004985	0.000280	124,628	34.858
	73	5.840	0.005176	0.004985	0.000192	124,628	23.911
	69	6.515	0.005109	0.004985	0.000125	124,628	15.555
	34	7.190	0.005035	0.004985	0.000051	124,628	6.327
	50	7.190	0.005035	0.004985	0.000051	108,528	5.510
	1	7.620	0.004985	0.004985	0.000000	108,528	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	145	1.920	0.005423	0.004985	0.000439	108,528	47.624
	106	2.450	0.005404	0.004985	0.000420	108,528	45.569
	120	2.450	0.005404	0.004985	0.000420	124,628	52.329
	89	3.125	0.005374	0.004985	0.000389	124,628	48.500
	85	3.800	0.005336	0.004985	0.000351	124,628	43.754
	80	4.820	0.005264	0.004985	0.000280	124,628	34.858
	74	5.840	0.005176	0.004985	0.000192	124,628	23.911
	70	6.515	0.005109	0.004985	0.000125	124,628	15.555
	67	7.190	0.005035	0.004985	0.000051	124,628	6.327
	51	7.190	0.005035	0.004985	0.000051	108,528	5.510
	33	7.620	0.004985	0.004985	0.000000	108,528	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	121	1.920	0.011106	0.010207	0.000899	42,394	38.095
	105	2.450	0.011067	0.010207	0.000860	42,394	36.451
	91	2.450	0.011067	0.010207	0.000860	48,683	41.859
	88	3.125	0.011004	0.010207	0.000797	48,683	38.796
	84	3.800	0.010926	0.010207	0.000719	48,683	35.000
	77	4.820	0.010780	0.010207	0.000573	48,683	27.884
	73	5.840	0.010600	0.010207	0.000393	48,683	19.127
	69	6.515	0.010463	0.010207	0.000256	48,683	12.443
	34	7.190	0.010311	0.010207	0.000104	48,683	5.061
	50	7.190	0.010311	0.010207	0.000104	42,394	4.408
	1	7.620	0.010207	0.010207	0.000000	42,394	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	145	1.920	0.011106	0.010207	0.000899	42,394	38.095
	106	2.450	0.011067	0.010207	0.000860	42,394	36.451
	120	2.450	0.011067	0.010207	0.000860	48,683	41.859
	89	3.125	0.011004	0.010207	0.000797	48,683	38.796
	85	3.800	0.010926	0.010207	0.000719	48,683	35.000
	80	4.820	0.010780	0.010207	0.000573	48,683	27.884
	74	5.840	0.010600	0.010207	0.000393	48,683	19.127
	70	6.515	0.010463	0.010207	0.000256	48,683	12.443
	67	7.190	0.010311	0.010207	0.000104	48,683	5.061
	51	7.190	0.010311	0.010207	0.000104	42,394	4.408
	33	7.620	0.010207	0.010207	0.000000	42,394	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.898$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.469 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 4.183$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.718$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.974 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.346$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.898$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.469 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 4.183$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.718$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.974 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.346$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 1.920 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.971 = 1.619 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.971 = 3.977 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 2.450 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.963 = 1.606 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.963 = 3.945 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 1.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 7.620 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.000 × 25.0 × 0.074 × 0.886 = 1.641 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.000 × 25.0 × 0.182 × 0.886 = 4.030 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 7.190 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.892 = 1.487 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.892 = 3.653 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 좌측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	121	1.920	0.900	25.0	0.074	0.182	0.971	1.619	3.977
	105	2.450	0.900	25.0	0.074	0.182	0.963	1.606	3.945
램프	91	2.450	1.000	25.0	0.074	0.182	0.963	1.784	4.383
	88	3.125	1.000	25.0	0.074	0.182	0.953	1.766	4.337
	84	3.800	1.000	25.0	0.074	0.182	0.943	1.747	4.291
	77	4.820	1.000	25.0	0.074	0.182	0.928	1.719	4.221
	73	5.840	1.000	25.0	0.074	0.182	0.912	1.690	4.151
	69	6.515	1.000	25.0	0.074	0.182	0.902	1.671	4.105
	34	7.190	1.000	25.0	0.074	0.182	0.892	1.653	4.059
본선	50	7.190	0.900	25.0	0.074	0.182	0.892	1.487	3.653
	1	7.620	0.900	25.0	0.074	0.182	0.886	1.477	3.627
접합부	105	2.450	0.375	25.0	0.074	0.182	0.963	0.669	1.644
	86	3.195	0.375	25.0	0.074	0.182	0.952	0.661	1.624
	82	4.008	0.375	25.0	0.074	0.182	0.940	0.653	1.604
	78	4.820	0.375	25.0	0.074	0.182	0.928	0.644	1.583
	75	5.633	0.375	25.0	0.074	0.182	0.916	0.636	1.562
	71	6.445	0.375	25.0	0.074	0.182	0.903	0.628	1.541
	50	7.190	0.375	25.0	0.074	0.182	0.892	0.620	1.522

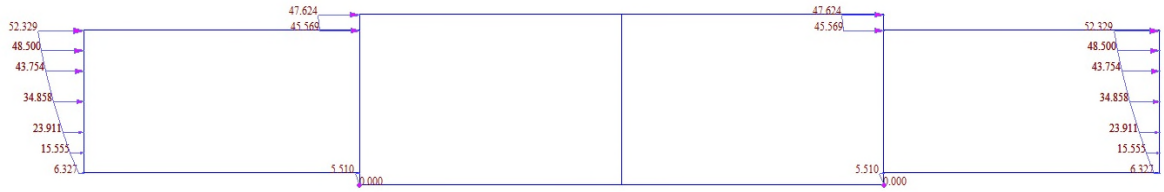
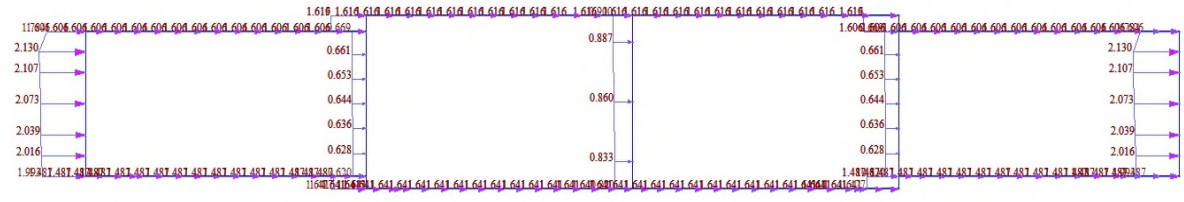
- 우측벽체 관성력

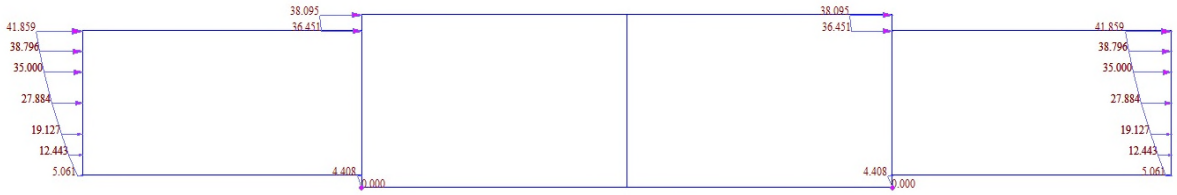
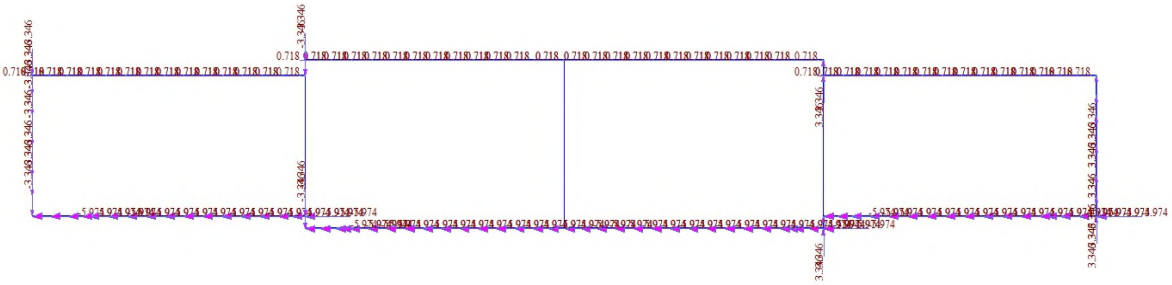
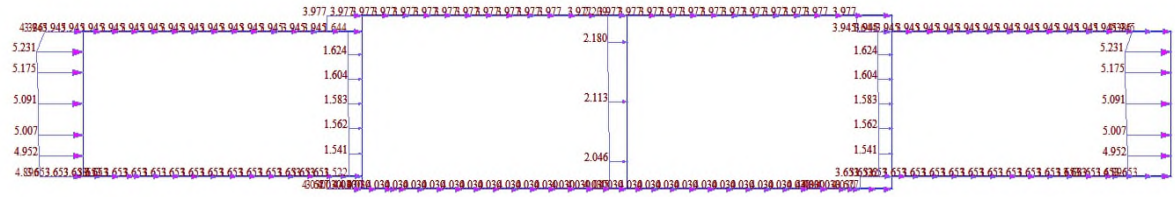
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	145	1.920	0.900	25.0	0.074	0.182	0.971	1.619	3.977
	106	2.450	0.900	25.0	0.074	0.182	0.963	1.606	3.945
램프	120	2.450	1.000	25.0	0.074	0.182	0.963	1.784	4.383
	89	3.125	1.000	25.0	0.074	0.182	0.953	1.766	4.337
	85	3.800	1.000	25.0	0.074	0.182	0.943	1.747	4.291
	80	4.820	1.000	25.0	0.074	0.182	0.928	1.719	4.221
	74	5.840	1.000	25.0	0.074	0.182	0.912	1.690	4.151
	70	6.515	1.000	25.0	0.074	0.182	0.902	1.671	4.105
	67	7.190	1.000	25.0	0.074	0.182	0.892	1.653	4.059
본선	51	7.190	0.900	25.0	0.074	0.182	0.892	1.487	3.653
	33	7.620	0.900	25.0	0.074	0.182	0.886	1.477	3.627
접합부	106	2.450	0.375	25.0	0.074	0.182	0.963	0.669	1.644
	87	3.195	0.375	25.0	0.074	0.182	0.952	0.661	1.624
	83	4.008	0.375	25.0	0.074	0.182	0.940	0.653	1.604
	79	4.820	0.375	25.0	0.074	0.182	0.928	0.644	1.583
	76	5.633	0.375	25.0	0.074	0.182	0.916	0.636	1.562
	72	6.445	0.375	25.0	0.074	0.182	0.903	0.628	1.541
	51	7.190	0.375	25.0	0.074	0.182	0.892	0.620	1.522

- 중앙벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
중앙벽체	133	1.920	0.500	25.0	0.074	0.182	0.971	0.900	2.209
	90	2.790	0.500	25.0	0.074	0.182	0.958	0.887	2.180
	81	4.745	0.500	25.0	0.074	0.182	0.929	0.860	2.113
	68	6.700	0.500	25.0	0.074	0.182	0.900	0.833	2.046
	17	7.620	0.500	25.0	0.074	0.182	0.886	0.820	2.015

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

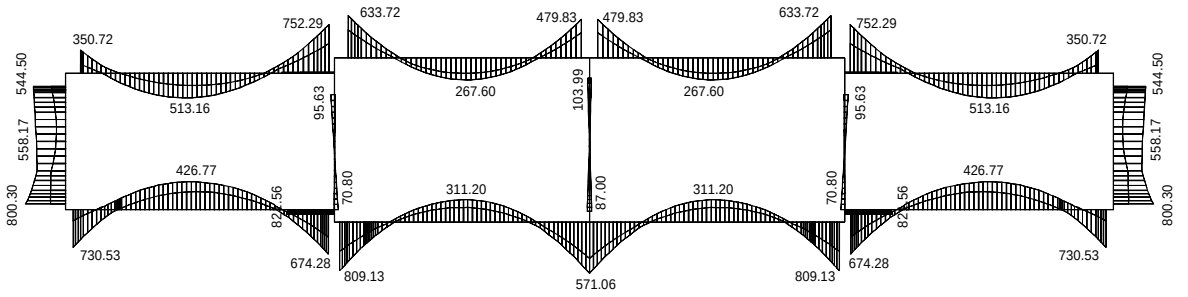
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

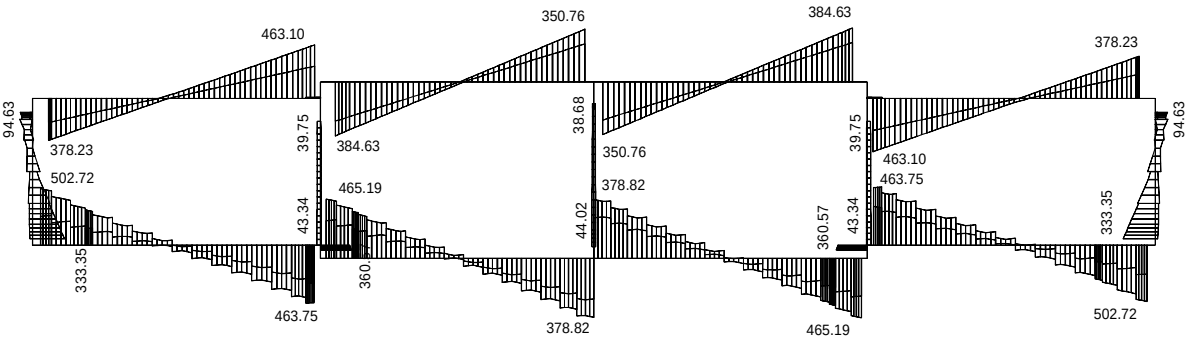
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	

6. 단면력도

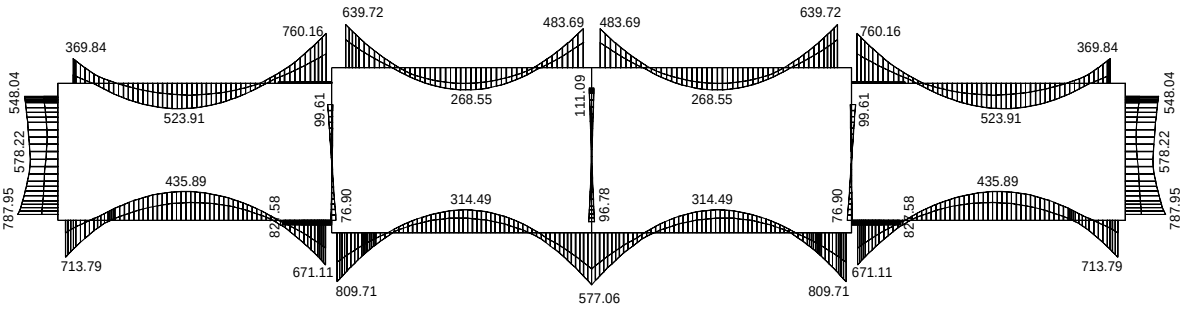
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



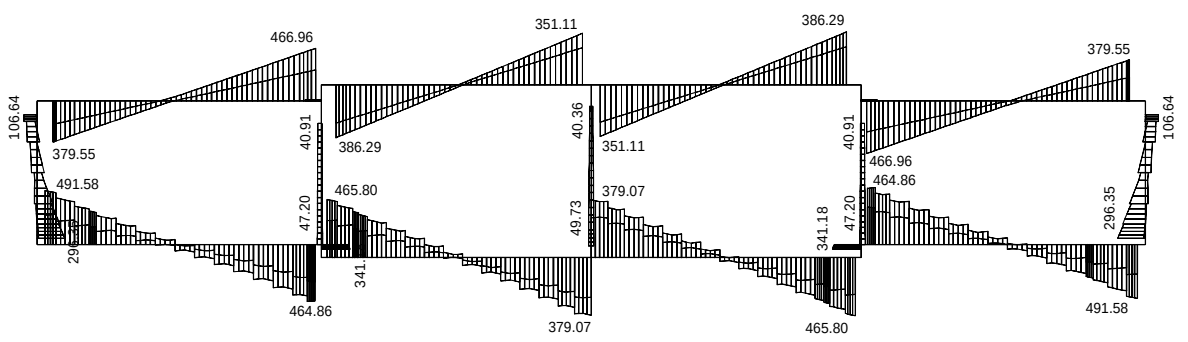
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	외측벽체부	105	I[91]	350.720	-	311.040	-
	램프중앙부	143	1/4	510.680	-	-	-
	램프접합부	82	J[105]	752.290	-	346.720	-
	본선접합부	92	I[121]	633.720	-	360.240	-
	본선중앙부	133	1/4	262.630	-	-	-
	중앙벽체부	80	J[133]	479.830	-	299.330	-
하 부 슬래브	외측벽체부	103	I[34]	730.530	-	358.390	-
	램프중앙부	126	3/4	426.400	-	-	-
	램프접합부	78	J[50]	674.280	-	364.180	-
	본선접합부	101	I[1]	809.130	-	418.790	-
	본선중앙부	116	J[10]	311.200	-	-	-
	중앙벽체부	76	J[17]	571.060	-	272.950	-
	램프 측구	88	I[37]	108.540	-	315.570	-
	본선 측구	84	I[4]	364.430	-	347.460	-

7.1.2 벽체: 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	107	J[91]	544.500	426.170	59.490	
		P_{max}	107	I[88]	535.200	442.080	59.490	
	중앙 부모멘트	M_{max}	98	I[73]	558.170	532.200	-	
		P_{max}	98	I[73]	558.170	532.200	-	
	하단	M_{max}	79	I[34]	800.300	581.700	274.850	
		P_{max}	79	I[34]	800.300	581.700	274.850	
연결부 벽체	상단	M_{max}	97	J[105]	95.630	920.990	40.500	
		P_{max}	97	I[86]	95.590	927.560	40.500	
	중앙	M_{max}	109	J[78]	30.120	941.910	41.970	
		P_{max}	109	I[75]	8.480	949.080	41.970	
	하단	M_{max}	95	I[50]	70.800	962.820	42.690	
		P_{max}	95	I[50]	70.800	962.820	42.690	

7.1.3 벽체 :본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	802	449	802.290	449.030	98.610	
		P_{max}	802	449	802.290	449.030	98.610	
	하단	M_{max}	822	524	821.560	523.830	360.570	
		P_{max}	822	524	821.560	523.830	360.570	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	104	685	103.990	684.950	41.070	
		P_{max}	97	698	97.440	697.750	41.070	
	중앙	M_{max}	97	698	97.440	697.750	-	
		P_{max}	21	727	20.530	726.510	-	
	하단	M_{max}	87	769	87.000	768.800	43.380	
		P_{max}	87	769	87.000	768.800	43.380	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	외측벽체부	105	I[91]	369.840	-	312.780	-
	램프중앙부	143	1/4	521.960	-	-	-
	램프접합부	82	J[105]	760.160	-	350.530	-
	본선접합부	92	I[121]	639.720	-	361.920	-
	본선중앙부	133	1/4	263.360	-	-	-
	중앙벽체부	80	J[133]	483.690	-	299.820	-
하 부 슬래브	외측벽체부	103	I[34]	713.790	-	349.990	-
	램프중앙부	126	3/4	435.380	-	-	-
	램프접합부	78	J[50]	671.110	-	365.580	-
	본선접합부	101	I[1]	809.710	-	419.400	-
	본선중앙부	116	J[10]	314.490	-	-	-
	중앙벽체부	76	J[17]	577.060	-	273.400	-
	램프 측구	88	I[37]	106.650	-	307.940	-
	본선 측구	84	I[4]	364.340	-	348.140	-

8.1.2 벽체 : 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	107	J[91]	548.040	427.210	73.370	
		P_{max}	107	I[88]	532.710	444.810	73.370	
	중앙 부모멘트	M_{max}	98	I[73]	578.220	523.540	-	
		P_{max}	98	I[73]	578.220	523.540	-	
	하단	M_{max}	79	I[34]	787.950	570.140	248.740	
		P_{max}	79	I[34]	787.950	570.140	248.740	
연결부 벽체	상단	M_{max}	97	J[105]	99.610	921.810	42.220	
		P_{max}	97	I[86]	99.570	928.390	42.220	
	중앙	M_{max}	109	J[78]	31.310	942.730	44.800	
		P_{max}	109	I[75]	9.370	949.900	44.800	
	하단	M_{max}	95	I[50]	76.900	963.650	46.060	
		P_{max}	95	I[50]	76.900	963.650	46.060	

8.1.3 벽체 : 본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	798	452	798.300	452.010	112.140	
		P_{max}	798	452	798.300	452.010	112.140	
	하단	M_{max}	828	525	827.580	524.620	341.180	
		P_{max}	828	525	827.580	524.620	341.180	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	111	685	111.090	684.950	44.560	
		P_{max}	104	698	104.260	697.750	44.560	
	중앙	M_{max}	104	698	104.260	697.750	-	
		P_{max}	22	727	22.290	726.510	-	
	하단	M_{max}	97	769	96.780	768.800	48.620	
		P_{max}	97	769	96.780	768.800	48.620	

국회대로 지하차도

STA.0+509.000

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	퇴적층	128.81	589.32	O.K
본선	퇴적층	94.50	599.59	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
구조물 본체	2709.521	4457.183	1.645	O.K

3. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
상부슬래브	외측 벽체부	293.25	192.66	-	369.84	369.84	363.90	737.74		1.00	1.067 0.967	0.100	H19@250 + H19@250		1.99	629.16	125.00
	램프 중앙부	779.92	528.54	-	521.96	779.92		834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.07	297.50	125.00
	램프 접합부	929.30	655.29	-	760.16	929.30	459.78	1283.60		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.38	218.45	125.00
	본선 접합부	742.76	501.81	-	639.72	742.76	469.67	1283.60		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.73	352.17	125.00
	본선 중앙부	379.76	253.96	-	263.36	379.76		623.44		1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		1.64	554.39	125.00
	중앙 벽체부	721.00	435.15	-	483.69	721.00	425.82	1283.60		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.78	439.63	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	외측 벽체부	1025.16	719.77		730.53	1025.16	435.15	1319.61		1.00	0.900 0.800	0.100	H29@250 + H29@250		1.29	197.35	125.00
	램프 중앙부	410.49	286.22		435.38	435.38		834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.92	694.33	125.00
	램프 접합부	812.26	548.89		674.28	812.26	428.93	1053.89		1.00	0.900 0.800	0.100	H25@250 + H25@250		1.30	210.34	125.00
	본선 접합부	1154.38	761.72		809.71	1154.38	568.54	1494.34		1.00	1.000 0.900	0.100	H29@250 + H29@250		1.29	225.29	125.00
	본선 중앙부	501.20	273.20		314.49	501.20		701.37		1.00	1.000 0.920	0.080	H19@250 + H19@250		1.40	588.21	125.00
	중앙 벽체부	718.70	497.84		577.06	718.70	360.64	1191.72		1.00	1.000 0.900	0.100	H25@250 + H25@250		1.66	315.72	125.00
	램프 측구	313.02	211.02		108.54	313.02	383.04	938.69	672.98	1.00	0.682 0.582	0.100	H29@250 + H29@250	H13@150 - 2EA	3.00	792.63	125.00
	본선 측구	563.13	352.36		364.43	563.13	477.85	1227.00		1.00	0.847 0.747	0.100	H29@250 + H29@250		2.18	568.19	125.00

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 처짐검토
16. 지지력검토
17. 신축이음부 검토
18. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 2.000 m	GL -1.000m	퇴적층(모래)	28MPa	지반조사보고서 참고

(실제토피 H = 1.913 m)

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 13.500 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

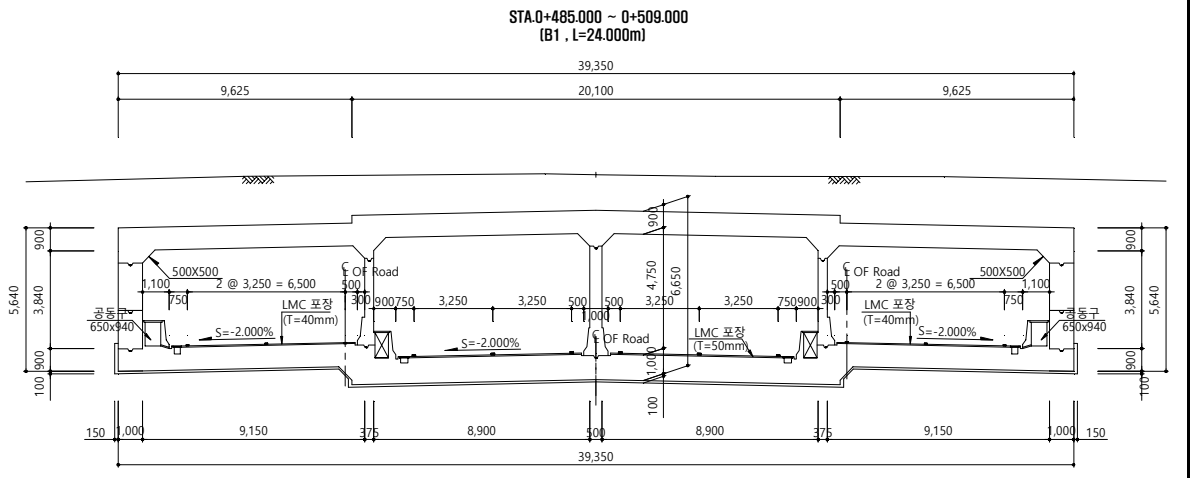
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

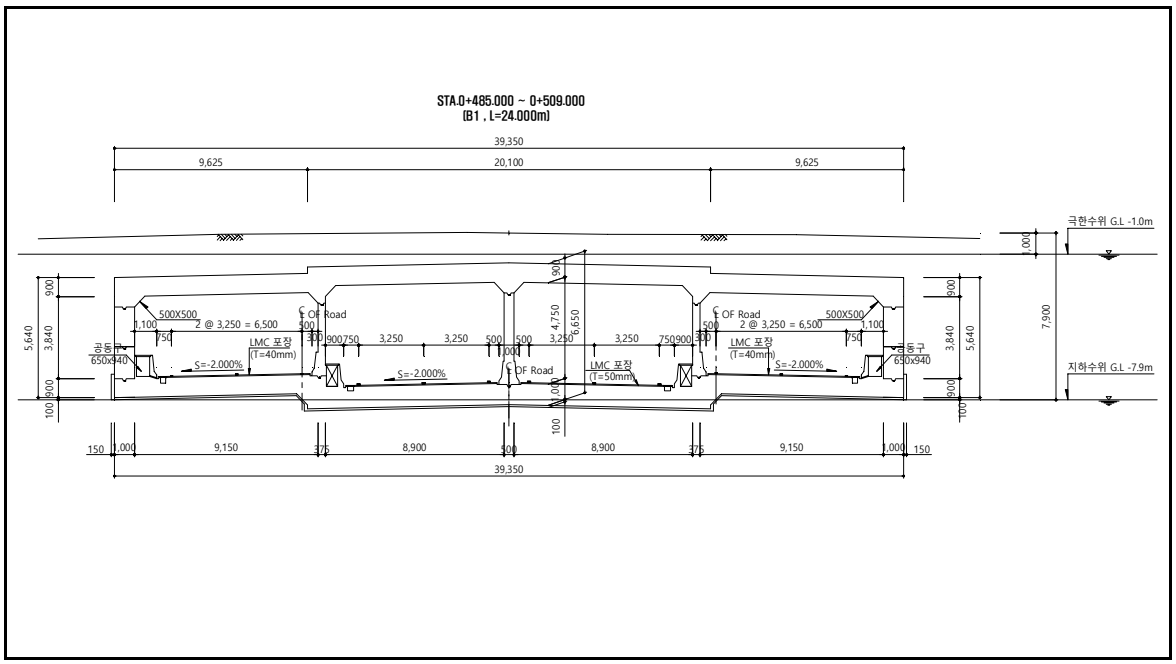
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


STA.0+485.000 ~ 0+509.000
(B1 , L=24.000m)
39,350
9,625
20,100
9,625
500X500
2 @ 3,250 = 6,500
1,100
750
300
900
750
3,250
3,250
500
500
3,250
750
900
300
500
2 @ 3,250 = 6,500
500X500
1,100
750
℄ OF Road
℄ OF Road
℄ OF Road
LMC 포장
(T=40mm)
LMC 포장
(T=50mm)
LMC 포장
(T=40mm)
S=-2.000%
S=-2.000%
S=-2.000%
배수구
650x940
배수구
650x940
900
3,840
900
100
5,640
900
3,840
900
100
5,640
4,750
6,650
1,000
100
150
1,000
9,150
375
8,900
500
8,900
375
9,150
1,000
150
39,350

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	192.500	1,360.213	지하수위를 3.142m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -7.9m)	96.681	4,439.571	F.S = 45.920 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	2,709.521	4,457.183	F.S = 1.645 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 7.640 m

3.2.2 부력 작용폭 : 39.350 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 19.250 m = 192.500 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 20.100 m = 201.000 Hw kN/m

= 393.500 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1360.213 + 0.000 + 0.000 = 1360.213 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 램프 하부슬래브

(0.900 × 19.250)× 25.000 = 433.125 kN/m

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 2 EA × 25.000 = 6.250 kN/m

② 풍도슬래브

(0.000 × 17.250)× 25.000 = 0.000 kN/m

③ 벽 체

외측벽체

(1.000 × 3.840)× 2 EA × 25.000 = 192.000 kN/m

접합부 벽체-하단

(0.900 × 0.000)× 2 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

접합부 벽체-중간

(1.200 × 0.000)× 2 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

④ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 3.308 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 1.629 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.766 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 5.145 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 2.058 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.919 kN/m

소 계 = 645.200 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 본선 하부슬래브

(1.100 × 20.100)× 25.000 = 552.750 kN/m

② 풍도슬래브

(0.000 × 20.100)× 25.000 = 0.000 kN/m

③ 벽 체

외측 벽체

(1.000 × 0.000)× 2 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

접합부 벽체

(0.375 × 4.750)× 2 EA × 25.000 = 89.063 kN/m

중앙부 벽체

(0.500 × 4.750)× 1 EA × 25.000 = 59.375 kN/m

④ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 3.308 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 1.629 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.766 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 5.145 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 2.058 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.919 kN/m

소 계 = 715.013 kN/m

TOTAL = 1360.213 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1360.213}{393.500\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 3.142\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 3.142m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하수위 : G.L-7.9m)

3.3.1 굴착고 : 7.640 m

3.3.2 부력 작용폭 : 39.350 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 0.000 × 19.250 = 0.000 KN/m

10.000 × 0.481 × 20.100 = 96.681 KN/m

= 96.681 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 2270.588 + 2155.152 + 13.831 = 4439.571 KN/m

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 645.200 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(0.900 × 19.250)× 25.000 = 433.125 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 2 EA × 25.000 = 6.250 kN/m

소 계 = 1084.575 KN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 715.013 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(0.900 × 20.100)× 25.000 = 452.250 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 6 EA × 25.000 = 18.750 kN/m

소 계 = 1186.013 KN/m

TOTAL = 2270.588 KN/m

(3) W3 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 19.250)× 23.000 = 199.238 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (1.550 × 19.250)× 19.000 = 566.913 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 19.250)× 20.000 = 0.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (1.000 × 20.100)× 19.000 = 381.900 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.500 × 20.100)× 20.000 = 201.000 kN/m

④ 화단 상재토

화단 메움토 : (2.000 × 20.100)× 19.000 = 763.800 kN/m

(2.000 × 0.000)× 19.000 = 0.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 39.350)× 21.500 = 42.301 kN/m

TOTAL = 2155.152 KN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 2.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

$= 2 \times 0.0 \times 0.000 + 0.500 \times (19.0 \times 2.000^2 + 10.0 \times 0.000^2$

$+ 2 \times 19.0 \times 2.000 \times 0.000) \times \tan 20^\circ$ = 13.831 kN/m

3.3.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{4439.571}{96.681} = 45.920 \geq 1.200$$ ∴ O.K

3.4 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L - 1.000 m)

3.4.1 굴착고 : 7.640 m

3.4.2 부력 작용폭 : 39.350 m

3.4.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 6.640 × 19.250 = 1278.200 KN/m

10.000 × 7.121 × 20.100 = 1431.321 KN/m

= 2709.521 KN/m

3.4.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 2270.588 + 2174.402 + 12.193 = 4457.183 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 실수위시 부력검토 구체자중 = 2270.588 KN/m

TOTAL = 2270.588 kN/m

(2) W_2 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 19.250)× 23.000 = 199.238 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (0.550 × 19.250)× 19.000 = 201.163 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (1.000 × 19.250)× 20.000 = 385.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (1.000 × 20.100)× 19.000 = 381.900 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.500 × 20.100)× 20.000 = 201.000 kN/m

④ 화단 상재토

화단 메움토 : (2.000 × 20.100)× 19.000 = 763.800 kN/m

(2.000 × 0.000)× 19.000 = 0.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 39.350)× 21.500 = 42.301 kN/m

TOTAL = 2174.402 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 1.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 1.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 30.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 1.000 ² + 10.0 × 1.000 ²

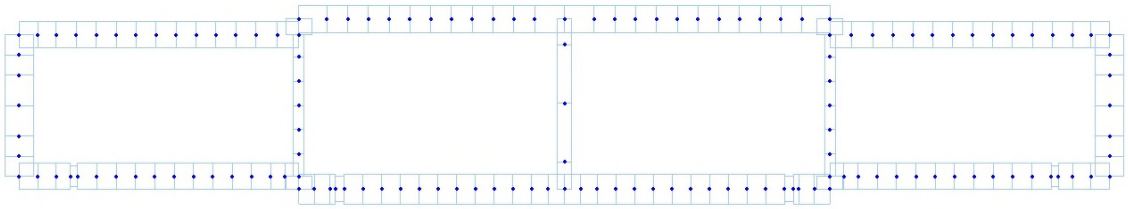
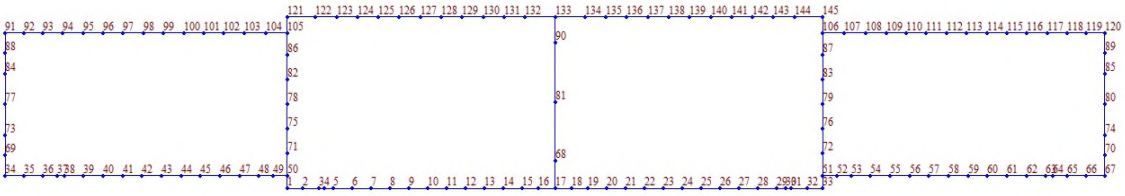
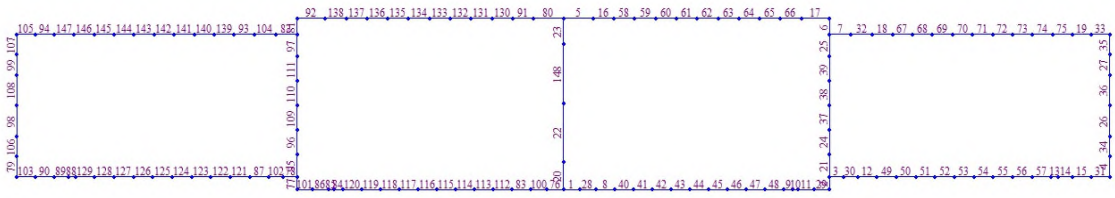
+ 2 × 19.0 × 1.000 × 1.000)× tan 20° = 12.193 kN/m

3.4.5 안정검토

$F_s = \frac{R}{U} = \frac{4457.183}{2709.521} = 1.645 \geq 1.050$ ∴ O.K

4. 해석모델링

4.1 Modeling

모델링

절점번호

부재번호


4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.900	0.900	0.0607500	램프 상부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 상부슬래브
	3	1.000	0.900	0.900	0.0607500	램프 하부슬래브
	4	1.000	1.000	1.000	0.0833333	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	1.000	1.000	0.0833333	램프 외측 벽체
	2	0.800	0.300	0.240	0.0018000	접합부 벽체
	3	1.000	0.900	0.900	0.0607500	접합부 상하벽체
	4	1.000	0.500	0.500	0.0104167	본선 중앙벽체

4.3 강역산정

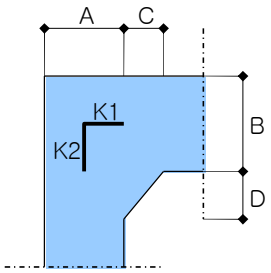
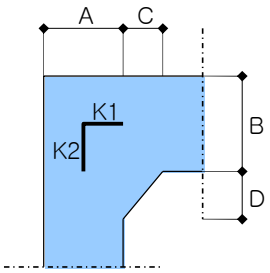
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

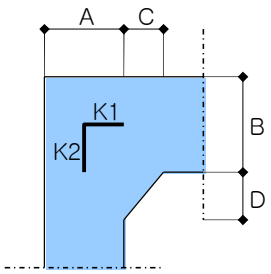
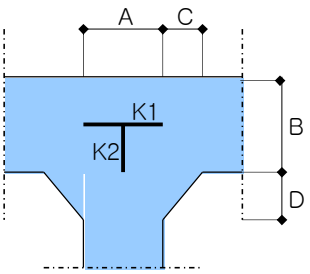
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

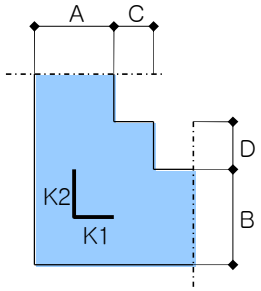
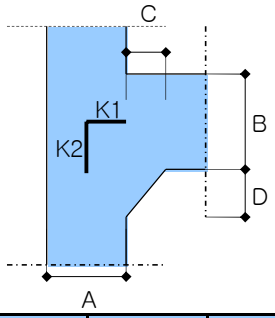
CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

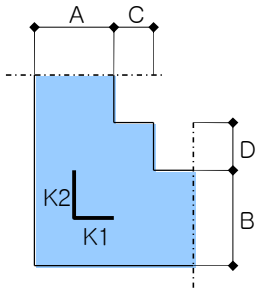
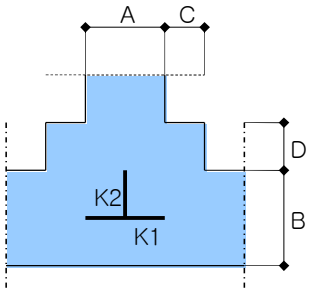
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	(단부)			(접합부)		
상부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.000	m	A	0.300	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.550	m	K1	0.200	m
	K2	0.450	m	K2	0.800	m

구분	(단부)			(중앙부)		
상부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.500	m	K1	0.300	m
	K2	0.500	m	K2	0.700	m

구분	(단부)				
하부슬래브 램프					
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.000	m	A	0.900	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.275	m	K1	0.225	m
	K2	0.200	m	K2	0.225	m

구분	(단부)			(중앙부)		
하부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	1.000	m	B	1.000	m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.200	m	K1		m
	K2	0.275	m	K2	0.375	m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = (1 / 0.3)·α·E_0

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(19.25 × 19.25) = 19.25 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (19.25 / 0.3) $^{-3/4}$ = 16,467 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(1.0000 + 0.6500) / 2 × 16,467	=	13,585	34 67
2	(0.6500 + 0.6500) / 2 × 16,467	=	10,704	35 66
3	(0.6500 + 0.5000) / 2 × 16,467	=	9,469	36 65
4	(0.2500 + 0.2500) / 2 × 16,467	=	4,117	37 64
5	(0.2500 + 0.6800) / 2 × 16,467	=	7,657	38 63
6	(0.6800 + 0.6800) / 2 × 16,467	=	11,198	39 to 47, 54 to 62
7	(0.6800 + 0.4940) / 2 × 16,467	=	9,666	48 53
8	(0.4940 + 0.4940) / 2 × 16,467	=	8,135	49 52

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(20.10 × 20.10) = 20.10 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (20.10 / 0.3) $^{-3/4}$ = 15,942 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.9000 + 0.5430) / 2 × 15,942	=	11,502	1 33
2	(0.5430 + 0.5430) / 2 × 15,942	=	8,656	2 32
3	(0.5430 + 0.2000) / 2 × 15,942	=	5,922	3 31
4	(0.2000 + 0.3000) / 2 × 15,942	=	3,985	4 30
5	(0.3000 + 0.6600) / 2 × 15,942	=	7,652	5 29
6	(0.6600 + 0.6600) / 2 × 15,942	=	10,522	6 TO 14, 20 TO 28
7	(0.6600 + 0.5750) / 2 × 15,942	=	9,844	15 19
8	(0.5750 + 0.5750) / 2 × 15,942	=	9,167	16 TO 18

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

6.2 활하중 ····· LC02~07

(1) 노면 활하중

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m^2)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

D/B0 < 0.5		
D/B0	Pvl × D, kN/m2	비 고
0.1	17.000	* D/B0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B0 중노면활하중(Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

D/B_0 = 2.000 / 9.625 = 0.208

노면활하중 Pvl = 13.500 kN/㎡

노면활하중에 의한 측압 (hl) = 13.500 × 0.500 = 6.75 kN/㎡

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W_{L1}) ∴ W_{L1} = **13.500** kN/m^2

② 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 13.500 × 0.500 ∴ W_{L2} = **6.750** kN/m^2

(2) 차량 활하중 직접재하 (본선부)

활하중 차로 수(도로교 설계기준(2010) 표 2.1.3)

W_c의 범위(m)	N	W_c의 범위(m)	N
6.0≤ W_c < 9.1	2	23.8≤ W_c < 27.4	7
9.1≤ W_c < 12.8	3	27.4≤ W_c < 31.1	8
12.8≤ W_c < 16.4	4	31.1≤ W_c < 34.7	9
16.4≤ W_c < 20.1	5	34.7≤ W_c < 38.4	10
20.1≤ W_c < 23.8	6		

- 토피고가 1m이하로 차량하중이 직접 재하했을 경우에 대해서 검토
- 계산지간 L = 0.900 / 2 + 8.900 + 0.500 / 2 = 9.600 m
- 교폭 W_c = 9.600 m -> N = 3
- 3차로 동시 재하시 활하중 감소율 90% 적용
- 충격계수 I = 15 / (40 + 9.600) = 0.302 > 0.300 ∴ 0.300 적용

① 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우

- 상부슬래브와 차량접기면간 이격거리 = 0.080 + 0.870 + 0.050 = 1.000 m
- 차륜의 접지길이 a = 0.200 m
- 차륜하중 분포폭 E = 0.200 + 2 x 1.000 x tan45° = 2.200 m

- P_{r1} = 96.000 x (1 + 0.300) x 90% / 2.200 = 51.000 kN/m (DB-24)
- P_{r2} = 72.000 x (1 + 0.300) x 90% / 2.200 = 38.000 kN/m (DB-18)
- P_{r3} = 54.000 x (1 + 0.300) x 90% / 2.200 = 29.000 kN/m (DB-13.5)

② 주철근이 차량진행방향에 평행한 경우

- 차륜하중 분포폭 E = 1.200 + 0.060 x 9.600 = 1.776 m ≤ 2.100 m

∴ 1.776 m 적용

1 차선 재하시

Ea = 1.800 x 1 + 1.200 x 0 + 1.776 = 3.576 m

Pf = 2 x 24.000 x (1 + 0.300) / 3.576 x 100% = 17.450 kN/m

Pr = 2 x 96.000 x (1 + 0.300) / 3.576 x 100% = 69.799 kN/m

2 차선 재하시

Ea = 1.800 x 2 + 1.200 x 1 + 1.776 = 6.576 m

Pf = 4 x 24.000 x (1 + 0.300) / 6.576 x 100% = 18.978 kN/m

Pr = 4 x 96.000 x (1 + 0.300) / 6.576 x 100% = 75.912 kN/m

3 차선 재하시

Ea = 1.800 x 3 + 1.200 x 2 + 1.776 = 9.576 m

Pf = 6 x 24.000 x (1 + 0.300) / 9.576 x 90% = 17.594 kN/m

Pr = 6 x 96.000 x (1 + 0.300) / 9.576 x 90% = 70.376 kN/m

∴ 2 차선 재하시 적용

6.3 토압 (연직하중 - 지하수가 없을 경우) LC8

① 상부슬래브 : 본선(화단부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.080	× 23.00	=	1.840	kN/m^2
· 수목하중	:			=	0.000	kN/m^2 (교차로구간, 수목하중 X)
· 토 사	:	0.870	× 19.00	=	16.530	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	× 21.50	=	1.075	kN/m^2
			∴ Total W_{D4} =		19.445	kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	× 23.00	=	10.350	kN/m^2
· 토 사	:	1.500	× 19.00	=	28.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	× 21.50	=	1.075	kN/m^2
			∴ Total W_{D4} =		39.925	kN/m^2

6.4 토압 (연직하중 - 지하수가 있는 경우 : GL -1.000 m) ····· LC9

① 상부슬래브 : 본선(화단부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.080	×	23.00	=	1.840	kN/m^2	
· 수목하중	:				=	0.000	kN/m^2	(교차로구간, 수목하중 X)
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.870	×	19.00	=	16.530	kN/m^2	
· 흙 (지하수위 이하)	:	0.000	×	10.00	=	0.000	kN/m^2	
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2	
				∴ Total W_{D5} =		19.445	kN/m^2	

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.550	×	19.00	=	10.450	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	0.950	×	10.00	=	9.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		31.375	kN/m^2

6.5 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.45 × 23.00 + (1.05 + 0.90 / 2) × 19.0] = **19.425** kN/m^2

· W_{h2} = 19.425 + 0.500 × [0.530 x 19.0] = **24.460** kN/m^2

· W_{h3} = 24.460 + 0.500 × [4.740 x 19.0] = **69.490** kN/m^2

· W_{h4} = 69.490 + 0.500 × [0.430 x 19.0] = **73.575** kN/m^2

6.6토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.45 × 23.00 + 0.55 × 19.00 + (0.50 + 0.90 / 2) × 10.0] = **15.150** kN/m^2

· W_{h2} = 15.150 + 0.500 × [0.530 x 10.0] = **17.800** kN/m^2

· W_{h3} = 17.800 + 0.500 × [4.740 x 10.0] = **41.500** kN/m^2

· W_{h4} = 41.500 + 0.500 × [0.430 x 10.0] = **43.650** kN/m^2

6.7 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 상부슬래브 : 본선(화단부)

· W_{W1} = (0.00 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **0.000** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· W_{W1} = (0.95 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **9.500** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W1} = (1.50 + 6.650 - 1.00) × 10.0 = **71.500** kN/m^2

④ 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W1} = (2.00 + 5.640 - 1.00) × 10.0 = **66.400** kN/m^2

6.8 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

- W_{w1} = (1.50 − 1.00 + 0.90 / 2) × 10.0 = **9.500** kN/m²
- W_{w2} = 9.500 + (0.530) x 10.0 = **14.800** kN/m²
- W_{w3} = 14.800 + (4.740) x 10.0 = **62.200** kN/m²
- W_{w4} = 62.200 + (0.430) x 10.0 = **66.500** kN/m²

6.9 건조수축 : − 15℃ (상부슬래브만 재하) ····· LC14

건조수축률 ε = 0.00015

온도선팽창계수 α = 0.00001

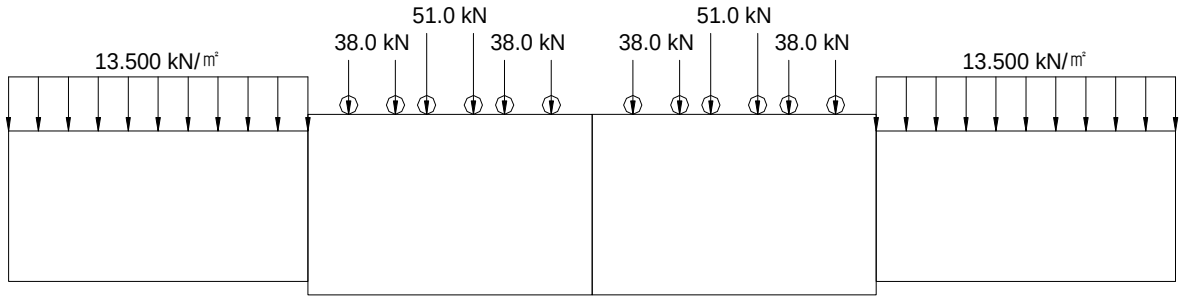
7. 하중재하도

LC1. 고정하중(자중)

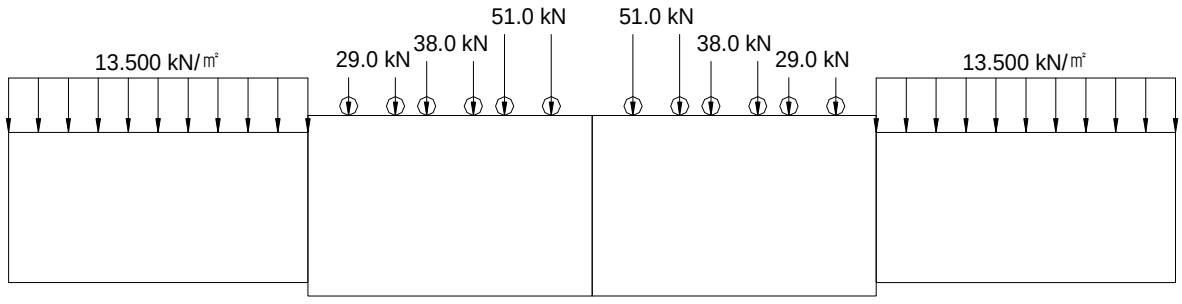
프로그램내에서 자동 계산

LC2. 활하중(연직하중 만재하시)

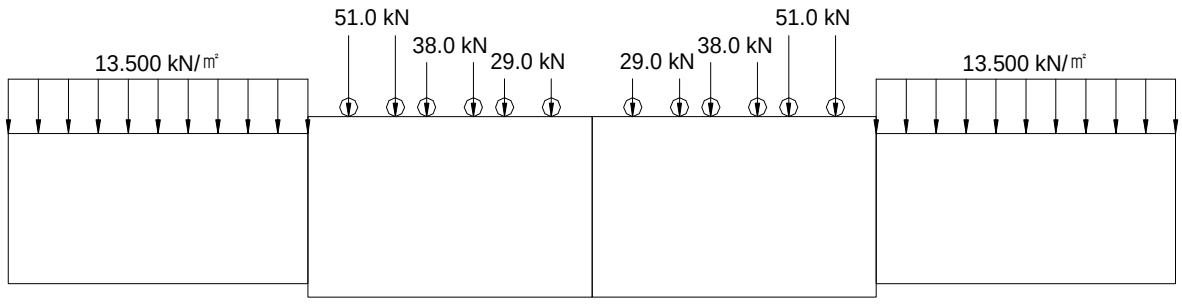
TYPE-1



TYPE-2

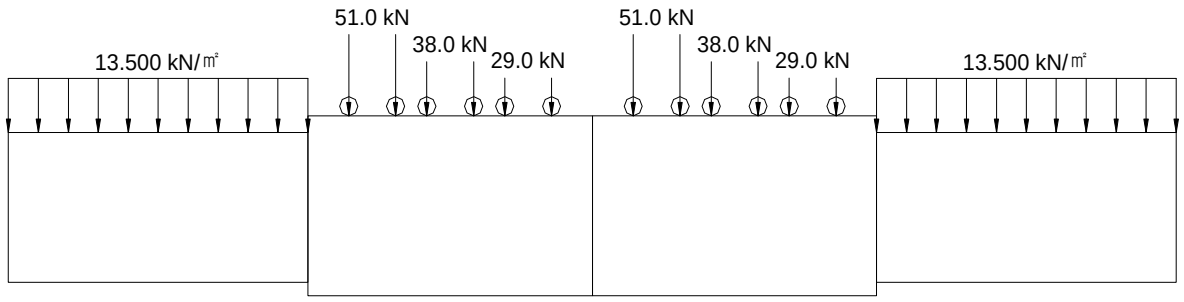


TYPE-3

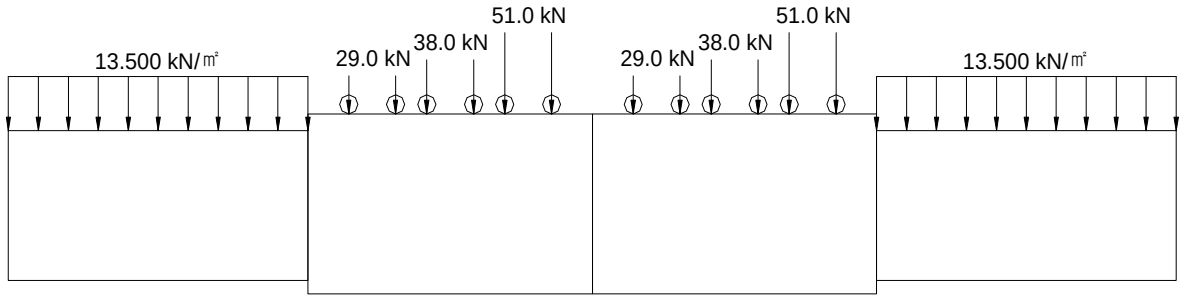


LC2. 활하중(연직하중 만재하시)

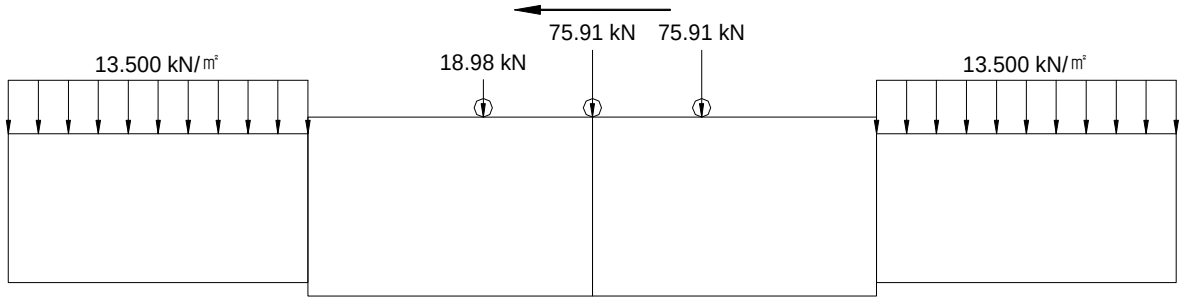
TYPE-4



TYPE-5

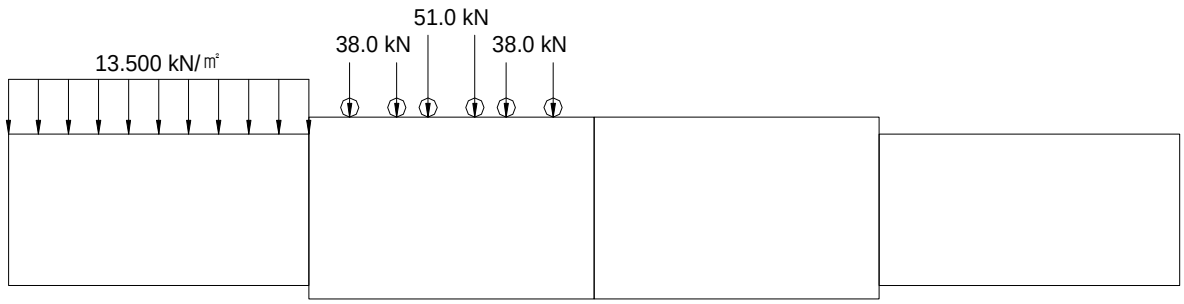


TYPE-6

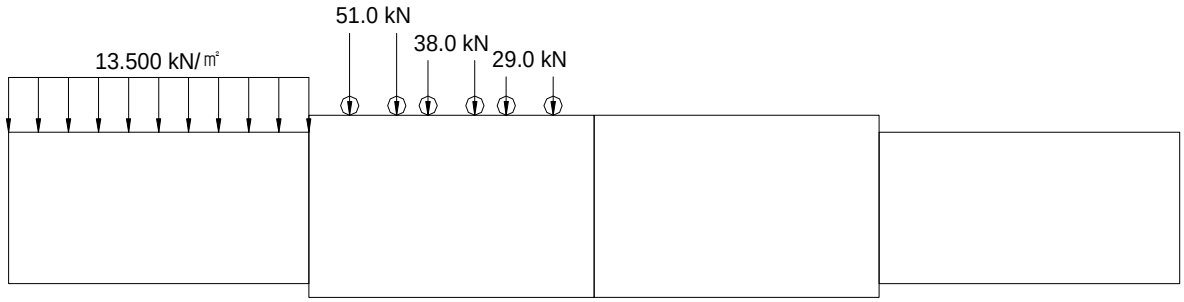


LC3. 활하중(연직하중 좌측편재하시)

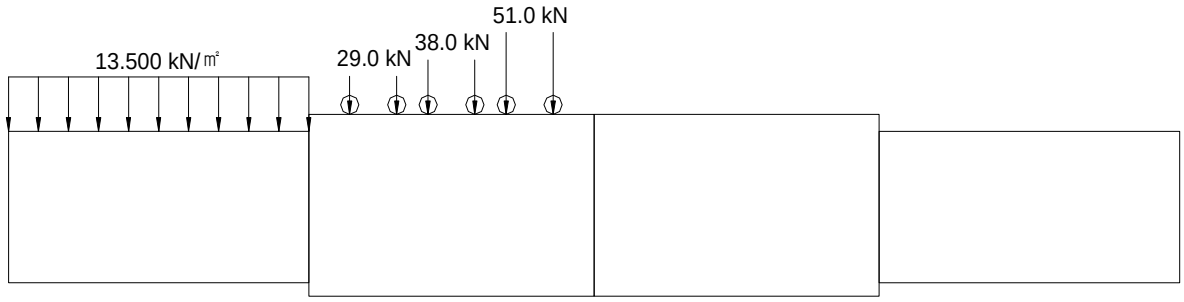
TYPE-1



TYPE-2

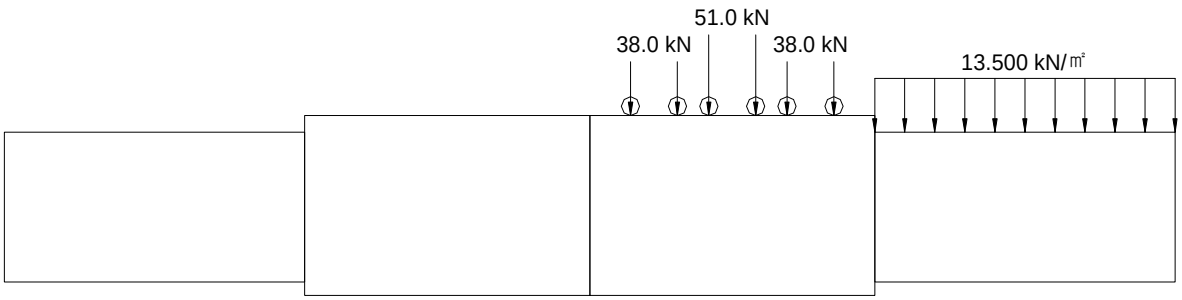


TYPE-3

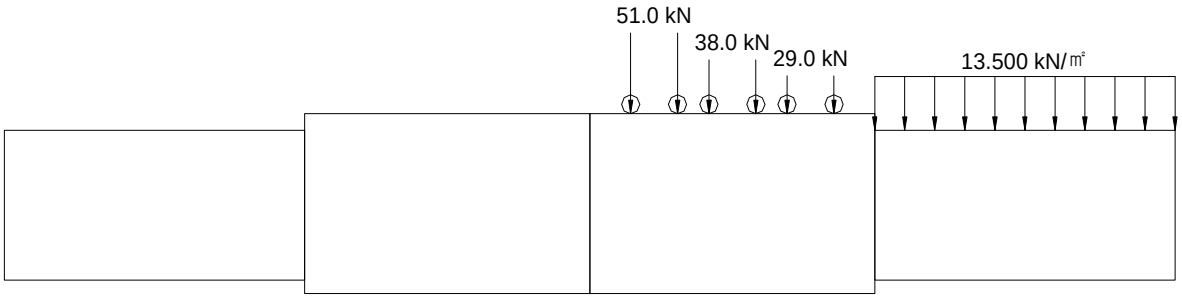


LC4. 활하중(연직하중 우측편재하시)

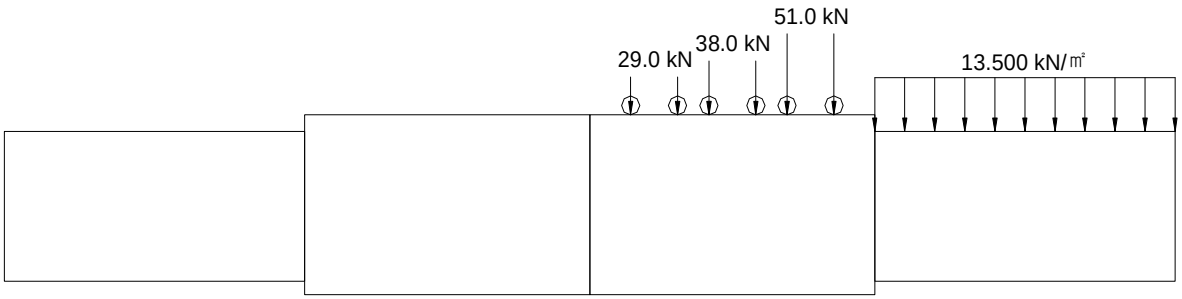
TYPE-1



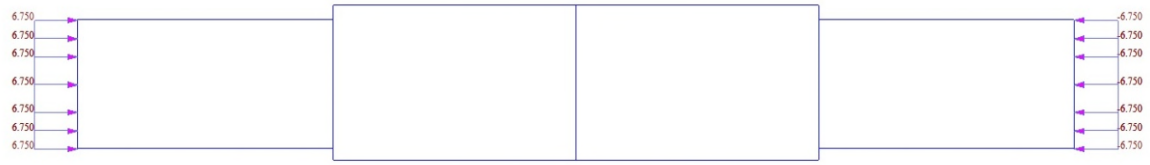
TYPE-2



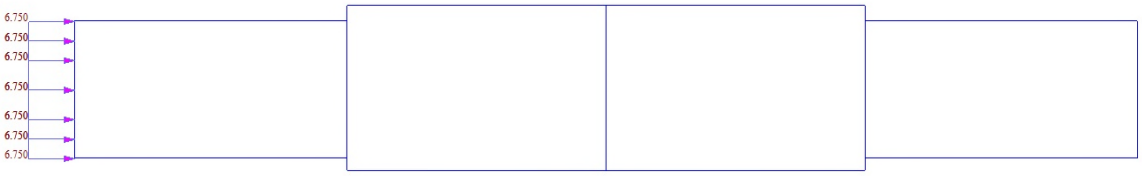
TYPE-3



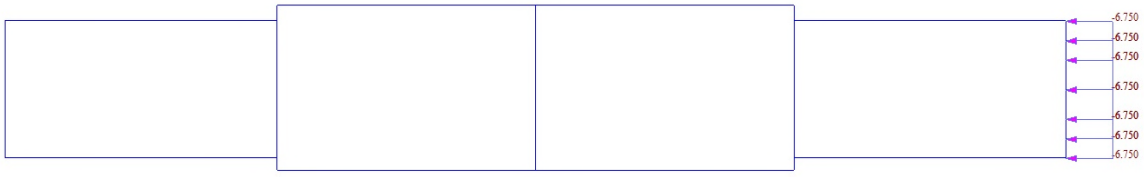
LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



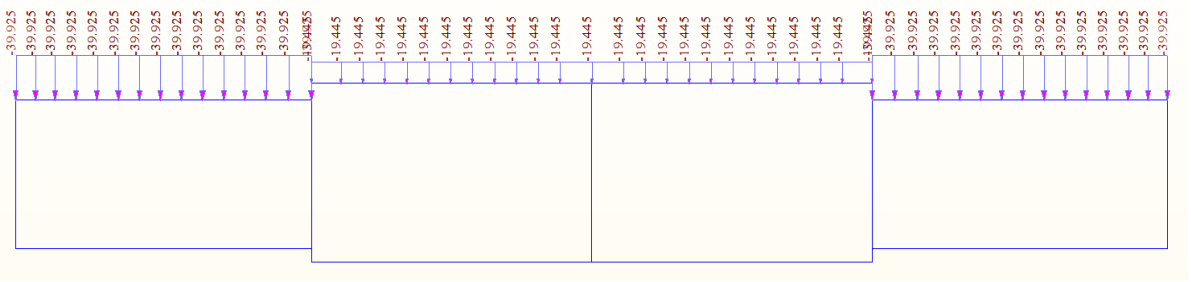
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



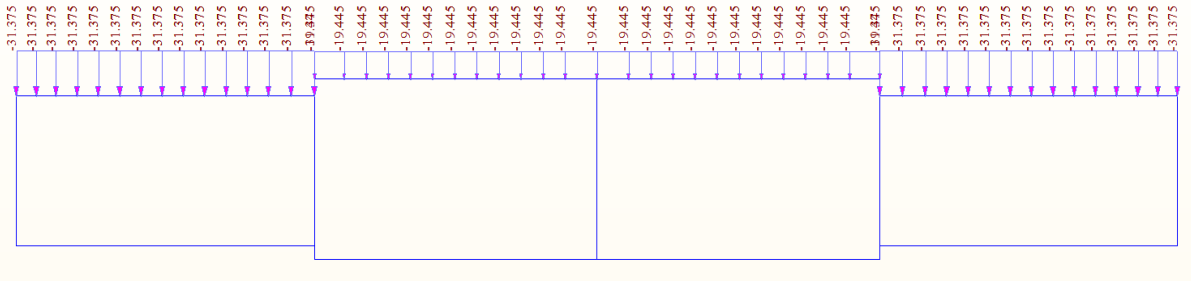
LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



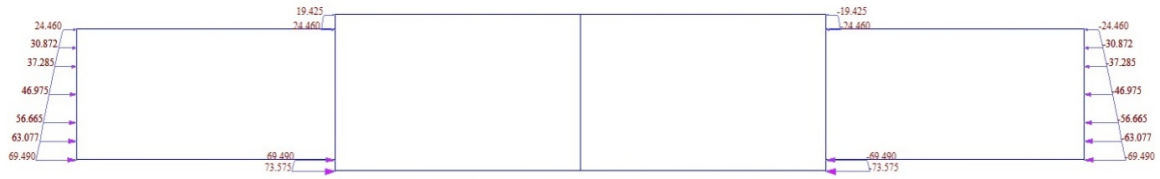
LC8. 토압(연직하중 지하수無)



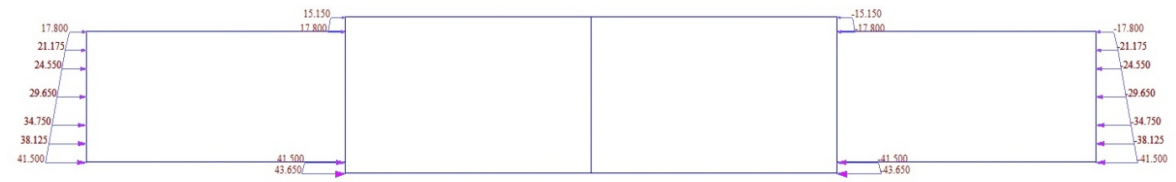
LC9. 토압(연직하중 지하수有)



LC10. 토압(수평하중 지하수無)



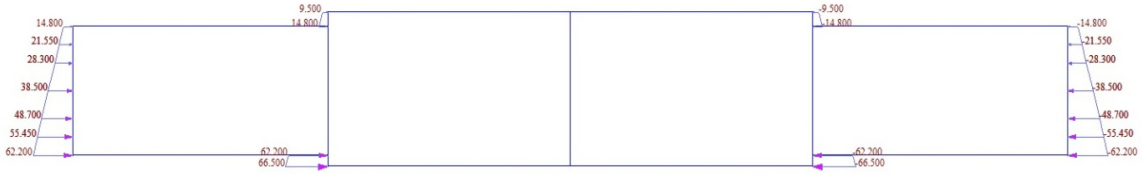
LC11. 토압(수평하중 지하수有)



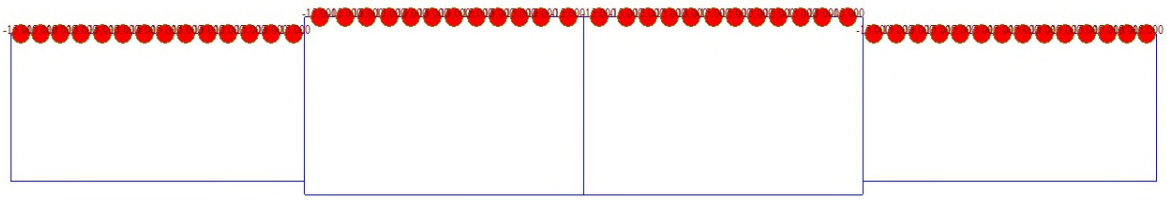
LC12. 수압(연직하중)



LC13. 수압(수평하중)



LC14. 건조수축하중



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

h > 2.0 m 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$

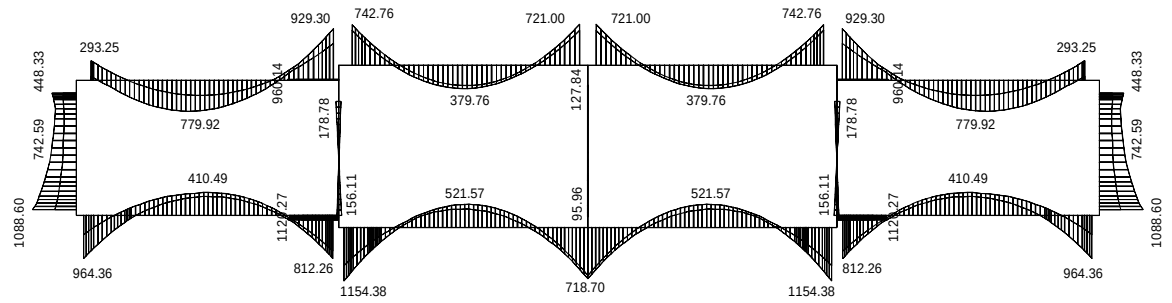
적용토피 = 2.000 m $\alpha_H = 1.05 - 0.025 \times 2.00$

$= 1 \geq 0.875$ $\therefore \alpha_H = 1$

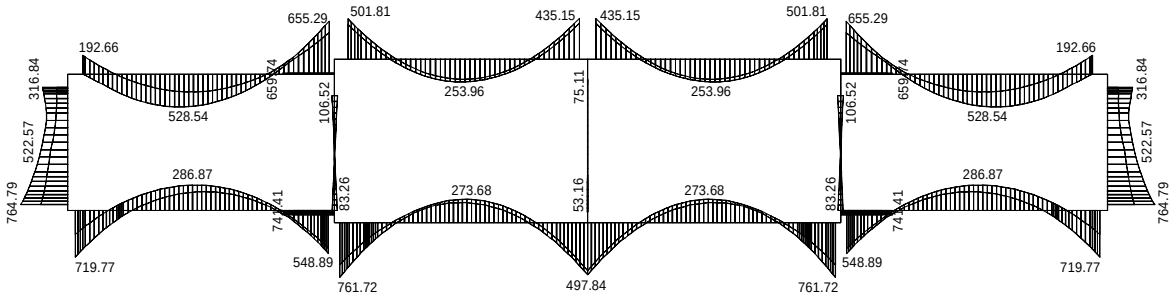
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60					
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60					
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00					
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00					
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		

9. 단면력도

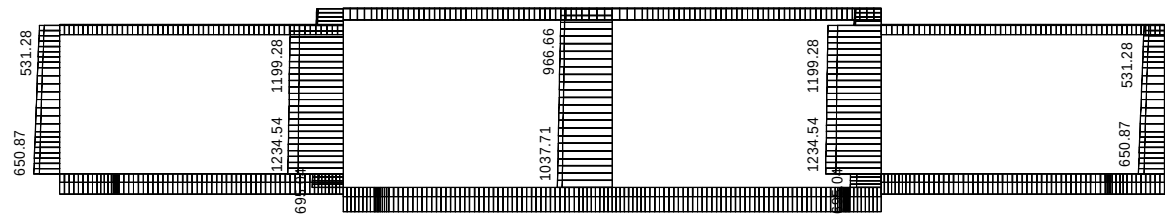
계수하중 – 모멘트도(B.M.D)



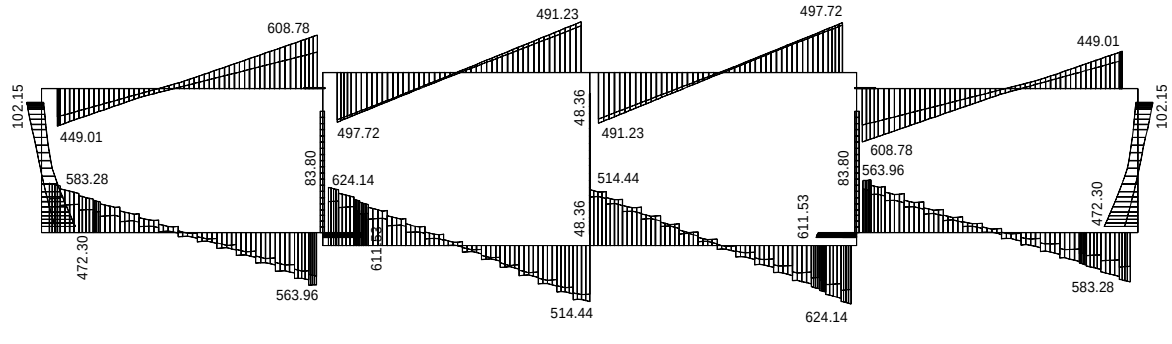
사용하중 – 모멘트도(B.M.D)



계수하중 – 축력도(A.F.D)



계수하중 – 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	외측벽체부	293.250		363.900	192.660	369.840		312.780	369.840	-	363.900	192.660	지진시	상시
	램프중앙부	779.920		0.000	528.540	521.960		0.000	779.920	-	0.000	528.540	상시	상시
	램프접합부	929.300		459.780	655.290	760.160		350.530	929.300	-	459.780	655.290	상시	상시
	본선접합부	742.760		469.670	501.810	639.720		361.920	742.760	-	469.670	501.810	상시	상시
	본선중앙부	379.760		0.000	253.960	263.360		0.000	379.760	-	0.000	253.960	상시	상시
	중앙벽체부	721.000		425.820	435.150	483.690		299.820	721.000	-	425.820	435.150	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	외측벽체부	1025.160	-	435.150	719.770	730.530	-	358.390	1025.160	-	435.150	719.770	상시	상시
	램프중앙부	410.490	-	0.000	286.220	435.380	-	0.000	435.380	-	0.000	286.220	지진시	상시
	램프접합부	812.260	-	428.930	548.890	674.280	-	365.580	812.260	-	428.930	548.890	상시	상시
	본선접합부	1154.380	-	568.540	761.720	809.710	0.000	419.400	1154.380	-	568.540	761.720	상시	상시
	본선중앙부	501.200	-	0.000	273.200	314.490	0.000	0.000	501.200	-	0.000	273.200	상시	상시
	중앙벽체부	718.700	-	360.640	497.840	577.060	0.000	273.400	718.700	-	360.640	497.840	상시	상시
	램프 측구	313.020	-	383.040	211.020	108.540	0.000	315.570	313.020	-	383.040	211.020	상시	상시
	본선 측구	563.130	-	477.850	352.360	364.430	0.000	348.140	563.130	-	477.850	352.360	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	448.330	511.420	118.730	316.840	548.040	427.210	73.370	548.040	427.210	118.730	316.840	지진시	상시
		Pmax	426.540	531.280	118.730	316.840	535.200	444.810	73.370	426.540	531.280	118.730	316.840	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	742.590	611.150	0.000	522.570	578.220	532.200	0.000	742.590	611.150	0.000	522.570	상시	상시
		Pmax	742.590	611.150	0.000	522.570	578.220	532.200	0.000	742.590	611.150	0.000	522.570	상시	상시
	하단부	Mmax	1088.600	650.870	393.340	764.790	800.300	581.700	274.850	1088.600	650.870	393.340	764.790	상시	상시
		Pmax	1088.600	650.870	393.340	764.790	800.300	581.700	274.850	1088.600	650.870	393.340	764.790	상시	상시
연결부 벽체	상단부	Mmax	178.780	1192.700	83.800	106.520	99.610	921.810	42.220	178.780	1192.700	83.800	106.520	상시	상시
		Pmax	178.690	1199.280	83.800	106.520	99.570	928.390	42.220	178.690	1199.280	83.800	106.520	상시	상시
	중앙부(+)	Mmax	47.810	1213.620	83.800	29.410	31.310	942.730	44.800	47.810	1213.620	83.800	29.410	상시	상시
		Pmax	25.580	1220.790	83.800	29.410	9.370	949.900	44.800	25.580	1220.790	83.800	29.410	상시	상시
	하단부	Mmax	156.110	1234.540	83.800	83.260	76.900	963.650	46.060	156.110	1234.540	83.800	83.260	상시	상시
		Pmax	156.110	1234.540	83.800	83.260	76.900	963.650	46.060	156.110	1234.540	83.800	83.260	상시	상시

※ 벽체 : 본 선

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	붕괴방지수준			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	960.140	584.900	139.570	405.980	802.290	452.010	112.140	960.140	584.900	139.570	405.980	상시	상시
		Pmax	959.220	584.900	139.570	405.980	802.290	452.010	112.140	959.220	584.900	139.570	405.980	상시	상시
	하단부	Mmax	1120.270	695.040	611.530	741.410	827.580	524.620	360.570	1120.270	695.040	611.530	741.410	상시	상시
		Pmax	1120.270	695.040	611.530	741.410	827.580	524.620	360.570	1120.270	695.040	611.530	741.410	상시	상시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	127.840	953.860	48.360	75.110	111.090	684.950	44.560	127.840	953.860	48.360	75.110	상시	상시
		Pmax	119.620	966.660	48.360	75.110	104.260	697.750	44.560	119.620	966.660	48.360	75.110	상시	상시
	중앙부(+)	Mmax	119.620	966.660	0.000	75.110	104.260	697.750	0.000	119.620	966.660	0.000	75.110	상시	상시
		Pmax	27.650	995.410	0.000	75.110	22.290	726.510	0.000	27.650	995.410	0.000	75.110	상시	상시
	하단부	Mmax	95.960	1037.710	48.360	53.160	96.780	768.800	48.620	96.780	768.800	48.620	53.160	지진시	지진시
		Pmax	95.960	1037.710	48.360	53.160	96.780	768.800	48.620	95.960	1037.710	48.620	53.160	상시	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
상부슬래브	외측 벽체부	293.25	192.66	-	369.84	369.84	363.90	737.74		1.00	1.067 0.967	0.100	H19@250 + H19@250		1.99	629.16	125.00
	램프 중앙부	779.92	528.54	-	521.96	779.92		834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.07	297.50	125.00
	램프 접합부	929.30	655.29	-	760.16	929.30	459.78	1283.60		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.38	218.45	125.00
	본선 접합부	742.76	501.81	-	639.72	742.76	469.67	1283.60		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.73	352.17	125.00
	본선 중앙부	379.76	253.96	-	263.36	379.76		623.44		1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		1.64	554.39	125.00
	중앙 벽체부	721.00	435.15	-	483.69	721.00	425.82	1283.60		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.78	439.63	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	외측 벽체부	1025.16	719.77		730.53	1025.16	435.15	1319.61		1.00	0.900 0.800	0.100	H29@250 + H29@250		1.29	197.35	125.00
	램프 중앙부	410.49	286.22		435.38	435.38		834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.92	694.33	125.00
	램프 접합부	812.26	548.89		674.28	812.26	428.93	1053.89		1.00	0.900 0.800	0.100	H25@250 + H25@250		1.30	210.34	125.00
	본선 접합부	1154.38	761.72		809.71	1154.38	568.54	1494.34		1.00	1.000 0.900	0.100	H29@250 + H29@250		1.29	225.29	125.00
	본선 중앙부	501.20	273.20		314.49	501.20		701.37		1.00	1.000 0.920	0.080	H19@250 + H19@250		1.40	588.21	125.00
	중앙 벽체부	718.70	497.84		577.06	718.70	360.64	1191.72		1.00	1.000 0.900	0.100	H25@250 + H25@250		1.66	315.72	125.00
	램프 측구	313.02	211.02		108.54	313.02	383.04	938.69	672.98	1.00	0.682 0.582	0.100	H29@250 + H29@250	H13@150 - 2EA	3.00	792.63	125.00
	본선 측구	563.13	352.36		364.43	563.13	477.85	1227.00		1.00	0.847 0.747	0.100	H29@250 + H29@250		2.18	568.19	125.00

12. 단면설계

12.1 상부슬래브 단면검토

12.1.1 외측벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
369.840	363.900	192.660	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 19.816 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 369840000 = 0

∴ Required As = 1136.927 ㎟ [p = 0.00118]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1515.902 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 23.313 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 23.313) / 23.313

= 0.1214

· ε_t = 0.1214 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 737.739 kN.m > Mu = 369.840 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 363.900 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 363.900 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00237

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.166

· j = 1 - k / 3 = 0.945

· x = k·d = 160.806 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.624 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 92.061 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 92.061 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 629.162 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 684.329 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 629.162 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
779.920	0.000	528.540	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 50.299 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 779920000 = 0

∴ Required As = 2885.930 ㎟ [p = 0.00352]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3847.907 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 59.176 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 59.176) / 59.176

= 0.0386

· ε_t = 0.0386 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 779.920 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.231 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 223.405 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 223.405 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 297.498 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 375.999 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 297.498 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
929.300	459.780	655.290	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 50.605 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 929300000 = 0

∴ Required As = 2903.484 ㎟ [p = 0.003]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3871.312 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 59.536 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 59.536) / 59.536

= 0.0457

· ε_t = 0.0457 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1283.597 kN.m > Mu = 929.300 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 459.780 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 459.780 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.557 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.036 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 180.122 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 180.122 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 218.453 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 349.762 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 218.453 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
742.760	469.670	501.810	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 40.226 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 742760000 = 0

∴ Required As = 2307.939 ㎟ [p = 0.00239]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3077.251 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 47.324 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 47.324) / 47.324

= 0.0583

· ε_t = 0.0583 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1283.597 kN.m > Mu = 742.760 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 469.670 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 469.670 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.557 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.388 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 137.935 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 137.935 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 352.173 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 456.738 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 352.173 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
379.760	0.000	253.960	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 24.095 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 379760000 = 0

∴ Required As = 1382.434 ㎟ [p = 0.00169]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1843.245 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 28.347 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 28.347) / 28.347

= 0.0838

· ε_t = 0.0838 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 623.444 kN.m > Mu = 379.760 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.958 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.483 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 143.710 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 143.710 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 554.386 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 584.509 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 554.386 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
721.000	425.820	435.150	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 39.022 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 721000000 = 0

∴ Required As = 2238.902 ㎟ [p = 0.00232]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2985.202 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 45.909 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 45.909) / 45.909

= 0.0602

· ε_t = 0.0602 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1283.597 kN.m > Mu = 721.000 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 425.820 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 425.820 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.557 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.672 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 119.611 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 119.611 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 439.632 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 526.705 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 439.632 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 하부슬래브 단면검토

12.2.1 외측벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1025.160	435.150	719.770	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 68.634 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 1025160000 = 0

∴ Required As = 3937.892 ㎟ [p = 0.00492]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5250.523 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 80.746 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 80.746) / 80.746

= 0.0267

· ε_t = 0.0267 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1319.606 kN.m > Mu = 1025.160 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 435.150 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 435.150 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.622 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.529 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 191.561 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 191.561 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 197.347 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 328.878 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 197.347 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
435.380	0.000	286.220	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 27.685 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 435380000 = 0

∴ Required As = 1588.436 ㎟ [p = 0.00194]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2117.915 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 32.571 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 32.571) / 32.571

= 0.0725

· ε_t = 0.0725 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 435.380 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.457 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 120.980 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 120.980 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 695.409 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 694.327 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 694.327 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
812.260	428.930	548.890	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 53.861 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 812260000 = 0

∴ Required As = 3090.279 ㎟ [p = 0.00386]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4120.371 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 63.366 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 63.366) / 63.366

= 0.0349

· ε_t = 0.0349 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1053.893 kN.m > Mu = 812.260 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 428.930 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 428.930 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00507

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.233

· j = 1 - k / 3 = 0.922

· x = k·d = 186.579 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.975 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 183.528 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 183.528 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 210.340 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 343.272 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 210.340 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1154.380	568.540	761.720	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 68.346 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 1154380000 = 0

∴ Required As = 3921.379 ㎟ [p = 0.00436]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5228.506 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 80.408 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 80.408) / 80.408

= 0.0306

· ε_t = 0.0306 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1494.339 kN.m > Mu = 1154.380 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN > Vu = 568.540 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 568.540 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00571

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.246

· j = 1 - k / 3 = 0.918

· x = k·d = 221.024 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.341 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 179.370 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 179.370 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 225.288 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 351.230 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 225.288 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
501.200	0.000	273.200	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 28.364 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 501200000 = 0

∴ Required As = 1627.388 ㎟ [p = 0.00177]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2169.851 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 33.369 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 33.369) / 33.369

= 0.0797

· ε_t = 0.0797 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 701.372 kN.m > Mu = 501.200 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00249

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.170

· j = 1 - k / 3 = 0.943

· x = k·d = 156.520 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.023 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 137.351 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 137.351 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 588.213 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 611.570 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 588.213 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
718.700	360.640	497.840	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 41.912 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 718700000 = 0

∴ Required As = 2404.684 ㎟ [p = 0.00267]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3206.246 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 49.308 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 49.308) / 49.308

= 0.0518

· ε_t = 0.0518 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1191.715 kN.m > Mu = 718.700 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN > Vu = 360.640 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 360.640 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00450

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.222

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 199.398 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.991 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 147.342 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 147.342 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 315.722 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 427.578 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 315.722 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 램프 측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	682.000	582.000	582.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
313.020	383.040	211.020	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 28.257 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 197880.000 As - 313020000 = 0

∴ Required As = 1621.224 ㎟ [p = 0.00279]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 12789.450 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2037.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1890.100 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2037.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2161.632 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 33.243 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (582.000 - 33.243) / 33.243

= 0.0495

· ε_t = 0.0495 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 938.689 kN.m > Mu = 313.020 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 378.020 kN < Vu = 383.040 kN

· 1/2·Øv·Vc = 189.010 kN < Vu = 383.040 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 291 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 4.313 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 4.313 ㎟

· USE Av = H 13 × 2.0 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 378.020 kN + 294.958 kN

= 672.978 kN > Vu = 383.040 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00883

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.295

· j = 1 - k / 3 = 0.902

· x = k·d = 171.796 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.682 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 78.251 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 78.251 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 792.631 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 805.105 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 792.631 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선 측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	847.000	747.000	747.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
563.130	477.850	352.360	100.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 39.699 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 253980.000 As - 563130000 = 0

∴ Required As = 2277.747 ㎟ [p = 0.00305]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 16415.325 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2614.500 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2425.954 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2614.500 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3036.996 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 46.705 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (747.000 - 46.705) / 46.705

= 0.0450

· ε_t = 0.0450 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1226.998 kN.m > Mu = 563.130 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 517.537 kN > Vu = 477.850 kN

· 1/2·Øv·Vc = 258.769 kN < Vu = 477.850 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00688

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.266

· j = 1 - k / 3 = 0.911

· x = k·d = 198.631 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.211 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 100.711 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 100.711 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 568.188 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 625.550 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 568.188 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3 램프-벽체 단면검토

12.3.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	548.040	118.730	427.210	316.840
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1166.667	1066.667	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1282.835	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0037] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 640.000 mm

· a = β1·c = 544.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 26775000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 582.103 mm

· d" = X - H + d = 482.103 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 12484.800 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 12332.205 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4729.877 kN.m

· eb = Mb / Pb = 383.539 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1764.938 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1066.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 427.210 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 548.040 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 599.857 kN > Vu = 118.730 kN

· 1/2·Øv·Vc = 299.929 kN > Vu = 118.730 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00215

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.159

· j = 1 - k / 3 = 0.947

· x = k·d = 169.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.699 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 136.851 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 136.851 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 349.193 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 460.355 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 349.193 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	426.540	118.730	531.280	316.840
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1166.667	1066.667	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
802.853	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0037] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 640.000 mm

· a = β1·c = 544.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 26775000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 582.103 mm

· d" = X - H + d = 482.103 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 12484.800 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 12332.205 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4729.877 kN.m

· eb = Mb / Pb = 383.539 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1284.956 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1066.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 531.280 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 426.540 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 603.582 kN > Vu = 118.730 kN

· 1/2·Øv·Vc = 301.791 kN > Vu = 118.730 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00215

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.159

· j = 1 - k / 3 = 0.947

· x = k·d = 169.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.699 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 136.851 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 136.851 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 349.193 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 460.355 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 349.193 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.3 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	742.590	0.000	611.150	522.570
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1215.070	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0061] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 487.863 mm

· d" = X - H + d = 387.863 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9676.815 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3936.450 kN.m

· eb = Mb / Pb = 406.792 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1602.933 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 611.150 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 742.590 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 610.086 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 305.043 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00450

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.221

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 198.900 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.303 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 154.630 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 154.630 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 290.530 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 407.424 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 290.530 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.4 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	742.590	0.000	611.150	522.570
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1215.070	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0061] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 487.863 mm

· d" = X - H + d = 387.863 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9676.815 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3936.450 kN.m

· eb = Mb / Pb = 406.792 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1602.933 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 611.150 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 742.590 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 610.086 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 305.043 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00450

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.221

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 198.900 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.303 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 154.630 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 154.630 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 290.530 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 407.424 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 290.530 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.5 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1088.600	393.340	650.870	764.790
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1672.531	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0072] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 481.339 mm

· d" = X - H + d = 381.339 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9242.575 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4165.174 kN.m

· eb = Mb / Pb = 450.651 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 2053.870 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 650.870 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1088.600 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 611.744 kN > Vu = 393.340 kN
· 1/2·Øv·Vc = 305.872 kN < Vu = 393.340 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00571
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.246
· j = 1 - k / 3 = 0.918
· x = k·d = 221.400 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.362 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 180.120 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 180.120 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 223.459 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 349.767 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 223.459 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.6 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1088.600	393.340	650.870	764.790
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1672.531	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0072] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 481.339 mm

· d" = X - H + d = 381.339 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9242.575 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4165.174 kN.m

· eb = Mb / Pb = 450.651 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2053.870 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 650.870 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1088.600 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 611.744 kN > Vu = 393.340 kN

· 1/2·Øv·Vc = 305.872 kN < Vu = 393.340 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00571

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.246

· j = 1 - k / 3 = 0.918

· x = k·d = 221.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.362 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 180.120 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 180.120 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 223.459 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 349.767 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 223.459 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.7 연결부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	178.780	83.800	1192.700	106.520
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
800.000	375.000	295.000	80.000	100.000	295.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
149.895	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]
			H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	1833.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0092] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 177.000 mm

· a = β1·c = 150.450 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 6885000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 181.645 mm

· d" = X - H + d = 101.645 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2762.262 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 345.679 kN

· Ts = fy·As = 733.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 2374.501 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 433.127 kN.m

· eb = Mb / Pb = 182.408 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 251.540 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (295.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1192.700 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 178.780 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 196.816 kN > Vu = 83.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 98.408 kN > Vu = 83.800 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00777

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.280

· j = 1 - k / 3 = 0.907

· x = k·d = 82.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 12.054 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 217.199 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 217.199 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 307.178 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 386.742 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 307.178 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.8 연결부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	178.690	83.800	1199.280	106.520
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
800.000	375.000	295.000	80.000	100.000	295.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
148.998	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]
			H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	1833.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0092] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 177.000 mm

· a = β1·c = 150.450 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 6885000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 181.645 mm

· d" = X - H + d = 101.645 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2762.262 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 345.679 kN

· Ts = fy·As = 733.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 2374.501 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 433.127 kN.m

· eb = Mb / Pb = 182.408 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 250.643 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (295.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1199.280 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 178.690 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 197.056 kN > Vu = 83.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 98.528 kN > Vu = 83.800 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00777

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.280

· j = 1 - k / 3 = 0.907

· x = k·d = 82.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 12.054 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 217.199 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 217.199 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 307.178 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 386.742 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 307.178 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.9 연결부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	156.110	83.800	1234.540	83.260
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
800.000	375.000	295.000	80.000	100.000	295.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
126.452	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]
			H	29	@	250	=	2055.680	㎟	[3 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2972.480	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0130] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 177.000 mm

· a = β1·c = 150.450 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 6885000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 176.159 mm

· d" = X - H + d = 96.159 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2762.262 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 345.679 kN

· Ts = fy·As = 1188.992 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 1918.949 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 489.959 kN.m

· eb = Mb / Pb = 255.327 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 222.611 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (295.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1234.540 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 156.110 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 198.343 kN > Vu = 83.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 99.172 kN > Vu = 83.800 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01260

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.341

· j = 1 - k / 3 = 0.886

· x = k·d = 100.595 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.914 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 107.127 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 107.127 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 803.895 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 784.116 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 784.116 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.10 연결부 벽체 하단부 Pmax

3 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	156.110	83.800	1234.540	83.260
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
800.000	375.000	295.000	80.000	100.000	295.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
126.452	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]
			H	29	@	250	=	2055.680	㎟	[3 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2972.480	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0130] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 177.000 mm

· a = β1·c = 150.450 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 6885000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 176.159 mm

· d" = X - H + d = 96.159 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2762.262 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 345.679 kN

· Ts = fy·As = 1188.992 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 1918.949 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 489.959 kN.m

· eb = Mb / Pb = 255.327 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 222.611 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (295.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1234.540 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 156.110 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 198.343 kN > Vu = 83.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 99.172 kN > Vu = 83.800 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01260

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.341

· j = 1 - k / 3 = 0.886

· x = k·d = 100.595 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.914 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 107.127 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 107.127 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 803.895 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 784.116 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 784.116 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4 본선-벽체 단면검토

12.4.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	960.140	139.570	584.900	405.980
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1641.546	0.850	#NAME?	0.75		

			1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
				H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
							TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴	USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 514.703 mm

· d" = X - H + d = 414.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10125.009 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4332.474 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.898 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'
= #NAME? kN
∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####
· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 2056.249 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ ####
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 584.900 kN ∴ ####
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 960.140 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 539.967 kN > Vu = 139.570 kN
· 1/2·Øv·Vc = 269.984 kN > Vu = 139.570 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00419
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215
· j = 1 - k / 3 = 0.928
· x = k·d = 207.833 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.354 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 111.605 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 111.605 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 486.864 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 564.491 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 486.864 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	959.220	139.570	584.900	405.980
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1639.973	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 514.703 mm

· d" = X - H + d = 414.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10125.009 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4332.474 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.898 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2054.676 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 584.900 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 959.220 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 539.967 kN > Vu = 139.570 kN

· 1/2·Øv·Vc = 269.984 kN > Vu = 139.570 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.833 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.354 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 111.605 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 111.605 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 486.864 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 564.491 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 486.864 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1120.270	611.530	695.040	741.410
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1611.807	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0070] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 426.267 mm

· d" = X - H + d = 326.267 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7740.019 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3366.504 kN.m

· eb = Mb / Pb = 434.948 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1938.074 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 695.040 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1120.270 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 548.278 kN < Vu = 611.530 kN

· 1/2·Øv·Vc = 274.139 kN < Vu = 611.530 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 39.533 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 39.533 ㎟

· USE Av = H 13 × 2 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 548.278 kN + 405.440 kN

= 953.718 kN > Vu = 611.530 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.825 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 197.300 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 197.300 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 185.388 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 319.311 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 185.388 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1120.270	611.530	695.040	741.410
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1611.807	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0070] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 426.267 mm

· d" = X - H + d = 326.267 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7740.019 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3366.504 kN.m

· eb = Mb / Pb = 434.948 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1938.074 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 695.040 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1120.270 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 548.278 kN < Vu = 611.530 kN

· 1/2·Øv·Vc = 274.139 kN < Vu = 611.530 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 39.533 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 39.533 ㎟

· USE Av = H 13 × 2 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 548.278 kN + 405.440 kN

= 953.718 kN > Vu = 611.530 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.825 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 197.300 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 197.300 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 185.388 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 319.311 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 185.388 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.5 중앙부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	127.840	48.360	953.860	75.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
134.024	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mm

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 382.014 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 953.860 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 127.840 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 300.678 kN > Vu = 48.360 kN

· 1/2·Øv·Vc = 150.339 kN > Vu = 48.360 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.620 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 85.634 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 85.634 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1046.148 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 980.919 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 980.919 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.6 중앙부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	119.620	48.360	966.660	75.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
123.746	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mm

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 371.736 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 966.660 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 119.620 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 301.052 kN > Vu = 48.360 kN

· 1/2·Øv·Vc = 150.526 kN > Vu = 48.360 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.620 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 85.634 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 85.634 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1046.148 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 980.919 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 980.919 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.7 중앙부 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	119.620	0.000	966.660	75.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
123.746	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 288.888 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 966.660 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 119.620 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 310.470 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 155.235 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.459 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 120.814 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 120.814 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 689.105 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 695.284 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 689.105 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.8 중앙부 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	27.650	0.000	995.410	75.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
27.777	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 192.919 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 995.410 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 27.650 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 311.590 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 155.795 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.459 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 120.814 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 120.814 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 689.105 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 695.284 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 689.105 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.9 중앙부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	96.780	48.620	768.800	53.160
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
125.884	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 291.026 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 768.800 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 96.780 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 302.759 kN > Vu = 48.620 kN

· 1/2·Øv·Vc = 151.380 kN > Vu = 48.620 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.156 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 85.508 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 85.508 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1047.955 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 982.364 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 982.364 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.10 중앙부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	95.960	48.620	1037.710	53.160
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
92.473	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 257.615 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1037.710 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 95.960 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 313.239 kN > Vu = 48.620 kN

· 1/2·Øv·Vc = 156.620 kN > Vu = 48.620 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.156 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 85.508 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 85.508 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1047.955 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 982.364 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 982.364 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

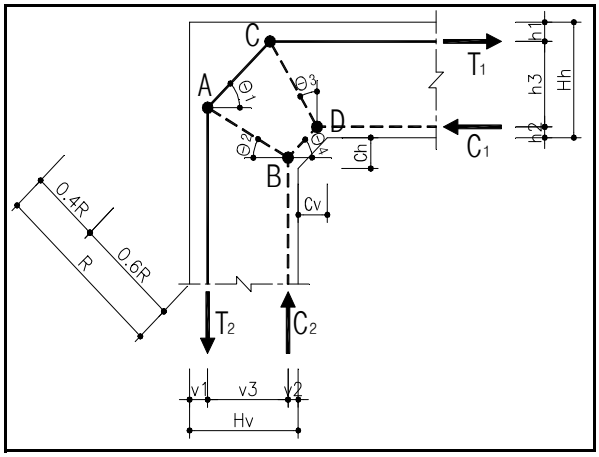
13. 우각부 보강검토

13.1 상부슬래브 (램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1000.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	820.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	548.040 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1697.06 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

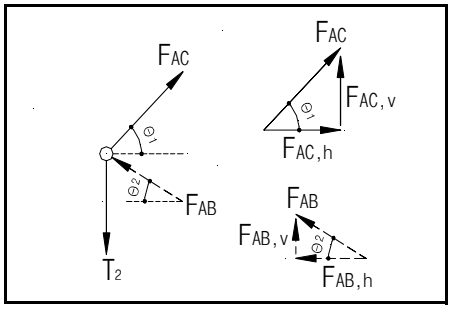
Θ_2 = 23.47°

Θ_3 = 32.35°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

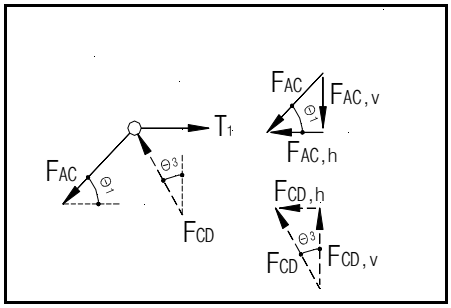
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{548.040}{0.720} =$ 761.167 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{548.040}{0.820} =$ 668.341 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 659.052 kN

식 ⑥ 으로부터

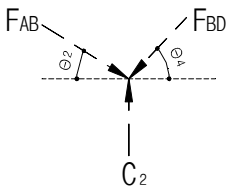
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 659.052 kN

따라서 F_{AC} = **659.052** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 508.044 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 659.052 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 551.622 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	659.052	타이
AB	-508.044	스트럿
BD	-659.052	스트럿
CD	-551.622	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 659.052 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{659{,}052.382}{0.85 \times 400} = 1{,}938.39 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00 mm²	(1 cycle)
	= H	19	@	250	=	1,146.00 mm²	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	19	@	250	=	1,146.00 mm²	(1 단)
	= H		@		=	0.00 mm²	(2 단)
				합계	=	**2,292.00** mm²	

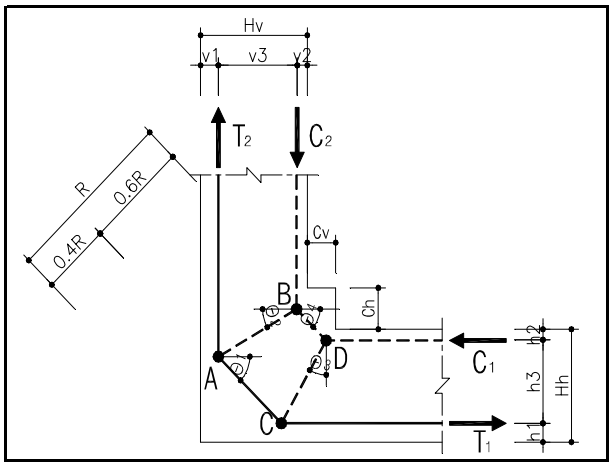
$A_{s,used}$ = 2,292.00 mm^2 > 1,938.39 mm^2 ……O.K

13.2 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1000.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	820.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1088.600 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1345.36 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

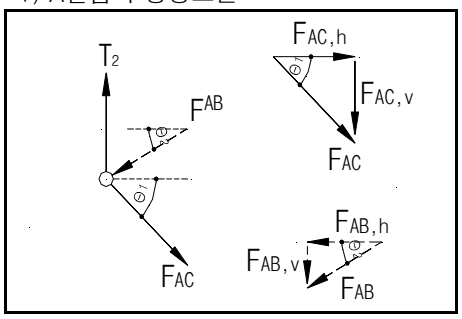
Θ_2 = 10.39°

Θ_3 = 19.17°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

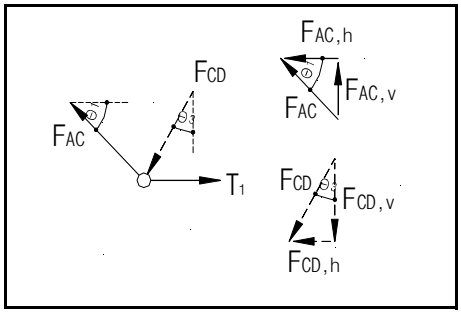
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \theta = F_{CD} \cdot \cos \theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{1,088.600}{0.720} =$ 1,511.944 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{1,088.600}{0.820} =$ 1,327.561 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,586.569 kN

식 ⑥ 으로부터

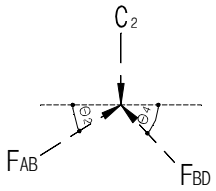
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,586.569 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,586.569** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}140.573 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}586.569 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}187.752 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,586.569**	타이
AB	**-1,140.573**	스트럿
BD	**-1,586.569**	스트럿
CD	**-1,187.752**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,586.569 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}586{,}568.642}{0.85 \times 400} = 4{,}666.38 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**5,139.20**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 5,139.20 mm^2 > 4,666.38 mm^2 ……O.K

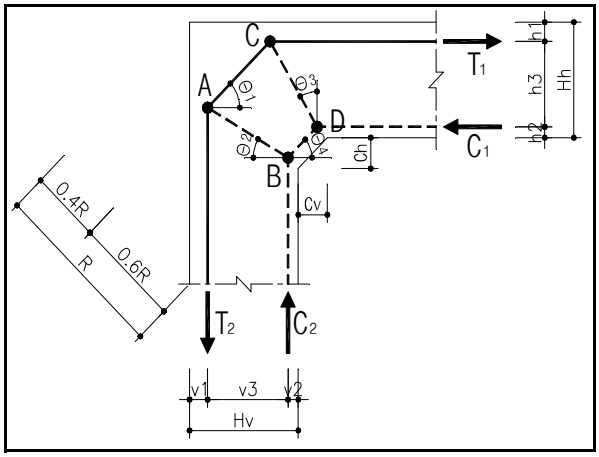
13. 우각부 보강검토

13.3 상부슬래브 (본선-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	960.140 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1626.35 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

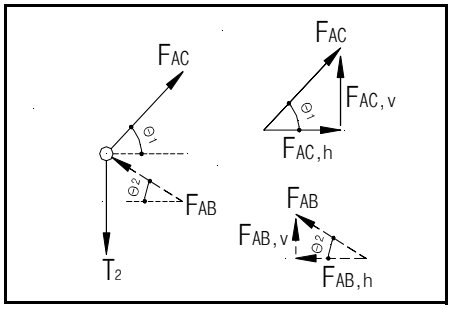
θ_2 = 29.48°

θ_3 = 29.48°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

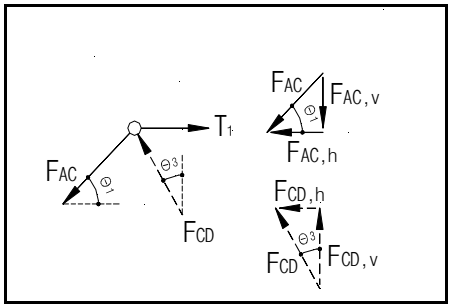
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{960.140}{0.720} =$ 1,333.528 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{960.140}{0.720} =$ 1,333.528 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,204.830 kN

식 ⑥ 으로부터

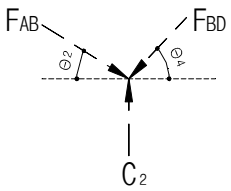
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,204.830 kN

따라서 F_{AC} = **1,204.830** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 978.637 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,204.830 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 978.637 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,204.830	타이
AB	-978.637	스트럿
BD	-1,204.830	스트럿
CD	-978.637	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,204.830 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,204,829.645}{0.85 \times 400} = 3,543.62 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**4,596.40**	mm^2	

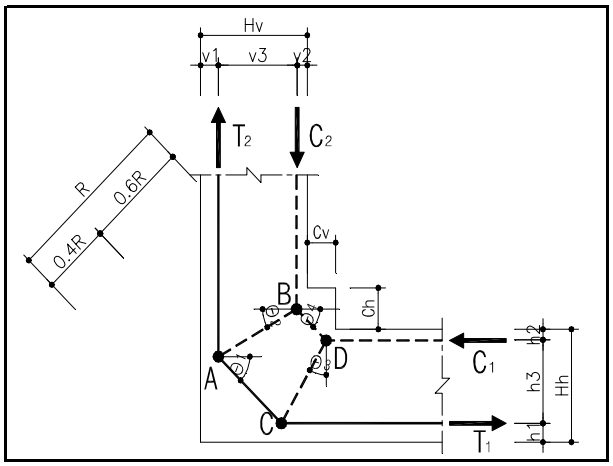
$A_{s,used}$ = 4,596.40 mm^2 > 3,543.62 mm^2 ……O.K

13.4 하부슬래브(본선 접합부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1000.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	820.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1154.380 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1345.36 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

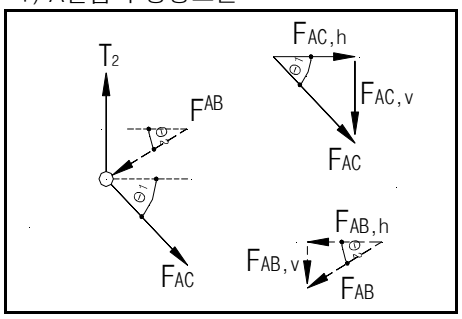
Θ_2 = 19.17°

Θ_3 = 10.39°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

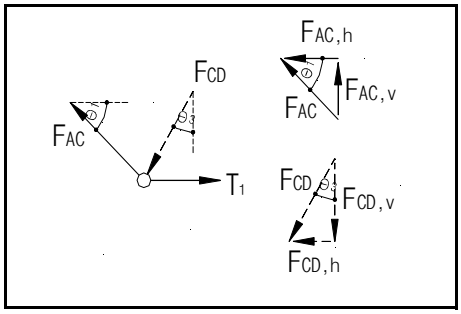
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{1{,}154.380}{0.820} =$ 1,407.780 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{1{,}154.380}{0.720} =$ 1,603.306 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,682.439 kN

식 ⑥ 으로부터

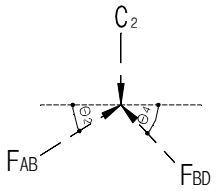
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,682.439 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,682.439** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}259.524 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}682.439 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}209.494 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,682.439**	타이
AB	**-1,259.524**	스트럿
BD	**-1,682.439**	스트럿
CD	**-1,209.494**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,682.439 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}682{,}439.013}{0.85 \times 400} = 4{,}948.35 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 단)
	= H		@		=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**5,139.20**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 5,139.20 mm^2 > 4,948.35 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
접합부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
벽체부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 기둥부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.5 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.6 램프_연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	19@	125	=	2292.000	458.400	750.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	19@	125	=	2292.000	458.400	750.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	19@	125	=	2292.000	458.400	750.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.7 본선-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.8 본선 중앙부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 사용성 검토

부 재	최소두께 또는 높이 t (mm)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
일방향 슬래브	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
보	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

부 재	지간 L (mm)	최소두께 t (mm)	사용두께 t (mm)	평 가
상부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	900.00	O.K
상부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	900.00	O.K
하부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	900.00	O.K
하부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	1000.00	O.K
램프-외측 벽체	4740.00	197.50	1000.00	O.K
본선-외측 벽체	5700.00	203.57	900.00	O.K
중앙 벽체	5700.00	237.50	500.00	O.K

16. 지지력 검토

16.1 하중 산정 : 램프

16.1.1 고정하중

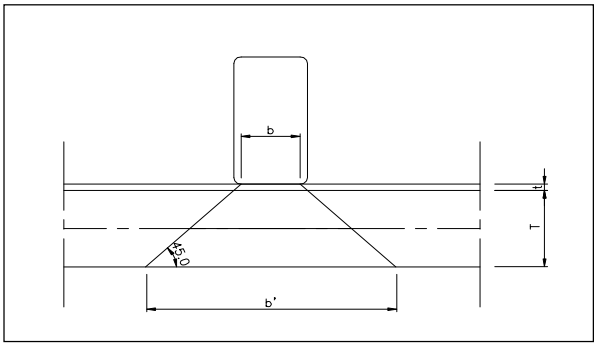
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1084.58 / 19.250 = 56.342 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 39.925 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 13.5 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

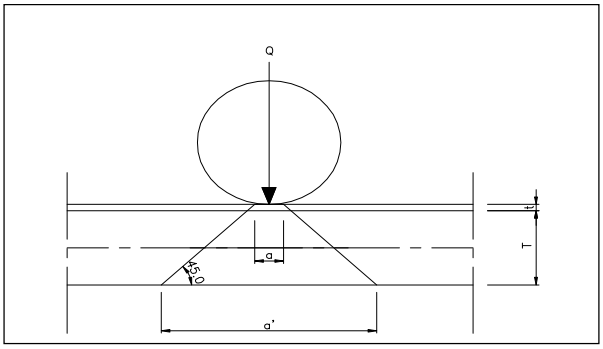


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.05 kN/m^2

16.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 56.342 + 39.925 + 0.000 + 13.500 + 19.048

= 128.815 kN/m^2

220

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 128.815 kN/m^2 < Qa = 589.320 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16.3 하중 산정 : 본선

16.3.1 고정하중

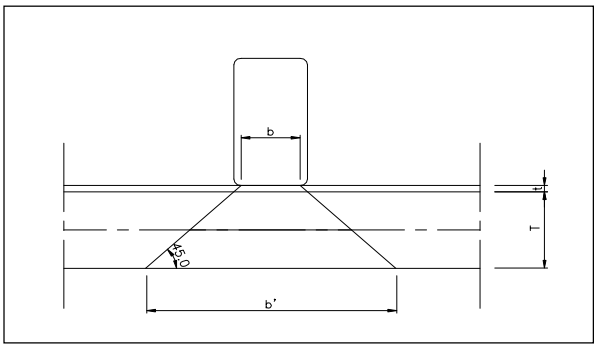
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1186.01 / 20.100 = 59.006 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 19.445 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

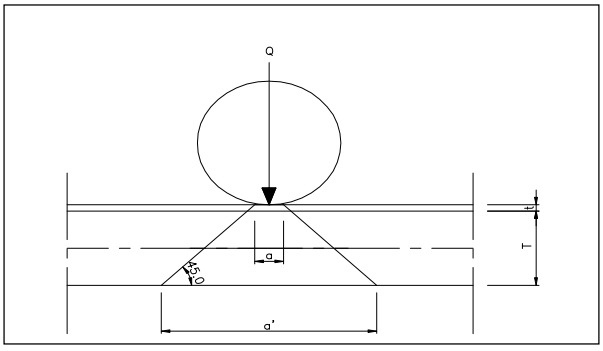


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1000.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.60 m



a' = 0.200 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.30 m

Qz' = 96.000 / (2.600 x 2.300) = 16.05 kN/m^2

16.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 59.006 + 19.445 + 0.000 + 0.000 + 16.054

= 94.505 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

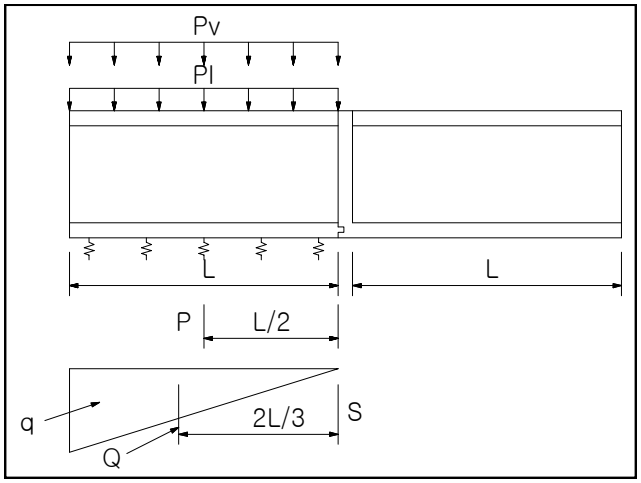
Qmax = 94.505 kN/m^2 < Qa = 599.590 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

17. 신축이음부 검토

17-1. 램프

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 9.6 \times 2 \times 19.0$

$= 365.75 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (365.75 + 153.6) \times 25.0 = 12983.8 \ kN$

$S = P / 4 = 12983.8 / 4 = 3245.9 \ kN$

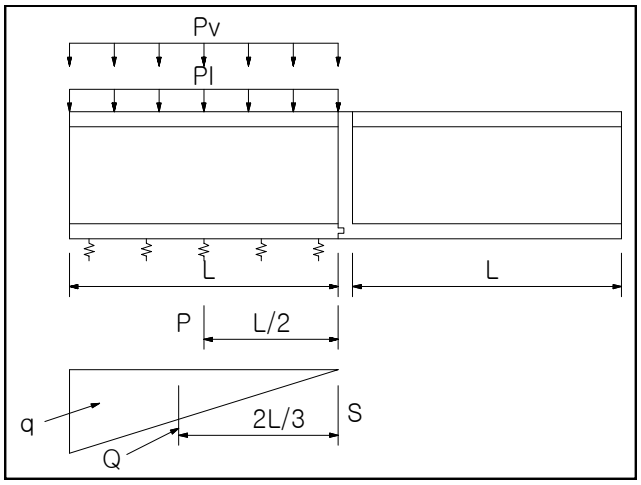
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 3245.9 x 1000 / 80 = 40,574 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 159 EA = 794.2 x 159 = 126,278 mm²

17-2. 본선

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 20.1 \times 2 \times 19.0$

$= 763.8 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (763.8 + 153.6) \times 25.0 = 22935.0 \ kN$

$S = P / 4 = 22935 / 4 = 5733.8 \ kN$

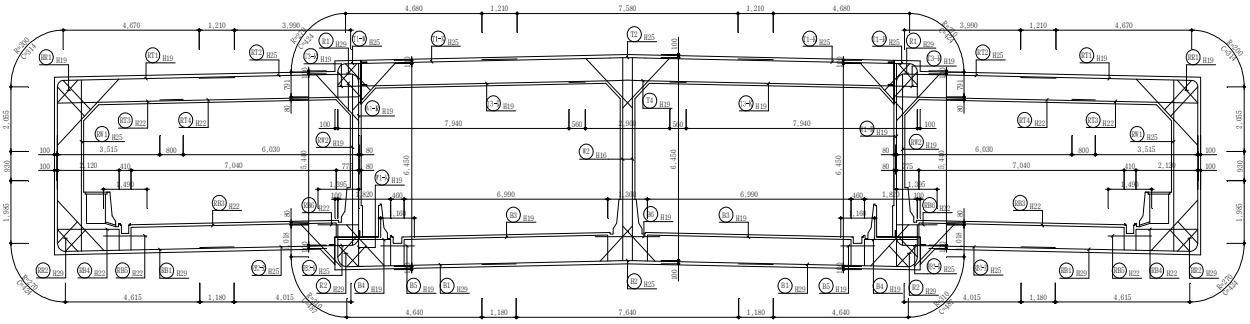
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 5733.8 x 1000 / 80 = 71,672 mm²

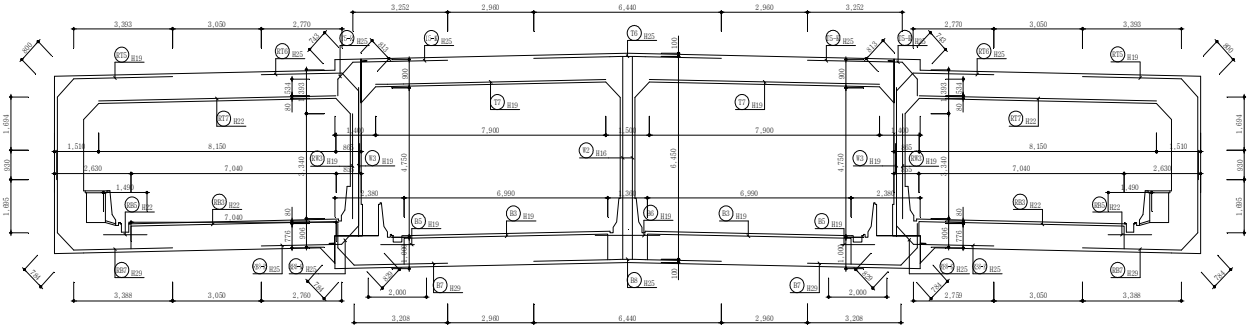
☞ 사용철근량 As = D32- 248 EA = 794.2 x 248 = 196,962 mm²

18. 주철근조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



국회대로 지하차도

BOX1 개구부 보강 구조계산서

1. 설계조건

1.1 설계방법 : 강도설계법

1.2 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.3 설계하중

구 분		계수하중		사용하중	비 고
		모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	전단력 (kN)	
중첩B1	상부	178.780	608.780	417.540	구조물공(BOX) B1 0+509 구조계산서
			497.720	333.890	
	하부	156.110	563.960	386.270	
			624.140	427.520	

1.4 재료의 특성 및 설계강도

가) 설계기준강도

- 콘크리트 압축강도

f_{ck} = 27 MPa

- 철근의 항복강도

f_y = 400 MPa

나) 탄성계수

- 콘크리트(일반콘크리트)

$E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 (MPa)

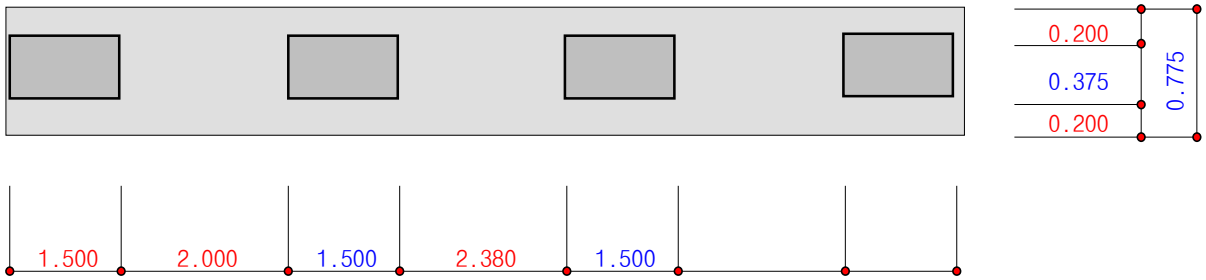
- 철근

$E_s =$ 200,000 (MPa)

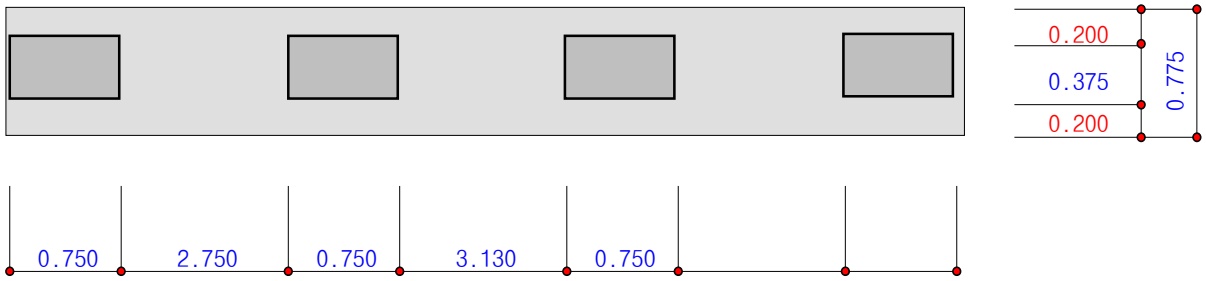
2. 개구부 보강 거더 (BOX 1)

2.1 상부 거더

1) 보의 지간 구성 **(2경간 연속)**



2) 보의 유효지간 산정



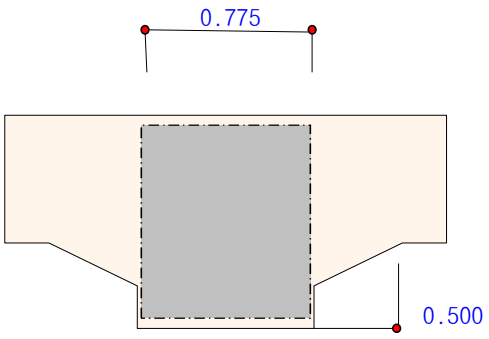
Ln (유효 순경간) : 3.130 m

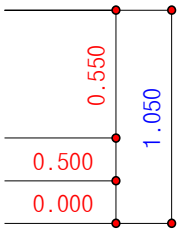
L (기둥중심간격) : 3.690 m

※ 보 및 헌치자중 :

(0.775 × 0.500 + 0.500 × 0.500)

× 25.00 × 1.54 = 24.544 KN





구 분	계수하중	사용하중
외측기둥부 전단력	608.780 KN	417.540 KN
외측기둥부 전단력	497.720 KN	333.890 KN
보 및 헌치자중	24.544 KN	15.938 KN
합 계	1131.044 KN	767.368 KN

3) 부재력 산정

부모멘트	Mu1	=	WL^2 / 9	=	1131.044	×	3.130^2	/	9	=	1231.191	KN.m
	M1	=		=	767.368	×	3.130^2	/	9	=	835.314	KN.m
정모멘트	Mu2	=	WL^2/ 14	=	1131.044	×	3.130^2	/	14	=	791.480	KN.m
	M2	=		=	767.368	×	3.130^2	/	14	=	536.987	KN.m

전 단 력 Vu = 1.15(WL)/2 - 0.15WL

= 1.15×1131.044 x 3.130 / 2 - 0.15 x 1131.044 x 3.130

= 1504.571 KN

4) DEEP BEAM 검토

D = 900.000 m L = 2.750 m

L/D = 2750.000 / 900.00 = 3.056 < 4 ⇒ Deep Beam

5) 보의 단면 검토

◈ B1 상부거더(-M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 1232.000 KN·m 계수 전단력 Vu = 1505.000 KN
단면의 두께 H = 1050.000 mm 단 면 폭 B = 775.000 mm
유 효 깊 이 D = 900.000 mm 피 복 두 께 Dc = 150.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H25 ×6.00 EA (Dc = 100.00 mm)
+ H25 ×6.00 EA (Dc = 200.00 mm)
= 6080.400 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00872

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 136.744 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01472 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1,719,255,000 N·mm
= 1719.255 KN·m ≥ Mu = 1232.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.395)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 95.625 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 4252.034 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 95.625 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00610 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00813
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 4252.033 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Ln/D = 3130.00 / 900.00 = 3.478 ≤ 4.0 ∴ 깊은 보
콘크리트 전단강도 ØVc = Øv · 1/6 · λ √(fck) · B · D/1000 = 453.040 KN
위험단면까지의 거리 ds
ds = 0.15 · Ln = 0.15 ×3.130 = 0.470 m
위험단면에서의 전단력 Vu'
Vu' = Vu - Wd · ds = 1505.000 - 1132.000 ×0.470 = 973.526 KN

Øv · Vn_max = 0.75×5/6 ×λ √(fck) × B ×D /1000 = 2265.198 KN
Vu' = 973.526 KN ≤ Øv*Vn_max = 2265.198 KN ... ∴ O.K.

Vu' ≤ Øv · Vc + Øv · [Av/Sv · ((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)] · fy · D

수직전단철근 Av = H16 No of Legs(다리개수) = 4.000 EA
간 격 Sv = 150.00 mm ≤ Sv_max = min(D/5,30cm) = 180.00 mm .. O.K
철근량 Av = 단면적×개수 = 794.400 ㎟ ≥ Av_min = 0.0025 · Bw · Sv = 290.625 ㎟ .. O.K
수평전단철근 Avh = H13 No of Legs(다리개수) = 4.000 EA
간 격 Svh = 150.00 mm ≤ Svh_max = min(D/5,30cm) = 180.00 mm .. O.K
철근량 Avh = 단면적×개수 = 506.800 ㎟ ≥ Avh_min= 0.0015 · Bw · Sv = 174.375 ㎟ .. O.K

Øv · Vc + Øv · [Av/Sv · ((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)] · fy · D
= 453.040 + 0.75×[0.373×Av/Sv + 0.627×Avh/Svh]×fy ×D
= 1558.451 KN ≥ Vu' = 973.526 KN ... ∴ O.K (S.F = 1.601)

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 836.000 KN · m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B · D) = 0.00872
k = -nρ + √((nρ)² + 2nρ) = 0.294 (j = 0.902)
x = k · d = 264.254 mm
fc = 2 · Mo / (B · x · (D - x/3)) = 10.055 MPa
fs = Mo / (As · (D - x/3)) = 169.342 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 182.660 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 212.38 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 87.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 129.17 mm ≤ 212.38 mm ..... ∴ O.K

◈ B1 상부거더(+M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 792.000 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 1050.000 mm 단 면 폭 B = 775.000 mm
유 효 깊 이 D = 900.000 mm 피 복 두 께 Dc = 150.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H19 ×6.00 EA (Dc = 100.00 mm)
+ H19 ×6.00 EA (Dc = 200.00 mm)
= 3438.000 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00493

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 77.318 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02833 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1,006,839,000 N·mm
= 1006.839 KN·m ≥ Mu = 792.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.271)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 60.222 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 2677.827 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 60.222 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00384 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00512
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 2677.827 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

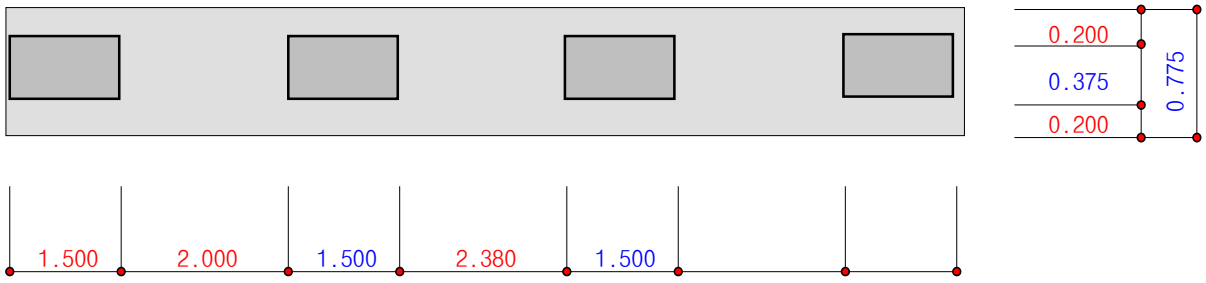
철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

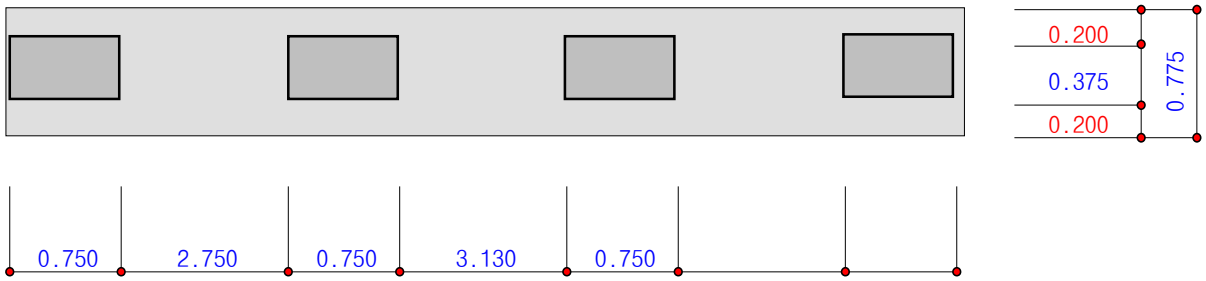
Mo = 537.000 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00493
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.230 (j = 0.923)
x = k·d = 207.399 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.042 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 187.991 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 201.562 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 164.45 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 90.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 129.17 mm ≤ 164.45 mm ..... ∴ O.K

2.2 하부 거더

1) 보의 지간 구성 **(2경간 연속)**

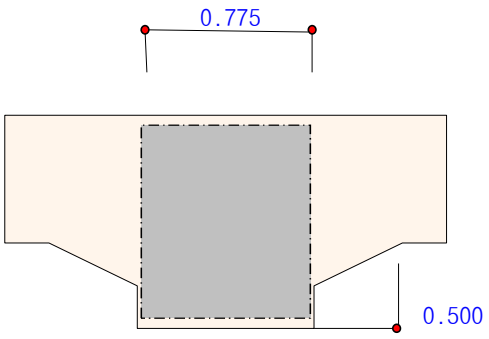


2) 보의 유효지간 산정



Ln (유효 순경간) : 3.130 m

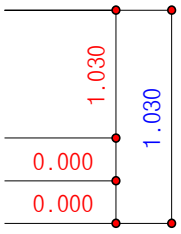
L (기둥중심간격) : 3.690 m



※ 보 및 헌치자중 :

(0.775 × 0.000 + 0.000 × 0.500)

× 25.00 × 1.54 = 0.000 KN



구 분	계수하중	사용하중
외측기둥부 전단력	563.960 KN	386.270 KN
외측기둥부 전단력	624.140 KN	427.520 KN
보 및 헌치자중	0.000 KN	0.000 KN
합 계	1188.100 KN	813.790 KN

3) 부재력 산정

부모멘트	Mu1	=	WL^2 / 9	=	1188.100	×	3.130^2	/	9	=	1293.300 KN.m
	M1	=		=	813.790	×	3.130^2	/	9	=	885.847 KN.m
정모멘트	Mu2	=	WL^2/ 14	=	1188.100	×	3.130^2	/	14	=	831.407 KN.m
	M2	=		=	813.790	×	3.130^2	/	14	=	569.473 KN.m

전 단 력 Vu = 1.15(WL)/2 - WD

= 1.15×1188.100 x 3.130 / 2 - 1188.100 x 0.650

= 1366.018 KN

4) DEEP BEAM 검토

D = 650.000 m L = 2.750 m

L/D = 2750.000 / 650.00 = 4.231 > 4 ⇒ Normal Beam

5) 보의 단면 검토

◈ B1 하부거더(-M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 1294.000 KN·m 계수 전단력 Vu = 1367.000 KN
단면의 두께 H = 850.000 mm 단 면 폭 B = 775.000 mm
유 효 깊 이 D = 700.000 mm 피 복 두 께 Dc = 150.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H29 ×6.00 EA (Dc = 100.00 mm)
+ H29 ×6.00 EA (Dc = 200.00 mm)
= 7708.800 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.01421

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 173.365 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.00803 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1,607,500,000 N·mm
= 1607.500 KN·m ≥ Mu = 1294.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.242)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 135.361 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 6018.924 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 135.361 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.01109 ⇒ 4/3 ρreq = 0.01479
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 6018.925 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · λ √fck · B · d / 1000 = 352.364 KN
Vu > Øv · Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Used Av = H16 ×4.00 ea/m = 794.400 ㎟ (간격 s = 150.0 mm)
Øv · Vs = Øv · Av · fy · D / (s ×1000) = 1112.160 KN
Øv · Vs > Øv · 1/3 · λ √(fck) · B · D / 1000 = 704.728 KN
→ 규정된 전단철근 최대 배근 간격을 절반으로 감소하여 검토한다.
s = 150.0 mm ≤ Min(300,0.25D) = 175.0 mm ..... ∴ O.K

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 1464.524 KN ≥ Vu = 1367.000 KN ...∴ O.K (S.F = 1.071)

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 886.000 KN · m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B · D) = 0.01421
k = -nρ + √((nρ)² + 2nρ) = 0.358 (j = 0.881)
x = k · d = 250.258 mm
fc = 2 · Mo / (B · x · (D - x/3)) = 14.818 MPa
fs = Mo / (As · (D - x/3)) = 186.405 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 207.128 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 166.45 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 85.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 129.17 mm ≤ 166.45 mm ..... ∴ O.K

◈ B1 하부거더(+M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00
β1 = 0.850　　Øf = 0.85　　Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 832.000 KN·m　　계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 850.000 mm　　단 면 폭 B = 775.000 mm
유 효 깊 이 D = 700.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 150.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H22 ×6.00 EA (Dc = 100.00 mm)
+ H22 ×6.00 EA (Dc = 200.00 mm)
= 4645.200 ㎟　　∴ P = As/(B·D) = 0.00856

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 104.467 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01531 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1,023,062,000 N·mm
= 1023.062 KN·m ≥ Mu = 832.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.230)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 83.611 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 3717.837 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 83.611 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00685 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00914
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 3717.837 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 570.000 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00856
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.291 (j = 0.903)
x = k·d = 204.010 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.409 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 194.158 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 213.731 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 145.95 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 89.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 129.17 mm ≤ 145.95 mm ..... ∴ O.K

3. 보강 기둥

3.1 기둥 부재력

b= 0.375 m , h= 1.500 m , lu = 4.800 m , C.T.C = 3.690 m

① 축력 최대시

P =	1199.280	x	3.690	=	4425.343 KN
M =	178.690	x	3.690	=	659.366 KN.m
V =	83.800	x	3.690	=	309.222 KN.m

② 모멘트 최대시

P =	1192.700	x	3.690	=	4401.063 KN
M =	178.780	x	3.690	=	659.698 KN.m
V =	83.800	x	3.690	=	309.222 KN.m

3.2 기둥 검토

【 기둥 : 기둥 】 : LC 1, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 149.12 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	375.0	295.0	80.0	4426.000	660.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 4426.000 x 0.00000 / (160.000 x 4.800)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.800 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 4.800 / 0.108

= 44.341 > 40.000 ∴ 장주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-577.000 , M2=660.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.874) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 4.800 m)

㉢ 임계하중(Pc) 산정

$Pc = \pi^2 EI / (k \times Lu)^2$

$= \pi^2 \times 45410.565 / (1.000 \times 4.800)^2$

= 19,452 kN

여기서, EI = 0.4*Ec*Ig/(1+βdns) = 45,411 kN/m²

βdns = 최대장기지속계수축력 / 전체계수축력 = 0.600

Ec = 27,556 MPa

Ig = 0.006592 m⁴ , k : 유효길이계수

㉣ 모멘트 확대계수 산정

δns = Cm / {1 - Pu/(0.75Pc)} ≥ 1.0

= 0.400 / {1 - 4426.000/(0.75 x 19452.444)}

= 1.000 <= 1.4 ∴ O.K

Cm = 0.6 + 0.4(M1/M2) ≥ 0.4, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 Cm = 1.0

㉱ 확대 모멘트 산정

Mc = δns x M2 = 1.000 x 660.000 = 660.000 kN.m

M2min = Pu x (15.0 + 0.03h) = 116.182 kN.m ≤ 660.000 kN.m

㉲ 철근비 검토

Ag = 562500.00 mm² , Ast = 15201.00 mm² , Puse = 0.02702

- 1단 : H25 - 30EA (As=15201.000 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0270) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉳ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 177.00 mm, ab = k1 x cb = 150.45 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 150.450 x 1500.000 = 5179.241 kN

∑Csi = 2169.735 kN, ∑Tsi = 2873.590 kN

Pb = 5179.241 + 2169.735 - 2873.590 = 4475.386 kN

Mb = Cc x 112.275 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1119.779 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 250.208 mm, e = Mu/Pu = 149.119 mm)

㉴ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 211.41 mm, a = k1 x c = 179.69 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 179.7 x 1500.0 = 6185.991 kN

∑Csi = 2551.574 kN, ∑Tsi = 1683.027 kN

Pn = 6185.991 + 2551.574 - 1683.027 = 7054.538 kN

Mn = Cc x 97.653 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1051.907 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=149.111)| = 0.0082 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉵ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 375.00 - 80.00 = 295.000 mm

c = 211.406 mm, a = k1 x c = 179.695 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (295.00-211.41) / 211.41 = 0.00119

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

㉶ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14912.730 kN ≥ Pn = 7054.538 kN

ΦPn = 0.65 x 7054.538 = 4585.450 kN ≥ Pu = 4426.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.149 = 683.777 kN.m ≥ Mu = 660.000 kN.m ∴ O.K

【 기둥 : 기둥 】 : LC 2, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 149.93 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	375.0	295.0	80.0	4402.000	660.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 4402.000 x 0.00000 / (160.000 x 4.800)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.800 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 4.800 / 0.108

= 44.341 > 40.000 ∴ 장주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-577.000 , M2=660.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.874) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 4.800 m)

㉢ 임계하중(Pc) 산정

$Pc = \pi^2 EI / (k \times Lu)^2$

$= \pi^2 \times 45410.565 / (1.000 \times 4.800)^2$

= 19,452 kN

여기서, EI = 0.4*Ec*Ig/(1+βdns) = 45,411 kN/m²

βdns = 최대장기지속계수축력 / 전체계수축력 = 0.600

Ec = 27,556 MPa

Ig = 0.006592 m⁴ , k : 유효길이계수

㉣ 모멘트 확대계수 산정

δns = Cm / {1 - Pu/(0.75Pc)} ≥ 1.0

= 0.400 / {1 - 4402.000/(0.75 x 19452.444)}

= 1.000 <= 1.4 ∴ O.K

Cm = 0.6 + 0.4(M1/M2) ≥ 0.4, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 Cm = 1.0

㉱ 확대 모멘트 산정

Mc = δns x M2 = 1.000 x 660.000 = 660.000 kN.m

M2min = Pu x (15.0 + 0.03h) = 115.552 kN.m ≤ 660.000 kN.m

㉲ 철근비 검토

Ag = 562500.00 mm² , Ast = 15201.00 mm² , Puse = 0.02702

- 1단 : H25 - 30EA (As=15201.000 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0270) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉳ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 177.00 mm, ab = k1 x cb = 150.45 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 150.450 x 1500.000 = 5179.241 kN

∑Csi = 2169.735 kN, ∑Tsi = 2873.590 kN

Pb = 5179.241 + 2169.735 - 2873.590 = 4475.386 kN

Mb = Cc x 112.275 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1119.779 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 250.208 mm, e = Mu/Pu = 149.932 mm)

㉴ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 210.93 mm, a = k1 x c = 179.29 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 179.3 x 1500.0 = 6172.161 kN

∑Csi = 2546.757 kN, ∑Tsi = 1696.336 kN

Pn = 6172.161 + 2546.757 - 1696.336 = 7022.582 kN

Mn = Cc x 97.854 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1052.839 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=149.922)| = 0.0100 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉵ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 375.00 - 80.00 = 295.000 mm

c = 210.933 mm, a = k1 x c = 179.293 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (295.00-210.93) / 210.93 = 0.00120

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

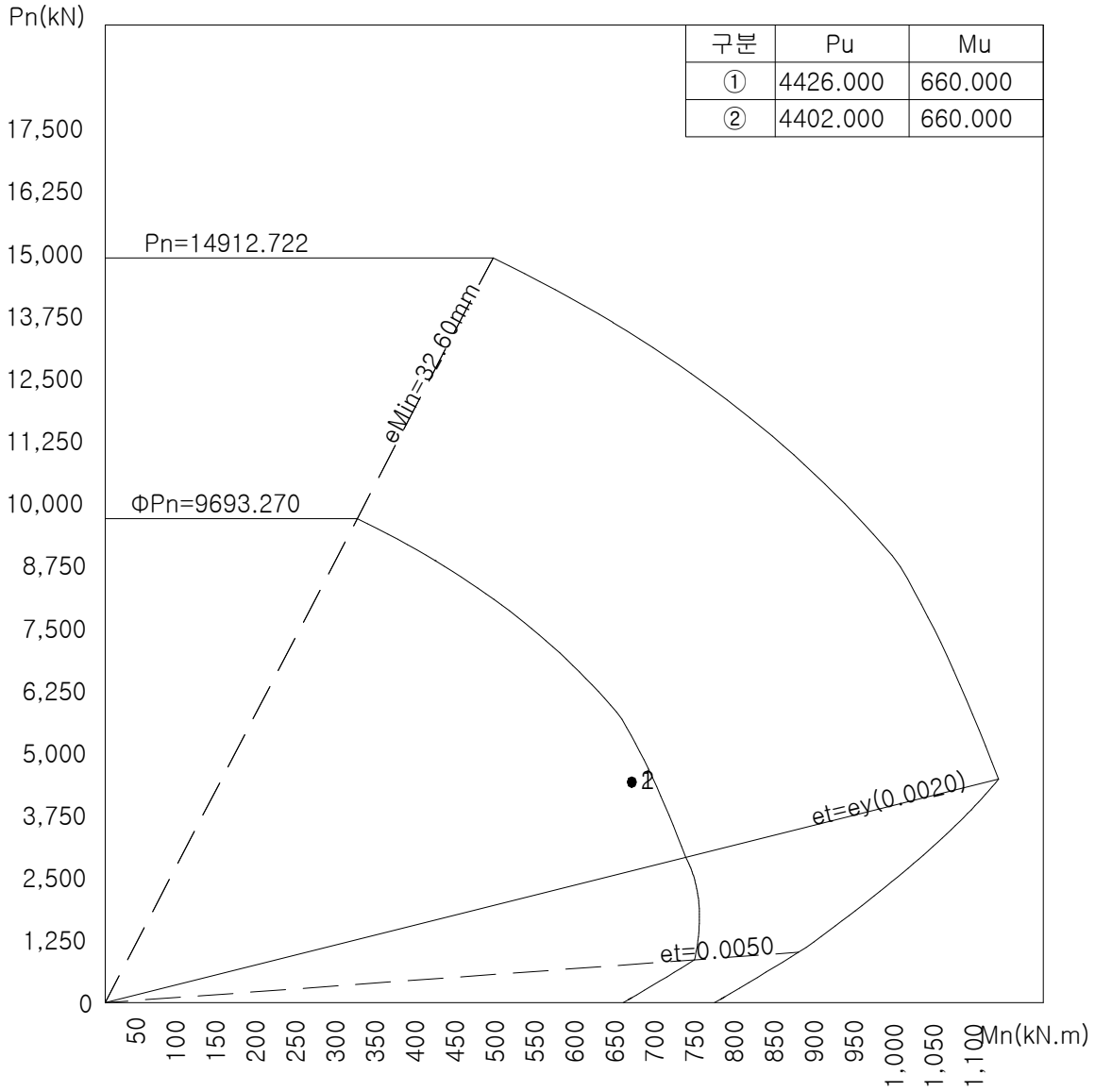
㉶ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14912.730 kN ≥ Pn = 7022.582 kN

ΦPn = 0.65 x 7022.582 = 4564.679 kN ≥ Pu = 4402.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.150 = 684.391 kN.m ≥ Mu = 660.000 kN.m ∴ O.K

3.3 P-M 상관분석



구분	Pu	Mu
①	4426.000	660.000
②	4402.000	660.000

국회대로 지하차도

STA.0+539.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

D / B_o ≥ 0.5 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
D / B_o < 0.5 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : F = r_w x h

4) 토 압

① 정지 토압계수 : K_o = 1 - sin ø [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : Wq = K_o x r_s x h (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간슬래브	외측벽체	기둥	거더
상면(벽체외측)	100	80	80	100	90	135
하면(벽체내측)	80	100	80	80	90	90

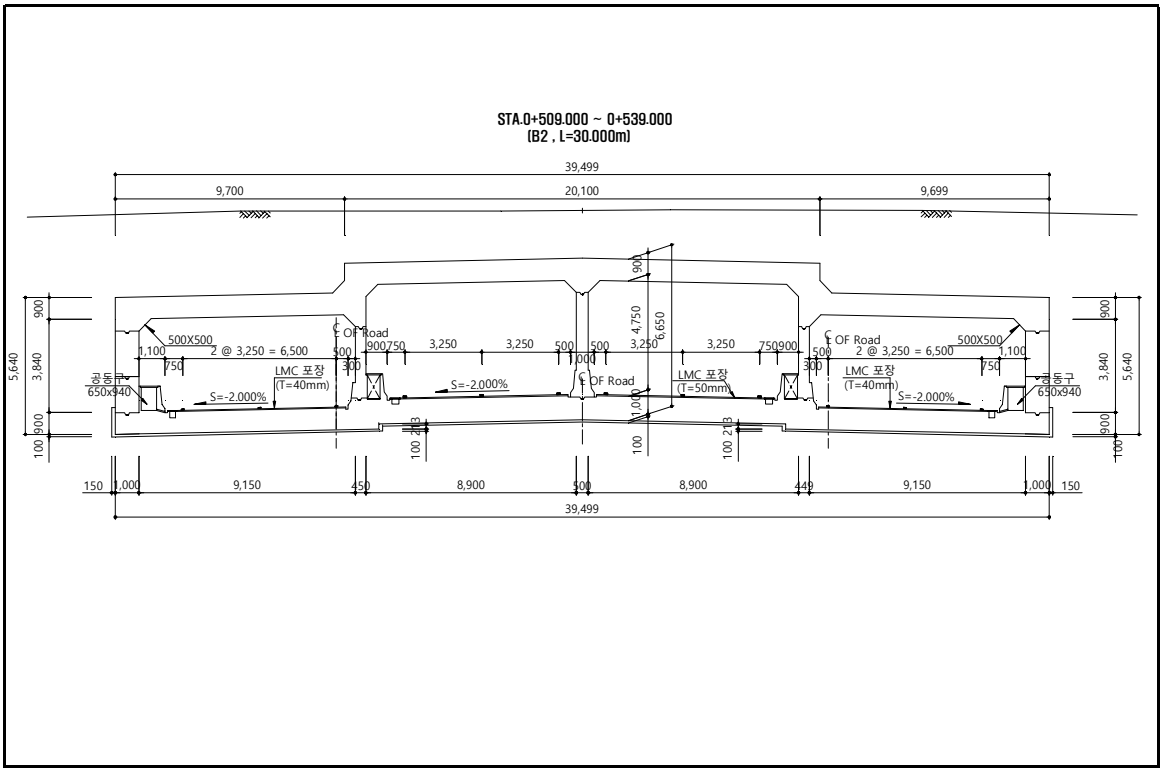
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

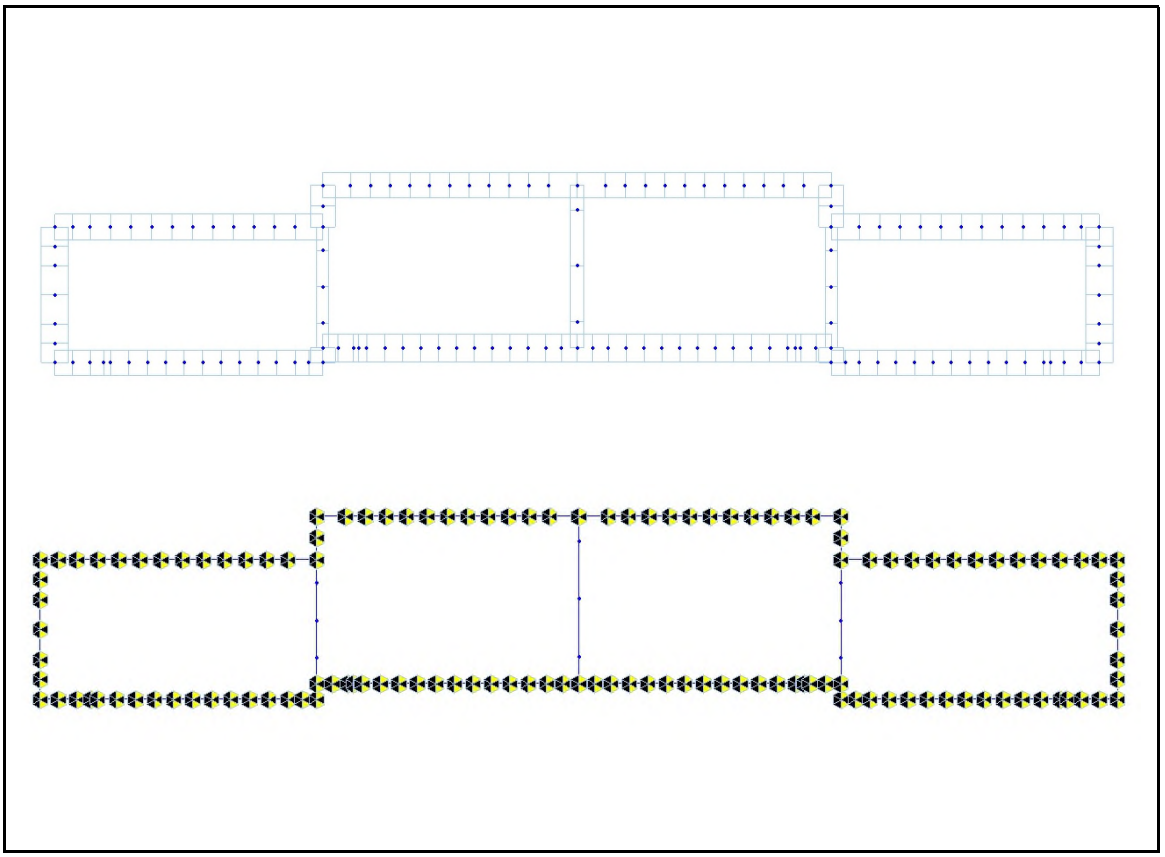
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.000	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	9.000	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	12.200	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	6.300	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 17.200 m = 39.500 m = 6.206 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo} (B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho} (B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,167	28,284	4,389	9,428	107,168	2,757	11,048	919	3,683
퇴적층(자갈층)	987,663	47,403	101,822	15,801	33,941	385,806	18,517	39,774	6,172	13,258
풍화토	2,201,831	105,677	226,995	35,226	75,665	860,090	41,280	88,670	13,760	29,557
풍화암	5,043,990	242,086	520,004	80,695	173,335	1,970,308	94,565	203,126	31,522	67,709
연 암	18,933,228	908,697	1,951,896	302,899	650,632	7,395,792	354,960	762,460	118,320	254,153
보통암	15,536,147	745,655	1,601,679	248,552	533,893	6,068,807	291,271	625,656	97,090	208,552
경 암	59,590,479	2,860,036	6,143,403	953,345	2,047,801	23,277,531	1,117,202	2,399,767	372,401	799,922

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	10,837	34,619	3,612	11,540	107,168	4,233	13,523	1,411	4,508
퇴적층(자갈층)	987,663	39,014	124,628	13,005	41,543	385,806	15,240	48,683	5,080	16,228
풍화토	2,201,831	86,975	277,838	28,992	92,613	860,090	33,975	108,530	11,325	36,177
풍화암	5,043,990	199,245	636,475	66,415	212,158	1,970,308	77,830	248,623	25,943	82,874
연 암	18,933,228	747,889	2,389,086	249,296	796,362	7,395,792	292,144	933,237	97,381	311,079
보통암	15,536,147	613,699	1,960,426	204,566	653,475	6,068,807	239,726	765,791	79,909	255,264
경 암	59,590,479	2,353,906	7,519,415	784,635	2,506,472	23,277,531	919,495	2,937,272	306,498	979,091

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	1.000	0.650	32,187	10,729	86 113
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.650	0.650	25,359	8,453	87 112
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.650	0.755	27,407	9,136	88 111
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.755	0.755	29,456	9,819	89 to 97, 102 to 110
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.755	1.025	34,722	11,574	98 101
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	1.025	0.900	37,551	12,517	99 100
매립층	13,167	4,389	0.900	1.025	12,674	4,225	117 141
매립층	13,167	4,389	1.025	0.730	11,554	3,851	118 140
매립층	13,167	4,389	0.730	0.730	9,612	3,204	119 to 127, 131 to 139
매립층	13,167	4,389	0.730	1.050	11,719	3,906	128 130
매립층	13,167	4,389	1.050	1.050	13,826	4,609	129

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	1.000	0.650	32,187	10,729	1 34
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.650	0.650	25,359	8,453	2 33
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.650	0.500	22,433	7,478	3 32
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.500	0.250	14,630	4,877	4 31
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.250	0.680	18,142	6,047	5 30
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.680	0.680	26,530	8,843	6 to 14, 21 to 29
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.680	0.513	23,262	7,754	15 20
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.513	0.513	19,995	6,665	16 19
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.513	0.900	27,554	9,185	17 18
퇴적층(자갈층)	47,403	15,801	0.563	0.563	26,664	8,888	36 66
퇴적층(자갈층)	47,403	15,801	0.563	0.200	18,072	6,024	37 65
퇴적층(자갈층)	47,403	15,801	0.200	0.300	11,851	3,950	38 64
퇴적층(자갈층)	47,403	15,801	0.300	0.660	22,753	7,584	39 63
퇴적층(자갈층)	47,403	15,801	0.660	0.660	31,286	10,429	40 TO 48 54 TO 62
퇴적층(자갈층)	47,403	15,801	0.660	0.575	29,271	9,757	49 53
퇴적층(자갈층)	47,403	15,801	0.575	0.575	27,257	9,086	50 TO 52

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	101,822	33,941	0.900	0.900	91,640	30,547	117
퇴적층(자갈층)	101,822	33,941	0.900	0.733	83,137	27,712	115
퇴적층(자갈층)	101,822	33,941	0.733	0.733	74,635	24,878	99
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.733	0.675	87,738	29,246	86
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	84
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	1.020	105,622	35,207	80
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	1.020	127,121	42,374	75
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	0.675	105,622	35,207	70
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	68
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	1.000	104,376	34,792	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	101,822	33,941	0.900	0.900	91,640	30,547	141
퇴적층(자갈층)	101,822	33,941	0.900	0.733	83,137	27,712	116
퇴적층(자갈층)	101,822	33,941	0.733	0.733	74,635	24,878	100
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.733	0.675	87,738	29,246	113
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	85
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	1.020	105,622	35,207	81
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	1.020	127,121	42,374	76
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	0.675	105,622	35,207	71
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	69
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	1.000	104,376	34,792	34

*** 붕괴방지수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	1.000	0.650	12,573	4,191	86 113
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.650	0.650	9,906	3,302	87 112
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.650	0.755	10,706	3,569	88 111
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.755	0.755	11,506	3,835	89 to 97, 102 to 110
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.755	1.025	13,563	4,521	98 101
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	1.025	0.900	14,668	4,889	99 100
매립층	2,757	919	0.900	1.025	2,654	885	117 141
매립층	2,757	919	1.025	0.730	2,419	806	118 140
매립층	2,757	919	0.730	0.730	2,013	671	119 to 127, 131 to 139
매립층	2,757	919	0.730	1.050	2,454	818	128 130
매립층	2,757	919	1.050	1.050	2,895	965	129

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	1.000	0.650	12,573	4,191	1 34
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.650	0.650	9,906	3,302	2 33
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.650	0.500	8,763	2,921	3 32
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.500	0.250	5,715	1,905	4 31
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.250	0.680	7,087	2,362	5 30
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.680	0.680	10,363	3,454	6 to 14, 21 to 29
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.680	0.513	9,087	3,029	15 20
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.513	0.513	7,810	2,603	16 19
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.513	0.900	10,763	3,588	17 18
퇴적층(자갈층)	18,517	6,172	0.563	0.563	10,416	3,472	36 66
퇴적층(자갈층)	18,517	6,172	0.563	0.200	7,059	2,353	37 65
퇴적층(자갈층)	18,517	6,172	0.200	0.300	4,629	1,543	38 64
퇴적층(자갈층)	18,517	6,172	0.300	0.660	8,888	2,963	39 63
퇴적층(자갈층)	18,517	6,172	0.660	0.660	12,221	4,074	40 TO 48 54 TO 62
퇴적층(자갈층)	18,517	6,172	0.660	0.575	11,434	3,811	49 53
퇴적층(자갈층)	18,517	6,172	0.575	0.575	10,647	3,549	50 TO 52

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	39,774	13,258	0.900	0.900	35,797	11,932	117
퇴적층(자갈층)	39,774	13,258	0.900	0.733	32,476	10,825	115
퇴적층(자갈층)	39,774	13,258	0.733	0.733	29,154	9,718	99
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.733	0.675	34,273	11,424	86
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	84
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	1.020	41,259	13,753	80
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	1.020	49,656	16,552	75
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	0.675	41,259	13,753	70
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	68
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	1.000	40,772	13,591	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	39,774	13,258	0.900	0.900	35,797	11,932	141
퇴적층(자갈층)	39,774	13,258	0.900	0.733	32,476	10,825	116
퇴적층(자갈층)	39,774	13,258	0.733	0.733	29,154	9,718	100
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.733	0.675	34,273	11,424	113
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	85
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	1.020	41,259	13,753	81
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	1.020	49,656	16,552	76
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	0.675	41,259	13,753	71
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	69
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	1.000	40,772	13,591	34

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.16 = 0.091 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.16 = 0.224 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

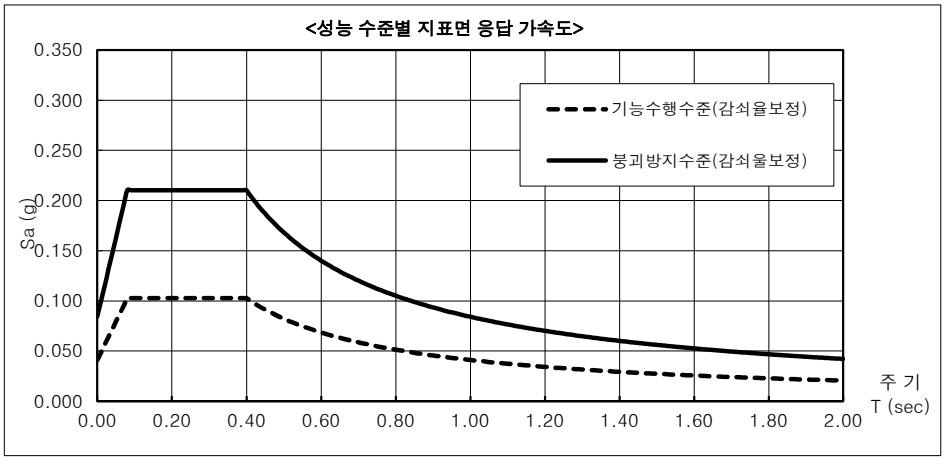
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

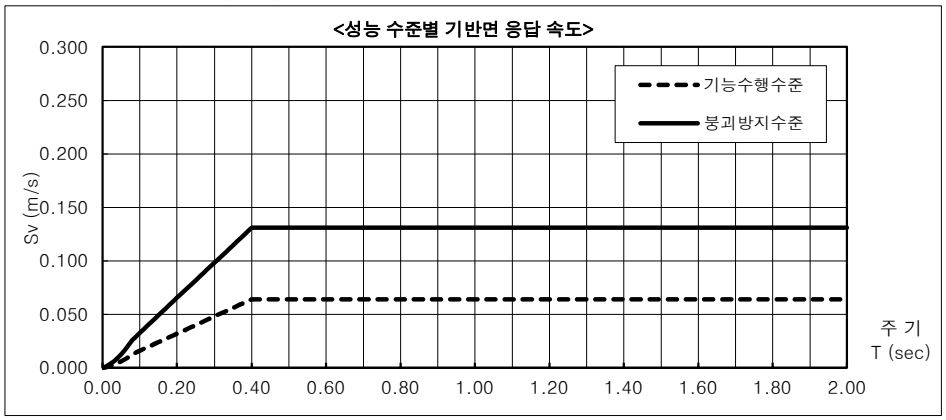
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
9.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.125
12.200	풍화토	-	424	0.115
6.300	풍화암	-	631	0.040
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
29.500	T_G (지반의 특성값, sec)			0.331

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.331 = 0.41 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.100 g = 0.982 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
9.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.125
12.200	풍화토	-	424	0.115
6.300	풍화암	-	631	0.040
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
29.500	T_G (지반의 특성값, sec)			0.331

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.331 = 0.41 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.205 g = 2.011 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

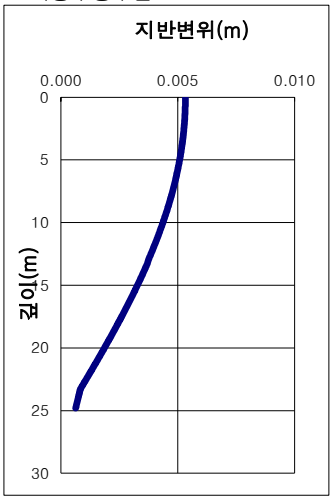
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.17 m, H_1 = 23.2 m, H_2 = 6.3 m, γ_1 = 19.4 , γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 349 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.51

ω_0 = 21.260 ⟶ 0.090 *N.G!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.174 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.41 sec

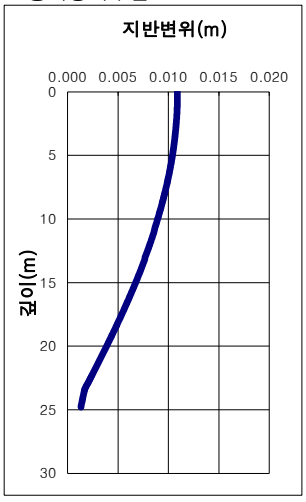
$U(Z_U)$=U(Z=2.484m)

= 0.005263 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.174m)

= 0.004593 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.174 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.41 sec

$U(Z_U)$=U(Z=2.484m)

= 0.010777 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.690m)

= 0.009405 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 13,005 \times 0.005263 = \mathbf{68.439}\ kN/m^2$ (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 5,080 \times 0.010777 = \mathbf{54.746}\ kN/m^2$ (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	117	2.484	0.005263	0.004593	0.000670	101,822	68.191
	115	3.217	0.005221	0.004593	0.000629	101,822	63.997
	99	3.950	0.005170	0.004593	0.000577	101,822	58.741
	86	3.950	0.005170	0.004593	0.000577	124,628	71.898
	84	4.625	0.005113	0.004593	0.000520	124,628	64.834
	80	5.300	0.005048	0.004593	0.000455	124,628	56.689
	75	6.320	0.004933	0.004593	0.000340	124,628	42.363
	70	7.340	0.004799	0.004593	0.000206	124,628	25.658
	68	8.015	0.004700	0.004593	0.000107	124,628	13.325
	1	8.690	0.004593	0.004593	0.000000	124,628	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	141	2.484	0.005263	0.004593	0.000670	101,822	68.191
	116	3.217	0.005221	0.004593	0.000629	101,822	63.997
	100	3.950	0.005170	0.004593	0.000577	101,822	58.741
	113	3.950	0.005170	0.004593	0.000577	124,628	71.898
	85	4.625	0.005113	0.004593	0.000520	124,628	64.834
	81	5.300	0.005048	0.004593	0.000455	124,628	56.689
	76	6.320	0.004933	0.004593	0.000340	124,628	42.363
	71	7.340	0.004799	0.004593	0.000206	124,628	25.658
	69	8.015	0.004700	0.004593	0.000107	124,628	13.325
	34	8.690	0.004593	0.004593	0.000000	124,628	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	117	2.484	0.010777	0.009405	0.001371	39,774	54.547
	115	3.217	0.010693	0.009405	0.001287	39,774	51.193
	99	3.950	0.010587	0.009405	0.001181	39,774	46.988
	86	3.950	0.010587	0.009405	0.001181	48,683	57.513
	84	4.625	0.010471	0.009405	0.001065	48,683	51.862
	80	5.300	0.010337	0.009405	0.000931	48,683	45.347
	75	6.320	0.010102	0.009405	0.000696	48,683	33.887
	70	7.340	0.009827	0.009405	0.000422	48,683	20.524
	68	8.015	0.009624	0.009405	0.000219	48,683	10.659
	1	8.690	0.009405	0.009405	0.000000	48,683	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	141	2.484	0.010777	0.009405	0.001371	39,774	54.547
	116	3.217	0.010693	0.009405	0.001287	39,774	51.193
	100	3.950	0.010587	0.009405	0.001181	39,774	46.988
	113	3.950	0.010587	0.009405	0.001181	48,683	57.513
	85	4.625	0.010471	0.009405	0.001065	48,683	51.862
	81	5.300	0.010337	0.009405	0.000931	48,683	45.347
	76	6.320	0.010102	0.009405	0.000696	48,683	33.887
	71	7.340	0.009827	0.009405	0.000422	48,683	20.524
	69	8.015	0.009624	0.009405	0.000219	48,683	10.659
	34	8.690	0.009405	0.009405	0.000000	48,683	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 5.076$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 10.431 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 7.753$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 4.060$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 8.344 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 6.202$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 5.076$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 10.431 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 7.753$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 4.060$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 8.344 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 6.202$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 2.484 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.091 × 0.963 = 1.976 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.224 × 0.963 = 4.852 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 3.950 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.091 × 0.941 = 1.930 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.224 × 0.941 = 4.741 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 1.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.174 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.000 × 25.0 × 0.091 × 0.877 = 2.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.000 × 25.0 × 0.224 × 0.877 = 4.913 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.690 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.091 × 0.870 = 1.785 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.224 × 0.870 = 4.383 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 좌측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	117	2.484	0.900	25.0	0.091	0.224	0.963	1.976	4.852
	115	3.217	0.900	25.0	0.091	0.224	0.952	1.953	4.797
	99	3.950	0.900	25.0	0.091	0.224	0.941	1.930	4.741
램프	86	3.950	1.000	25.0	0.091	0.224	0.941	2.145	5.268
	84	4.625	1.000	25.0	0.091	0.224	0.931	2.122	5.212
	80	5.300	1.000	25.0	0.091	0.224	0.921	2.099	5.155
	75	6.320	1.000	25.0	0.091	0.224	0.905	2.064	5.069
	70	7.340	1.000	25.0	0.091	0.224	0.890	2.029	4.983
	68	8.015	1.000	25.0	0.091	0.224	0.880	2.006	4.927
	1	8.690	1.000	25.0	0.091	0.224	0.870	1.983	4.870
본선	35	8.174	0.900	25.0	0.091	0.224	0.877	1.800	4.422
	17	8.690	0.900	25.0	0.091	0.224	0.870	1.785	4.383
접합부	99	3.950	0.450	25.0	0.091	0.224	0.941	0.965	2.371
	82	4.770	0.450	25.0	0.091	0.224	0.928	0.953	2.340
	77	6.037	0.450	25.0	0.091	0.224	0.909	0.933	2.292
	72	7.304	0.450	25.0	0.091	0.224	0.890	0.914	2.244
	35	8.174	0.450	25.0	0.091	0.224	0.877	0.900	2.211

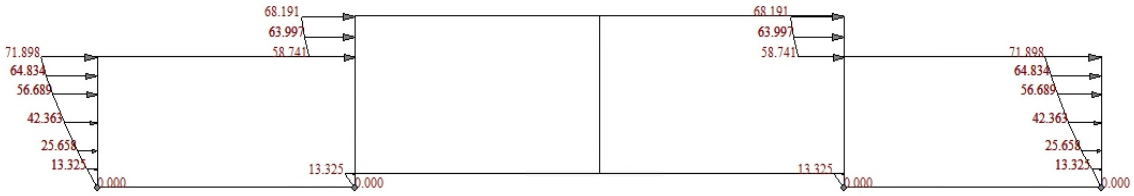
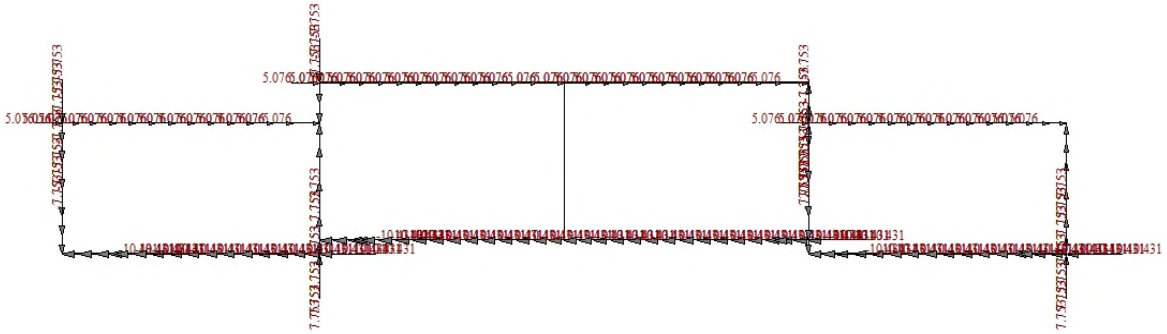
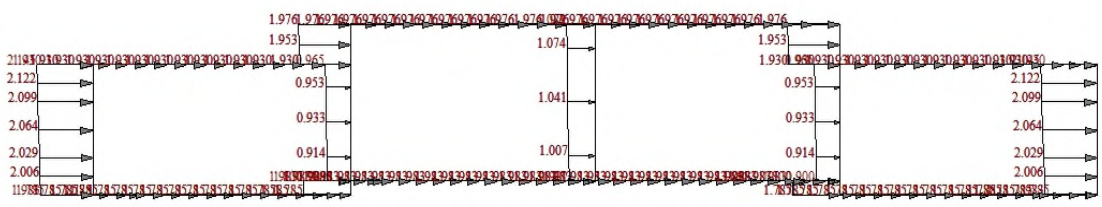
- 우측벽체 관성력

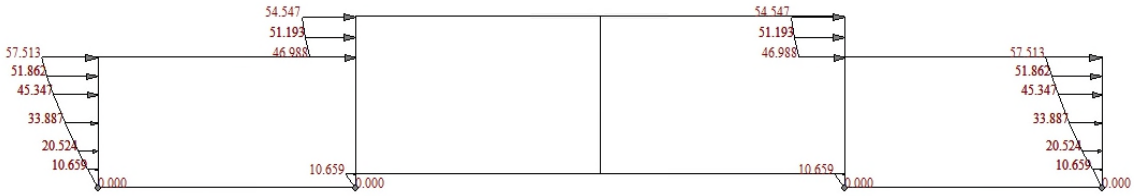
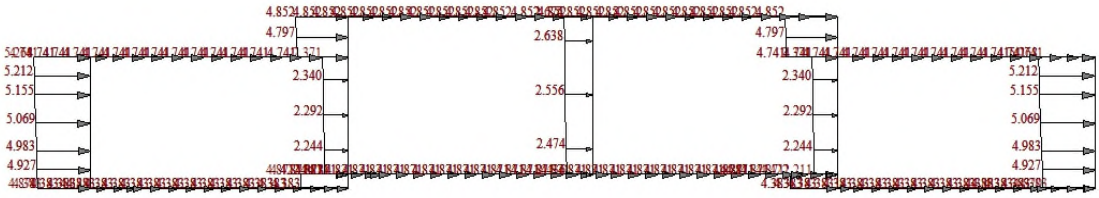
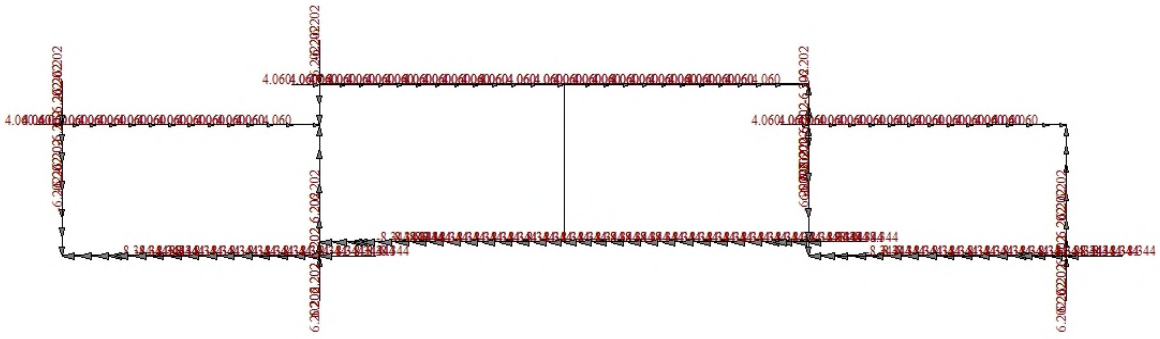
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	141	2.484	0.900	25.0	0.091	0.224	0.963	1.976	4.852
	116	3.217	0.900	25.0	0.091	0.224	0.952	1.953	4.797
	100	3.950	0.900	25.0	0.091	0.224	0.941	1.930	4.741
램프	113	3.950	1.000	25.0	0.091	0.224	0.941	2.145	5.268
	85	4.625	1.000	25.0	0.091	0.224	0.931	2.122	5.212
	81	5.300	1.000	25.0	0.091	0.224	0.921	2.099	5.155
	76	6.320	1.000	25.0	0.091	0.224	0.905	2.064	5.069
	71	7.340	1.000	25.0	0.091	0.224	0.890	2.029	4.983
	69	8.015	1.000	25.0	0.091	0.224	0.880	2.006	4.927
	34	8.690	1.000	25.0	0.091	0.224	0.870	1.983	4.870
본선	67	8.174	0.900	25.0	0.091	0.224	0.877	1.800	4.422
	18	8.690	0.900	25.0	0.091	0.224	0.870	1.785	4.383
접합부	100	3.950	0.450	25.0	0.091	0.224	0.941	0.965	2.371
	83	4.770	0.450	25.0	0.091	0.224	0.928	0.953	2.340
	78	6.037	0.450	25.0	0.091	0.224	0.909	0.933	2.292
	73	7.304	0.450	25.0	0.091	0.224	0.890	0.914	2.244
	67	8.174	0.450	25.0	0.091	0.224	0.877	0.900	2.211

- 중앙벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
중앙벽체	129	2.484	0.500	25.0	0.091	0.224	0.963	1.098	2.696
	114	3.354	0.500	25.0	0.091	0.224	0.950	1.083	2.659
	79	5.304	0.500	25.0	0.091	0.224	0.920	1.049	2.577
	74	7.254	0.500	25.0	0.091	0.224	0.891	1.016	2.495
	51	8.174	0.500	25.0	0.091	0.224	0.877	1.000	2.457

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

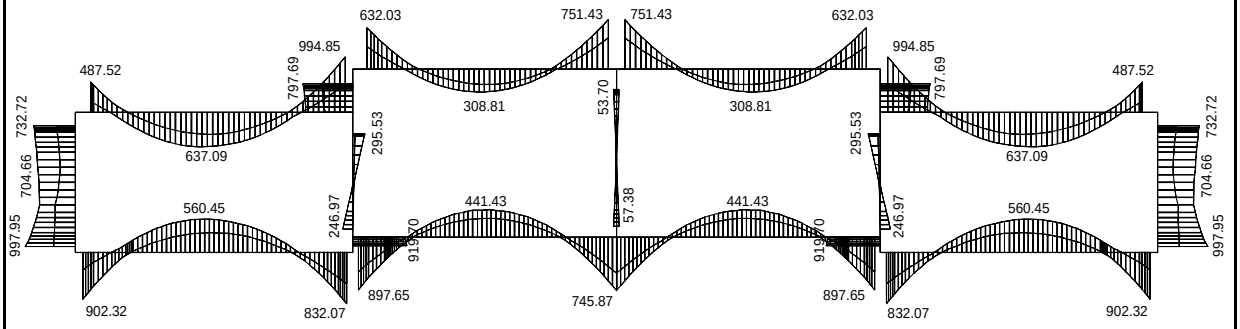
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

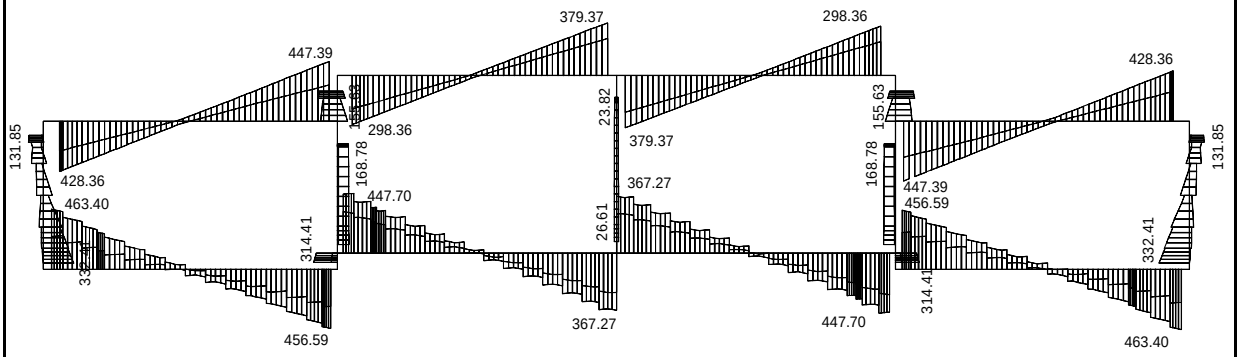
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	

6. 단면력도

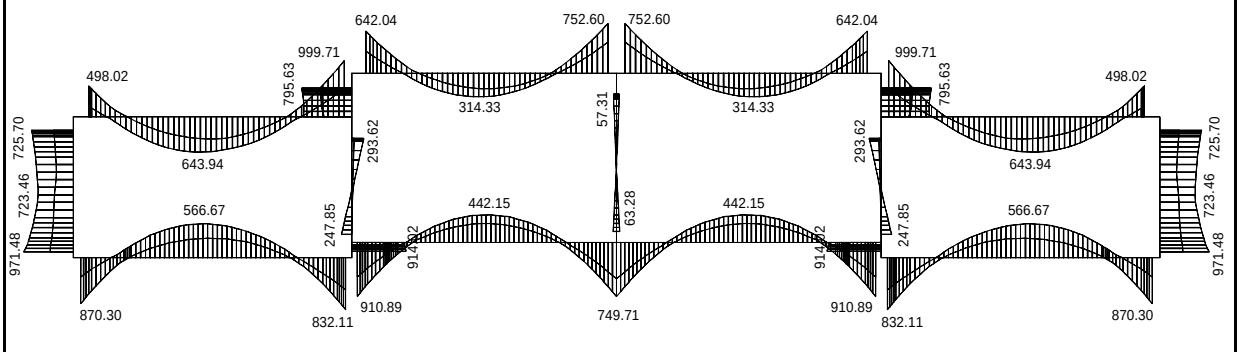
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



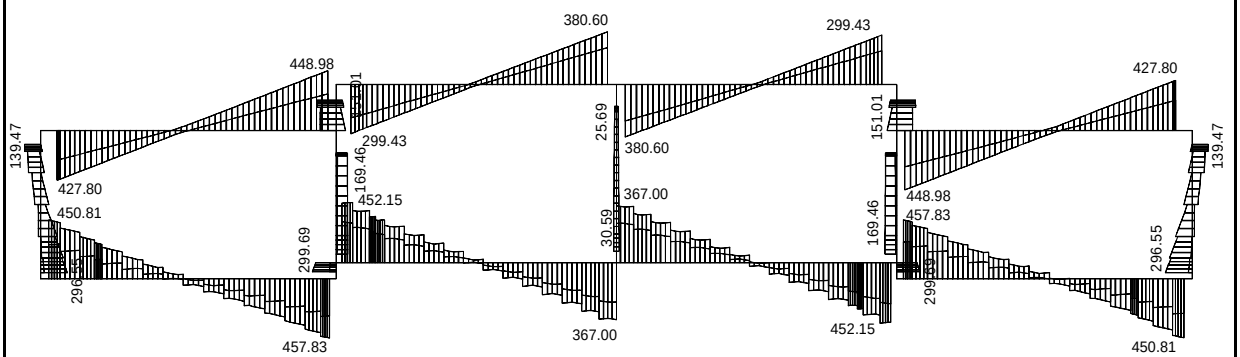
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	외측벽체부	90	I[86]	487.520	-	428.360	-
	램프중앙부	96	I[92]	637.090	-	-	-
	램프접합부	102	J[99]	994.850	-	447.390	-
	본선접합부	121	I[117]	632.030	-	298.360	-
	본선중앙부	126	2/4	308.810	-	-	-
	중앙벽체부	132	J[129]	751.430	-	379.370	-
하 부 슬래브	외측벽체부	1	I[1]	902.320	-	463.400	-
	램프중앙부	8	3/4	560.450	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	832.070	-	456.590	-
	본선접합부	37	I[35]	897.650	-	447.700	-
	본선중앙부	45	J[44]	441.430	-	-	-
	중앙벽체부	52	J[51]	745.870	-	367.270	-
	램프 측구	4	I[4]	113.430	-	399.070	-
	본선 측구	40	I[38]	329.760	-	418.310	-

7.1.2 벽체: 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	88	J[86]	732.720	585.860	131.850	
		P_{max}	88	I[84]	718.290	598.390	131.850	
	중앙 부모멘트	M_{max}	74	I[70]	704.060	679.650	-	
		P_{max}	74	I[70]	704.060	679.650	-	
	하단	M_{max}	35	I[1]	997.950	735.970	332.410	
		P_{max}	35	I[1]	997.950	735.970	332.410	
연결부 벽체	상단	M_{max}	85	J[99]	295.530	1171.840	167.140	
		P_{max}	85	I[82]	279.810	1173.790	167.140	
	중앙	M_{max}	81	J[82]	279.810	1173.790	167.140	
		P_{max}	81	I[77]	69.100	1176.810	167.140	
	하단	M_{max}	69	I[35]	246.970	1200.260	168.780	
		P_{max}	69	I[35]	246.970	1200.260	168.780	

7.1.3 벽체 :본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	798	482	797.690	481.930	155.630	
		P_{max}	798	482	797.690	481.930	155.630	
	하단	M_{max}	920	636	919.700	635.670	314.410	
		P_{max}	920	636	919.700	635.670	314.410	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	54	943	53.700	942.960	23.820	
		P_{max}	50	956	50.160	955.760	23.820	
	중앙	M_{max}	50	956	50.160	955.760	-	
		P_{max}	7	984	6.520	984.450	-	
	하단	M_{max}	57	1027	57.380	1026.660	26.610	
		P_{max}	57	1027	57.380	1026.660	26.610	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	외측벽체부	90	I[86]	498.020	-	427.800	-
	램프중앙부	96	I[92]	643.940	-	-	-
	램프접합부	102	J[99]	999.710	-	448.980	-
	본선접합부	121	I[117]	642.040	-	299.430	-
	본선중앙부	126	2/4	314.330	-	-	-
	중앙벽체부	132	J[129]	752.600	-	380.600	-
하 부 슬래브	외측벽체부	1	I[1]	870.300	-	450.810	-
	램프중앙부	8	3/4	566.670	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	832.110	-	457.830	-
	본선접합부	37	I[35]	910.890	-	452.150	-
	본선중앙부	45	J[44]	442.150	-	-	-
	중앙벽체부	52	J[51]	749.710	-	367.000	-
	램프 측구	4	I[4]	103.310	-	388.010	-
	본선 측구	40	I[38]	337.280	-	422.490	-

8.1.2 벽체 : 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	88	J[86]	725.700	582.390	139.470	
		P_{max}	88	I[84]	706.220	598.060	139.470	
	중앙 부모멘트	M_{max}	74	I[70]	723.460	668.470	-	
		P_{max}	74	I[70]	723.460	668.470	-	
	하단	M_{max}	35	I[1]	971.480	719.150	296.550	
		P_{max}	35	I[1]	971.480	719.150	296.550	
연결부 벽체	상단	M_{max}	85	J[99]	293.620	1157.750	166.580	
		P_{max}	85	I[82]	278.090	1163.520	166.580	
	중앙	M_{max}	81	J[82]	278.090	1163.520	166.580	
		P_{max}	81	I[77]	68.880	1172.440	166.580	
	하단	M_{max}	69	I[35]	247.850	1194.690	169.460	
		P_{max}	69	I[35]	247.850	1194.690	169.460	

8.1.3 벽체 : 본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	796	487	795.630	487.310	151.010	
		P_{max}	796	487	795.630	487.310	151.010	
	하단	M_{max}	914	634	914.020	634.410	299.690	
		P_{max}	914	634	914.020	634.410	299.690	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	57	943	57.310	942.960	25.690	
		P_{max}	54	956	53.840	955.760	25.690	
	중앙	M_{max}	54	956	53.840	955.760	-	
		P_{max}	9	984	8.660	984.450	-	
	하단	M_{max}	63	1027	63.280	1026.660	30.590	
		P_{max}	63	1027	63.280	1026.660	30.590	

국회대로 지하차도

STA.0+539.000

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	퇴적층	148.78	400.00	O.K
본선	퇴적층	143.07	400.00	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
구 체	3126.548	4767.042	1.525	O.K

3. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계작용 모멘트 (kN.m)	설계작용전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
상부슬래브	외측 벽체부	508.76	323.15	-	498.02	508.76	489.93	989.40		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H22@250 + H22@250	H16@150 - 2EA	1.94	460.68	125.00
	램프 중앙부	882.52	599.51	-	643.94	882.52		1081.46		1.00	0.900 / 0.820	0.080	H25@250 + H25@250		1.23	368.64	125.00
	램프 접합부	1258.54	869.58	-	999.71	1258.54	581.39	1610.83	1155.14	1.00	1.067 / 0.967	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.28	200.44	125.00
	본선 접합부	731.74	493.70		642.04	731.74	349.30	1283.60		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.75	361.55	125.00
	본선 중앙부	417.49	290.18		314.33	417.49		834.97		1.00	0.900 / 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		2.00	683.56	125.00
	중앙 벽체부	964.99	663.14		752.60	964.99	484.60	1610.83		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.67	329.37	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계작용 모멘트 (kN.m)	설계작용전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	외측 벽체부	1156.93	807.20		902.32	1156.93	552.13	1608.57	1155.14	1.00	0.900 / 0.800	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.39	239.19	125.00
	램프 중앙부	571.59	417.93		566.67	571.59		834.97		1.00	0.900 / 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.46	421.89	125.00
	램프 접합부	986.71	665.86		832.11	986.71	540.99	1608.57	1155.14	1.00	0.900 / 0.800	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.63	334.54	125.00
	본선 접합부	1149.95	782.02		910.89	1149.95	573.41	1824.59		1.00	1.000 / 0.900	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.59	314.23	125.00
	본선 중앙부	555.32	381.18		442.15	555.32		940.26		1.00	1.000 / 0.920	0.080	H22@250 + H22@250		1.69	561.34	125.00
	중앙 벽체부	902.27	624.00		749.71	902.27	458.44	1824.59		1.00	1.000 / 0.900	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	2.02	446.99	125.00
	램프 측구	218.04	172.38		113.43	218.04	477.44	1068.51	794.16	1.00	0.630 / 0.550	0.080	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	4.90	1136.93	125.00
	본선 측구	424.32	284.96		337.28	424.32	536.35	1392.55	1078.13	1.00	0.800 / 0.700	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	3.28	885.42	125.00

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 처짐검토
16. 지지력검토
17. 신축이음부 검토
18. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 3.500 m	GL -1.000m	퇴적층(모래)	28MPa	지반조사보고서 참고

(실제토피 H = 3.476 m)

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 9.429 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

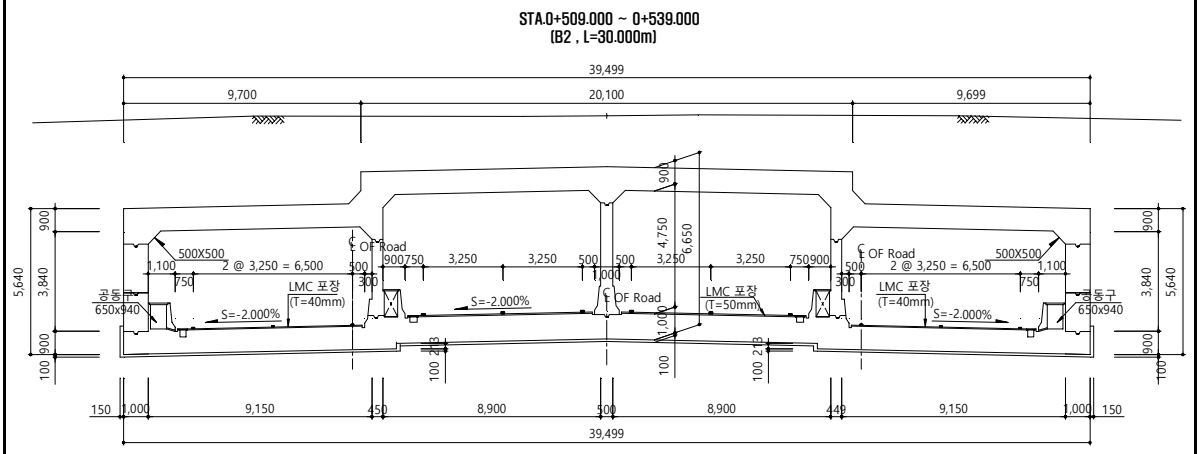
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

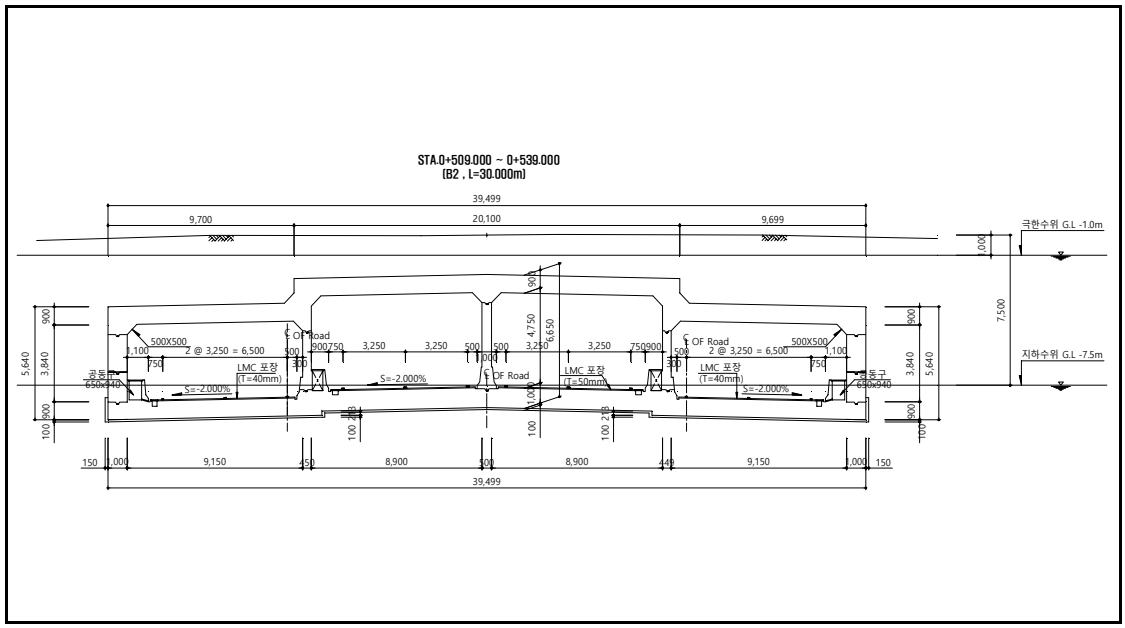
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


STA.0+509.000 ~ 0+539.000
(B2 , L=30.000m)
39,499
9,700
20,100
9,699
900
5,640
3,840
900
100
6,650
4,750
1,000
500X500
1,100
2 @ 3,250 = 6,500
500
750
300
℄ OF Road
900
750
3,250
3,250
500
500
3,250
3,250
750
900
500
LMC 포장
(T=40mm)
LMC 포장
(T=50mm)
S=-2.000%
S=-2.000%
S=-2.000%
배수구
650x940
213
150
1,000
9,150
450
8,900
500
8,900
450
9,150
1,000
150
39,499

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	223.000	1,414.039	지하수위를 3.254m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -7.5m)	559.048	4,728.779	F.S = 8.459 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	3,126.548	4,767.042	F.S = 1.525 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 9.140 m

3.2.2 부력 작용폭 : 39.500 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 22.300 m = 223.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 17.200 m = 172.000 Hw kN/m

= 395.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1414.039 + 0.000 + 0.000 = 1414.039 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 램프 하부슬래브

(0.900 × 22.300)× 25.000 = 501.750 kN/m

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 0 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

② 풍도슬래브

(0.000 × 20.300)× 25.000 = 0.000 kN/m

③ 벽 체

외측벽체

(1.000 × 3.840)× 2 EA × 25.000 = 192.000 kN/m

접합부 벽체-하단

(0.900 × 0.000)× 2 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

접합부 벽체-중간

(1.200 × 0.000)× 2 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

④ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 3.375 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 1.663 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.781 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 5.250 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 2.100 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.938 kN/m

소 계 = 707.857 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 본선 하부슬래브

(1.100 × 17.200)× 25.000 = 473.000 kN/m

② 풍도슬래브

(0.000 × 17.200)× 25.000 = 0.000 kN/m

③ 벽 체

외측 벽체

(1.000 × 1.466)× 2 EA × 25.000 = 73.300 kN/m

접합부 벽체

(0.450 × 3.840)× 2 EA × 25.000 = 86.400 kN/m

중앙부 벽체

(0.500 × 4.750)× 1 EA × 25.000 = 59.375 kN/m

④ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 3.375 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 1.663 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.781 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 5.250 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 2.100 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.938 kN/m

소 계 = 706.182 kN/m

TOTAL = 1414.039 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1414.039}{395.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 3.254\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 3.254m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L-7.5m)

3.3.1 굴착고 : 9.140 m

3.3.2 부력 작용폭 : 39.500 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 1.640 × 22.300 = 365.720 KN/m

10.000 × 1.124 × 17.200 = 193.328 KN/m

= 559.048 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 2334.039 + 2352.383 + 42.357 = 4728.779 KN/m

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 707.857 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(0.900 × 19.400)× 25.000 = 436.500 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 4 EA × 25.000 = 12.500 kN/m

소 계 = 1156.857 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 706.182 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(0.900 × 20.100)× 25.000 = 452.250 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 6 EA × 25.000 = 18.750 kN/m

소 계 = 1177.182 kN/m

TOTAL = 2334.039 kN/m

(3) W3 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 19.400)× 23.000 = 200.790 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (3.050 × 19.400)× 19.000 = 1124.230 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 19.400)× 20.000 = 0.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (1.000 × 20.100)× 19.000 = 381.900 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (1.500 × 20.100)× 20.000 = 603.000 kN/m

④ 화단 상재토

화단 메움토 : (0.000 × 20.100)× 19.000 = 0.000 kN/m

(0.000 × 0.000)× 19.000 = 0.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 39.500)× 21.500 = 42.463 kN/m

TOTAL = 2352.383 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi$ = 1 − sin 30 = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 3.500 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 3.500 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 3.500 × 0.000)× tan 20° = 42.357 kN/m

3.3.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{4728.779}{559.048} = 8.459 \geq 1.200 \quad \therefore O.K$$

3.4 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L - 1.000 m)

3.4.1 굴착고 : 9.140 m

3.4.2 부력 작용폭 : 39.500 m

3.4.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 8.140 × 22.300 = 1815.220 KN/m

10.000 × 7.624 × 17.200 = 1311.328 KN/m

= 3126.548 KN/m

3.4.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 2334.039 + 2400.883 + 32.120 = 4767.042 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 실수위시부력검토 구체자중 = 2334.039 KN/m

TOTAL = 2334.039 kN/m

(2) W_2 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 19.400)× 23.000 = 200.790 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (0.550 × 19.400)× 19.000 = 202.730 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (2.500 × 19.400)× 20.000 = 970.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (1.000 × 20.100)× 19.000 = 381.900 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (1.500 × 20.100)× 20.000 = 603.000 kN/m

④ 화단 상재토

화단 메움토 : (0.000 × 20.100)× 19.000 = 0.000 kN/m

(0.000 × 0.000)× 19.000 = 0.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 39.500)× 21.500 = 42.463 kN/m

TOTAL = 2400.883 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi$ = 1 − sin = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 1.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 2.500 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 30.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 1.000 ² + 10.0 × 2.500 ²

+ 2 × 19.0 × 1.000 × 2.500)× tan 20° = 32.120 kN/m

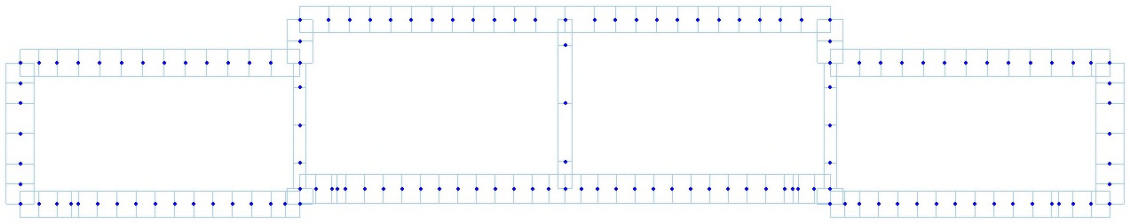
3.4.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{4767.042}{3126.548} = 1.525 \geq 1.050 \quad \therefore \text{O.K}$$

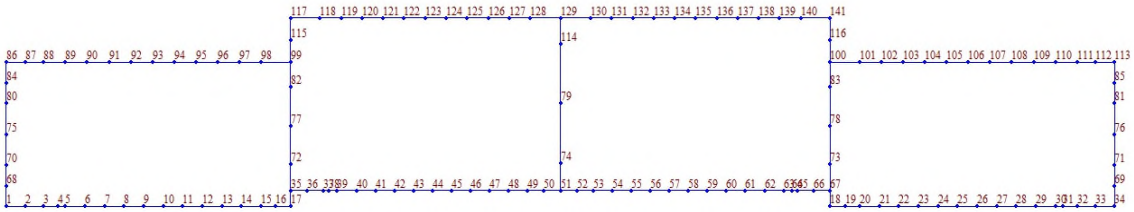
4. 해석모델링

4.1 Modeling

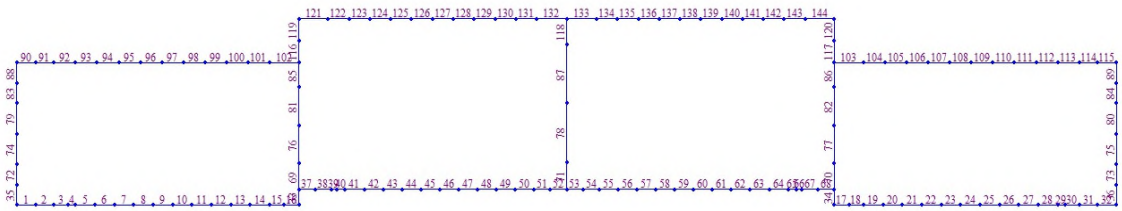
모델링



절점번호



부재번호



4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.900	0.900	0.0607500	램프 상부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 상부슬래브
	3	1.000	0.900	0.900	0.0607500	램프 하부슬래브
	4	1.000	1.000	1.000	0.0833333	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	1.000	1.000	0.0833333	램프 외측 벽체
	2	1.000	0.450	0.450	0.0075938	접합부 벽체
	3	1.000	0.900	0.900	0.0607500	접합부 상하벽체
	4	1.000	0.500	0.500	0.0104167	본선 중앙벽체

4.3 강역산정

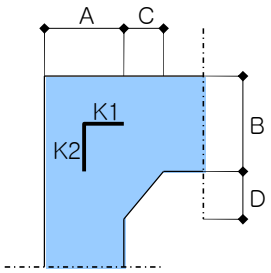
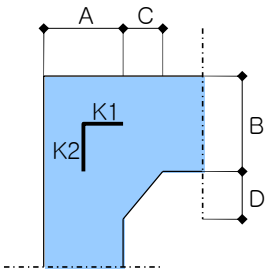
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

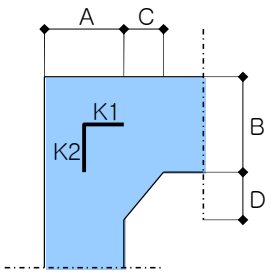
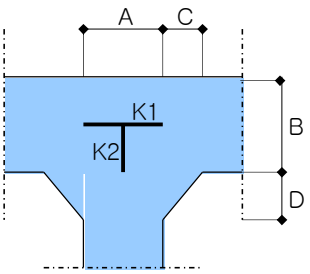
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

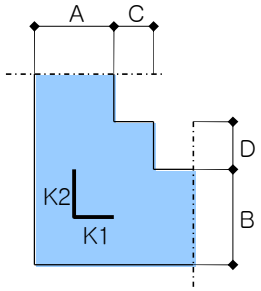
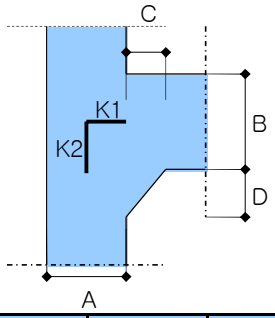
CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

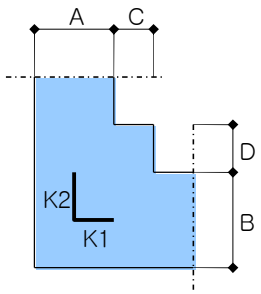
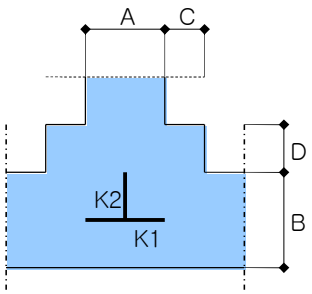
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	(단부)			(접합부)		
상부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.000	m	A	0.450	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.550	m	K1	0.275	m
	K2	0.450	m	K2	0.725	m

구분	(단부)			(중앙부)		
상부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.500	m	K1	0.300	m
	K2	0.500	m	K2	0.700	m

구분	(단부)				
하부슬래브 램프					
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.000	m	A	0.900	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.275	m	K1	0.225	m
	K2	0.200	m	K2	0.225	m

구분	(단부)			(중앙부)		
하부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	1.000	m	B	1.000	m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.200	m	K1		m
	K2	0.275	m	K2	0.375	m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = (1 / 0.3)·α·E_0

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(22.30 × 22.30) = 22.30 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (22.30 / 0.3) $^{-3/4}$ = 14,747 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(1.0000 + 0.6500) / 2 × 14,747	=	12,166	1 34
2	(0.6500 + 0.6500) / 2 × 14,747	=	9,586	2 33
3	(0.6500 + 0.5000) / 2 × 14,747	=	8,480	3 32
4	(0.5000 + 0.2500) / 2 × 14,747	=	5,530	4 31
5	(0.2500 + 0.6800) / 2 × 14,747	=	6,857	5 30
6	(0.6800 + 0.6800) / 2 × 14,747	=	10,028	6 to 14, 21 to 29
7	(0.6800 + 0.5125) / 2 × 14,747	=	8,793	15 20
8	(0.5125 + 0.5125) / 2 × 14,747	=	7,558	16 19
9	(0.5125 + 0.9000) / 2 × 14,747	=	10,415	17 18

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(17.20 × 17.20) = 17.20 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (17.20 / 0.3) $^{-3/4}$ = 17,918 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.5625 + 0.5625) / 2 × 17,918	=	10,079	36 66
2	(0.5625 + 0.2000) / 2 × 17,918	=	6,831	37 65
3	(0.2000 + 0.3000) / 2 × 17,918	=	4,480	38 64
4	(0.3000 + 0.6600) / 2 × 17,918	=	8,601	39 63
5	(0.6600 + 0.6600) / 2 × 17,918	=	11,826	40 TO 48 54 TO 62
6	(0.6600 + 0.5750) / 2 × 17,918	=	11,064	49 53
7	(0.5750 + 0.5750) / 2 × 17,918	=	10,303	50 TO 52

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

6.2 활하중 ····· LC02~07

(1) 노면 활하중

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m²)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

D/B0 < 0.5		
D/B0	Pvl × D, kN/m2	비 고
0.1	17.000	* D/B0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B0 중노면활하중 (Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

D/B_0 = 3.500 / 9.700 = 0.361

노면활하중 Pvl = 9.429 kN/㎡

노면활하중에 의한 측압 (hl) = 9.429 × 0.500 = 4.714 kN/㎡

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W_{L1}) ∴ W_{L1} = **9.429** kN/m^2

② 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 9.429 × 0.500 ∴ W_{L2} = **4.714** kN/m^2

6.3 토압 (연직하중 - 지하수가 없을 경우) ····· LC8

① 상부슬래브 : 본선(화단부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000 kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000 kN/m^2
· 토 사	:	2.500	×	19.00	=	47.500 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		58.575 kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350 kN/m^2
· 토 사	:	3.000	×	19.00	=	57.000 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		68.425 kN/m^2

6.4 토압 (연직하중 - 지하수가 있는 경우 : GL -1.000 m) LC9

① 상부슬래브 : 본선(화단부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000	kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	1.000	×	19.00	=	19.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	1.500	×	10.00	=	15.000	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**45.075**	kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.550	×	19.00	=	10.450	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	2.450	×	10.00	=	24.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**46.375**	kN/m^2

6.5 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.45 × 23.00 + (2.05 + 0.90 / 2) × 19.0] = **28.925** kN/m^2

· W_{h2} = 28.925 + 0.500 × [1.466 x 19.0] = **42.852** kN/m^2

· W_{h3} = 42.852 + 0.500 × [4.740 x 19.0] = **87.882** kN/m^2

· W_{h4} = 42.852 + 0.500 × [4.224 x 19.0] = **82.980** kN/m^2

6.6토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.45 × 23.00 + 0.55 × 19.00 + (1.50 + 0.90 / 2) × 10.0] = **20.150** kN/m^2

· W_{h2} = 20.150 + 0.500 × [1.466 x 10.0] = **27.480** kN/m^2

· W_{h3} = 27.480 + 0.500 × [4.740 x 10.0] = **51.180** kN/m^2

· W_{h4} = 27.480 + 0.500 × [4.224 x 10.0] = **48.600** kN/m^2

6.7 지하수압 (연직하중) LC12

① 상부슬래브 : 본선(화단부)

· W_{w1} = (1.50 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **15.000** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· W_{w1} = (2.50 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **25.000** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{w1} = (2.50 + 6.650 - 1.00) × 10.0 = **81.500** kN/m^2

④ 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{w1} = (3.50 + 5.640 - 1.00) × 10.0 = **81.400** kN/m^2

6.8 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

- W_{w1} = (2.50 − 1.00 + 0.90 / 2) × 10.0 = **19.500** kN/m^2
- W_{w2} = 19.500 + (1.466) x 10.0 = **34.160** kN/m^2
- W_{w3} = 34.160 + (4.740) x 10.0 = **81.560** kN/m^2
- W_{w4} = 34.160 + (4.224) x 10.0 = **76.400** kN/m^2

6.9 건조수축 : − 15℃ (상부슬래브만 재하) ····· LC14

건조수축률 ε = 0.00015

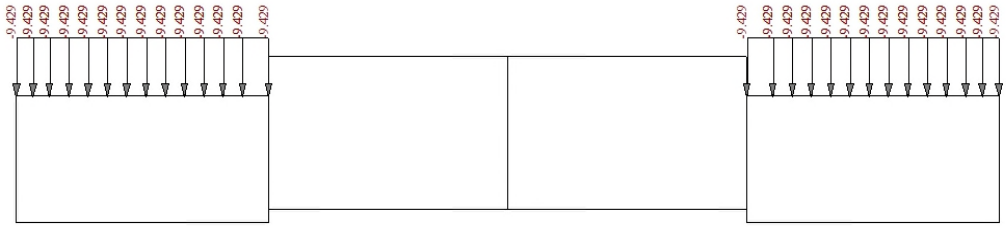
온도선팽창계수 α = 0.00001

7. 하중재하도

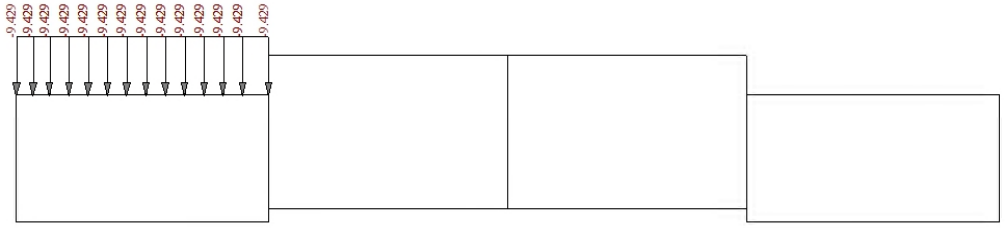
LC1. 고정하중(자중)

프로그램내에서 자동 계산

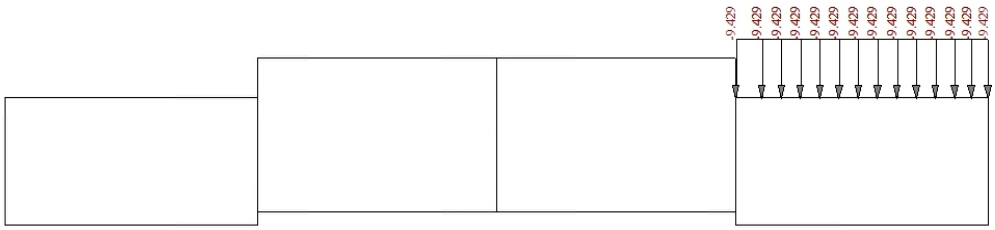
LC2. 활하중(연직하중 만재하시)



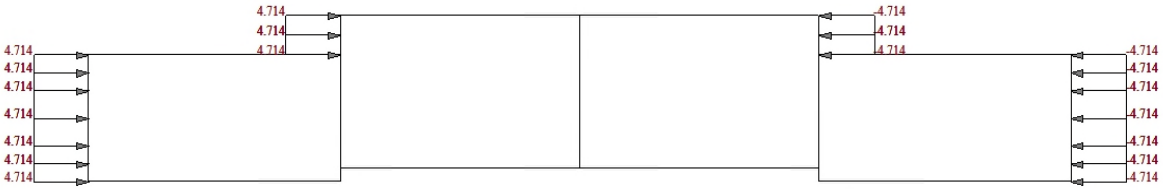
LC3. 활하중(연직하중 좌측편재하시)



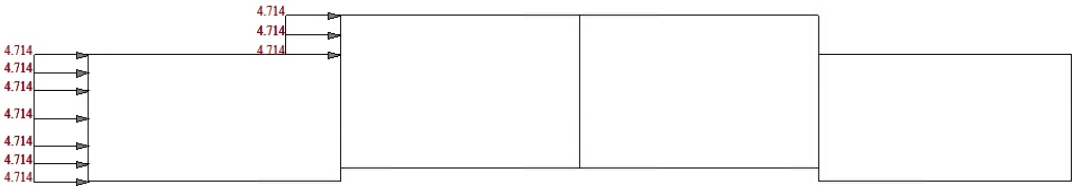
LC4. 활하중(연직하중 우측편재하시)



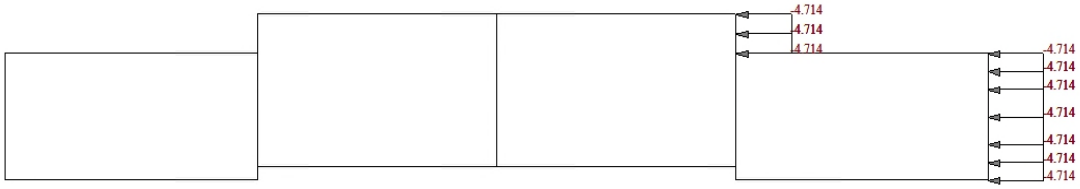
LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



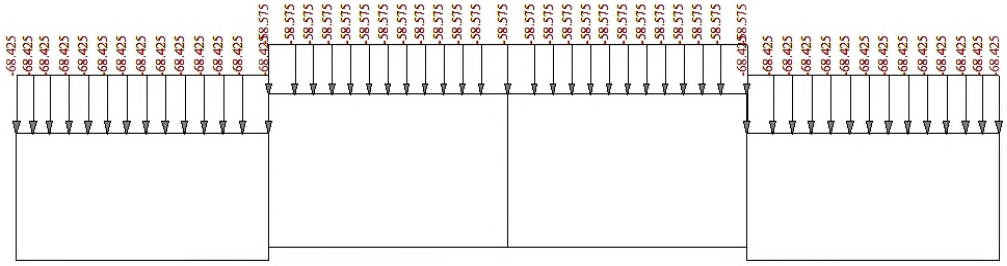
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



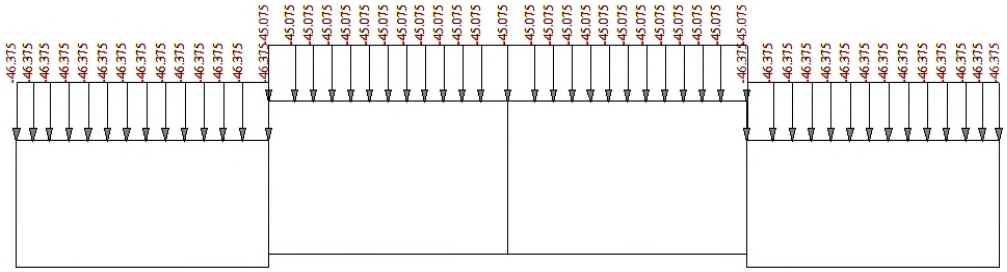
LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



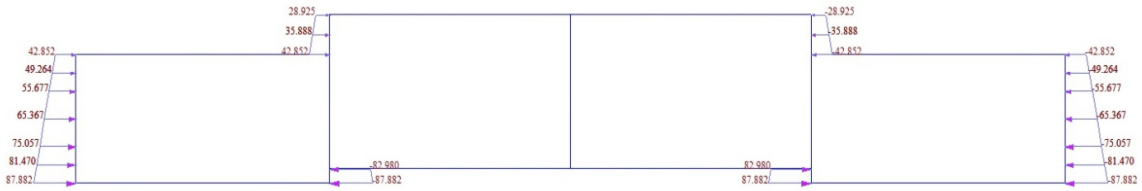
LC8. 토압(연직하중 지하수無)



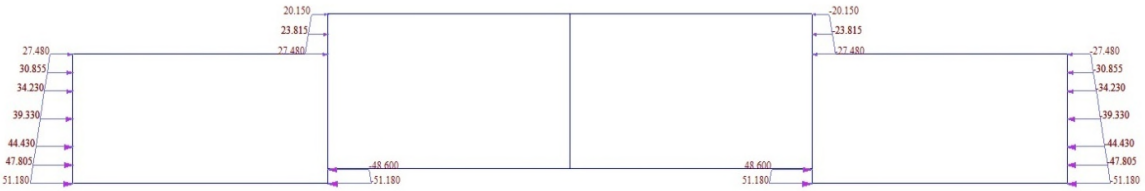
LC9. 토압(연직하중 지하수有)



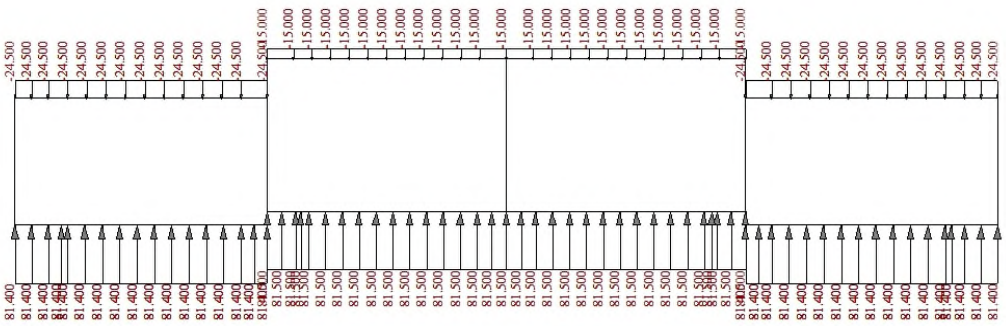
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



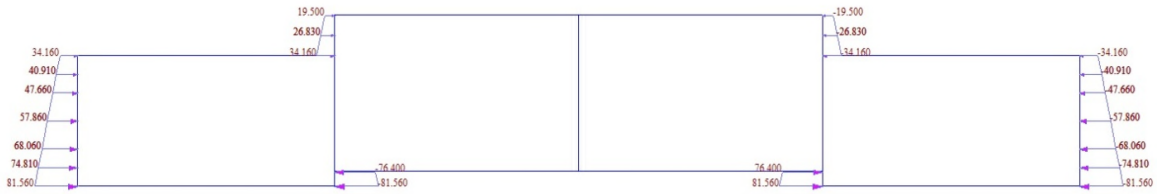
LC11. 토압(수평하중 지하수有)



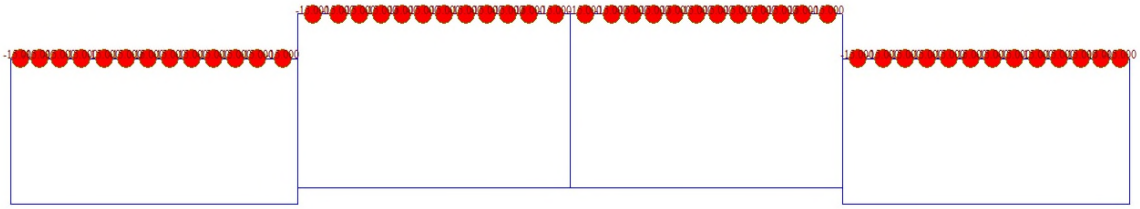
LC12. 수압(연직하중)



LC13. 수압(수평하중)



LC14. 건조수축하중



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.05 − 0.025h ≥ 0.875

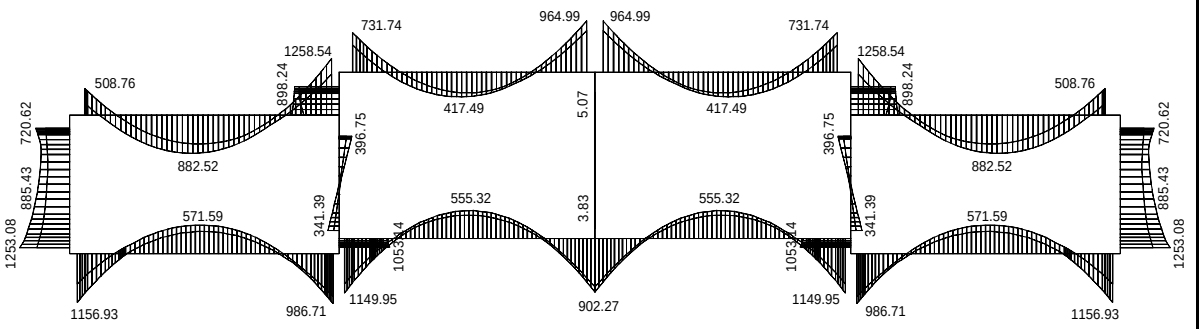
적용토피 = 2.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 2.00

= 1 ≥ 0.875 ∴ α_H = 1

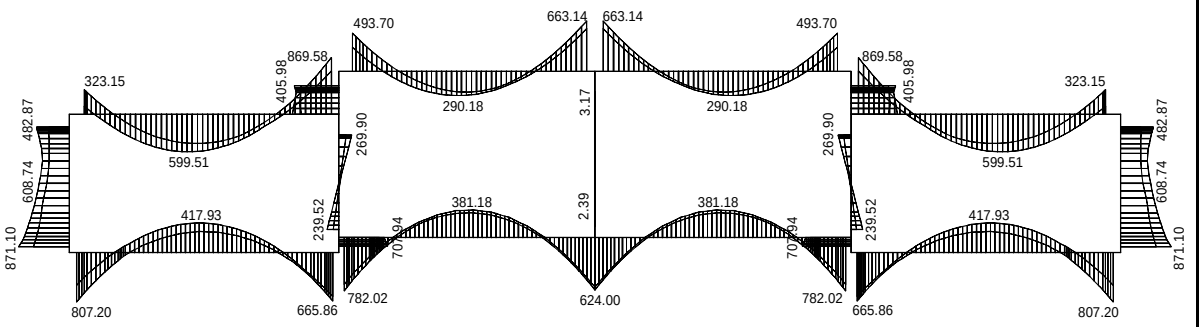
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60					
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60					
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00					
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00					
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		

9. 단면력도

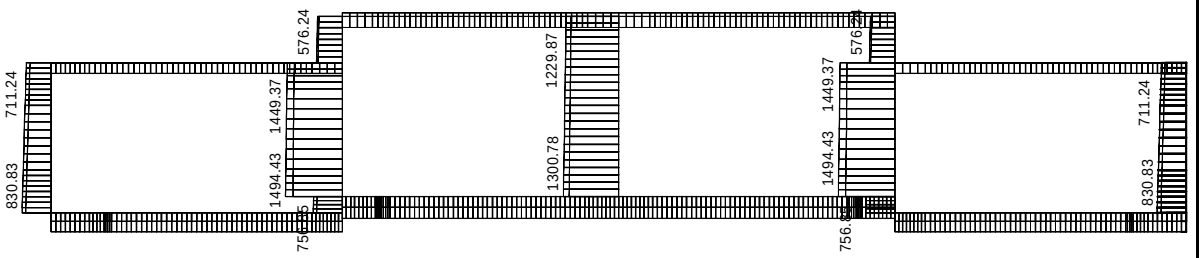
계수하중 - 모멘트도(B.M.D)



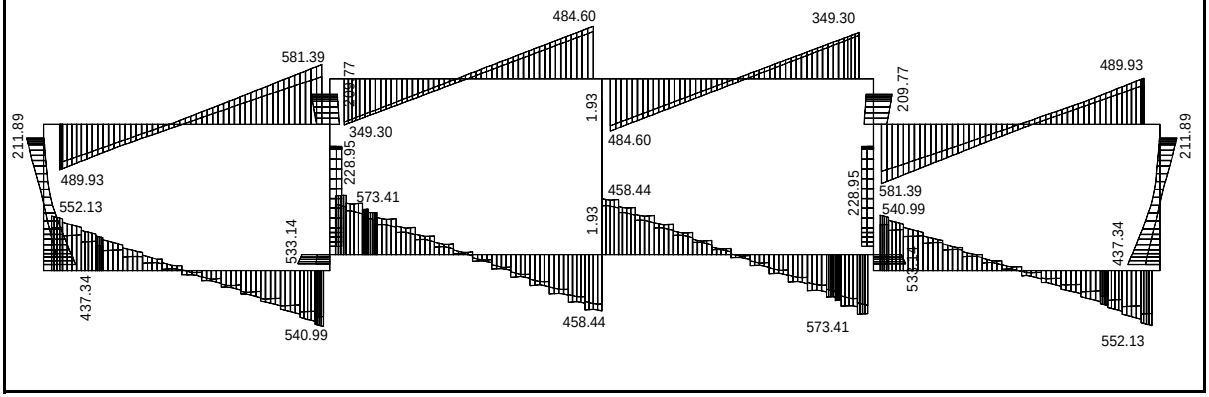
사용하중 - 모멘트도(B.M.D)



계수하중 - 축력도(A.F.D)



계수하중 - 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	외측벽체부	508.760		489.930	323.150	498.020		428.360	508.760	-	489.930	323.150	상시	상시
	램프중앙부	882.520		0.000	599.510	643.940		0.000	882.520	-	0.000	599.510	상시	상시
	램프접합부	1258.540		581.390	869.580	999.710		448.980	1258.540	-	581.390	869.580	상시	상시
	본선접합부	731.740		349.300	493.700	642.040		299.430	731.740	0.000	349.300	493.700	상시	상시
	본선중앙부	417.490		0.000	290.180	314.330		0.000	417.490	0.000	0.000	290.180	상시	상시
	중앙벽체부	964.990		484.600	663.140	752.600		380.600	964.990	0.000	484.600	663.140	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	외측벽체부	1156.930	-	552.130	807.200	902.320	-	463.400	1156.930	-	552.130	807.200	상시	상시
	램프중앙부	571.590	-	0.000	417.930	566.670	-	0.000	571.590	-	0.000	417.930	상시	상시
	램프접합부	986.710	-	540.990	665.860	832.110	-	457.830	986.710	-	540.990	665.860	상시	상시
	본선접합부	1149.950	-	573.410	782.020	910.890	0.000	452.150	1149.950	0.000	573.410	782.020	상시	상시
	본선중앙부	555.320	-	0.000	381.180	442.150	0.000	0.000	555.320	0.000	0.000	381.180	상시	상시
	중앙벽체부	902.270	-	458.440	624.000	749.710	0.000	367.270	902.270	0.000	458.440	624.000	상시	상시
	램프 측구	218.040	-	477.440	172.380	113.430	0.000	399.070	218.040	0.000	477.440	172.380	상시	상시
	본선 측구	424.320	-	536.350	284.960	337.280	0.000	422.490	424.320	0.000	536.350	284.960	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	720.620	635.340	211.890	482.870	732.720	585.860	139.470	732.720	585.860	211.890	482.870	지진시	상시
		Pmax	560.490	711.240	211.890	482.870	718.290	598.390	139.470	560.490	711.240	211.890	482.870	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	885.430	772.780	0.000	608.740	723.460	679.650	0.000	885.430	772.780	0.000	608.740	상시	상시
		Pmax	771.660	791.110	0.000	608.740	723.460	679.650	0.000	771.660	791.110	0.000	608.740	상시	상시
	하단부	Mmax	1253.080	829.300	437.340	871.100	997.950	735.970	332.410	1253.080	829.300	437.340	871.100	상시	상시
		Pmax	1250.040	830.830	437.340	871.100	997.950	735.970	332.410	1250.040	830.830	437.340	871.100	상시	상시
연결부 벽체	상단부	Mmax	396.750	1434.230	228.950	269.900	295.530	1171.840	167.140	396.750	1434.230	228.950	269.900	상시	상시
		Pmax	314.950	1449.370	228.950	269.900	279.810	1173.790	167.140	314.950	1449.370	228.950	269.900	상시	상시
	중앙부(+)	Mmax	375.000	1445.090	228.950	254.890	279.810	1173.790	167.140	375.000	1445.090	228.950	254.890	상시	상시
		Pmax	73.940	1466.140	228.950	254.890	69.100	1176.810	167.140	73.940	1466.140	228.950	254.890	상시	상시
	하단부	Mmax	341.390	1490.160	228.950	239.520	247.850	1200.260	169.460	341.390	1490.160	228.950	239.520	상시	상시
		Pmax	280.250	1494.430	228.950	239.520	247.850	1200.260	169.460	280.250	1494.430	228.950	239.520	상시	상시

※ 벽체 : 본 선

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	붕괴방지수준			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	898.240	576.240	209.770	405.980	797.690	487.310	155.630	898.240	576.240	209.770	405.980	상시	상시
		Pmax	843.400	576.240	209.770	405.980	797.690	487.310	155.630	843.400	576.240	209.770	405.980	상시	상시
	하단부	Mmax	1053.140	755.500	533.140	707.940	919.700	635.670	314.410	1053.140	755.500	533.140	707.940	상시	상시
		Pmax	1019.830	756.850	533.140	707.940	919.700	635.670	314.410	1019.830	756.850	533.140	707.940	상시	상시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	5.070	1216.220	1.930	3.170	57.310	942.960	25.690	57.310	942.960	25.690	3.170	지진시	지진시
		Pmax	0.000	1229.870	1.930	3.170	53.840	955.760	25.690	58.010	1229.870	25.690	3.170	외측검토	지진시
	중앙부(+)	Mmax	4.740	1229.010	0.000	3.170	53.840	955.760	0.000	53.840	955.760	0.000	3.170	지진시	상시
		Pmax	0.000	1258.560	0.000	3.170	8.660	984.450	0.000	54.500	1258.560	0.000	3.170	확인요망	상시
	하단부	Mmax	3.830	1299.920	1.930	2.390	63.280	1026.660	30.590	63.280	1026.660	30.590	2.390	지진시	지진시
		Pmax	0.000	1300.780	1.930	2.390	63.280	1026.660	30.590	63.770	1300.780	30.590	2.390	외측검토	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
상부슬래브	외측 벽체부	508.76	323.15	-	498.02	508.76	489.93	989.40		1.00	1.067 0.967	0.100	H22@250 + H22@250	H16@150 - 2EA	1.94	460.68	125.00
	램프 중앙부	882.52	599.51	-	643.94	882.52		1081.46		1.00	0.900 0.820	0.080	H25@250 + H25@250		1.23	368.64	125.00
	램프 접합부	1258.54	869.58	-	999.71	1258.54	581.39	1610.83	1155.14	1.00	1.067 0.967	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.28	200.44	125.00
	본선 접합부	731.74	493.70		642.04	731.74	349.30	1283.60		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.75	361.55	125.00
	본선 중앙부	417.49	290.18		314.33	417.49		834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		2.00	683.56	125.00
	중앙 벽체부	964.99	663.14		752.60	964.99	484.60	1610.83		1.00	1.067 0.967	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.67	329.37	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	외측 벽체부	1156.93	807.20		902.32	1156.93	552.13	1608.57	1155.14	1.00	0.900 0.800	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.39	239.19	125.00
	램프 중앙부	571.59	417.93		566.67	571.59		834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.46	421.89	125.00
	램프 접합부	986.71	665.86		832.11	986.71	540.99	1608.57	1155.14	1.00	0.900 0.800	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.63	334.54	125.00
	본선 접합부	1149.95	782.02		910.89	1149.95	573.41	1824.59		1.00	1.000 0.900	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.59	314.23	125.00
	본선 중앙부	555.32	381.18		442.15	555.32		940.26		1.00	1.000 0.920	0.080	H22@250 + H22@250		1.69	561.34	125.00
	중앙 벽체부	902.27	624.00		749.71	902.27	458.44	1824.59		1.00	1.000 0.900	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	2.02	446.99	125.00
	램프 측구	218.04	172.38		113.43	218.04	477.44	1068.51	794.16	1.00	0.630 0.550	0.080	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	4.90	1136.93	125.00
	본선 측구	424.32	284.96		337.28	424.32	536.35	1392.55	1078.13	1.00	0.800 0.700	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	3.28	885.42	125.00

12. 단면설계

12.1 상부슬래브 단면검토

12.1.1 외측벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
508.760	489.930	323.150	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 27.367 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 508760000 = 0

∴ Required As = 1570.178 ㎟ [p = 0.00162]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2093.570 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 32.196 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 32.196) / 32.196

= 0.0871

· ε_t = 0.0871 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 989.4 kN.m > Mu = 508.760 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 489.930 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 489.930 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00320

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.191

· j = 1 - k / 3 = 0.936

· x = k·d = 184.186 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.876 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 115.269 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 115.269 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 460.685 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 546.548 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 460.685 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
882.520	0.000	599.510	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 57.163 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 882520000 = 0

∴ Required As = 3279.741 ㎟ [p = 0.004]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4372.988 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 67.251 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 67.251) / 67.251

= 0.0336

· ε_t = 0.0336 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1081.457 kN.m > Mu = 882.520 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00494

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.231

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 189.203 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.372 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 195.388 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 195.388 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 368.641 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 429.913 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 368.641 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1258.540	581.390	869.580	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 69.219 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 1258540000 = 0

∴ Required As = 3971.417 ㎟ [p = 0.00411]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5295.222 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 81.434 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 81.434) / 81.434

= 0.0326

· ε_t = 0.0326 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1610.828 kN.m > Mu = 1258.540 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN < Vu = 581.390 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 581.390 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 38.609 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 38.609 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.615 kN + 635.520 kN

= 1155.135 kN > Vu = 581.390 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00532

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 230.192 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.490 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 190.132 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 190.132 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 200.436 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 331.349 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 200.436 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
731.740	349.300	493.700	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 39.616 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 731740000 = 0

∴ Required As = 2272.965 ㎟ [p = 0.00235]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3030.620 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 46.607 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 46.607) / 46.607

= 0.0592

· ε_t = 0.0592 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1283.597 kN.m > Mu = 731.740 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 349.300 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 349.300 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.557 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.301 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 135.705 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 135.705 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 361.551 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 464.241 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 361.551 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
417.490	0.000	290.180	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 26.529 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 417490000 = 0

∴ Required As = 1522.074 ㎟ [p = 0.00186]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2029.432 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 31.210 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 31.210) / 31.210

= 0.0758

· ε_t = 0.0758 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 417.490 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.519 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 122.654 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 122.654 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 683.565 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 684.852 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 683.565 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
964.990	484.600	663.140	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 52.605 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 964990000 = 0

∴ Required As = 3018.198 ㎟ [p = 0.00312]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4024.264 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 61.888 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 61.888) / 61.888

= 0.0439

· ε_t = 0.0439 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1610.828 kN.m > Mu = 964.990 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 484.600 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 484.600 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00532

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 230.192 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.474 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 144.994 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 144.994 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 329.375 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 434.500 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 329.375 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 하부슬래브 단면검토

12.2.1 외측벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1156.930	552.130	807.200	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 77.929 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 1156930000 = 0

∴ Required As = 4471.192 ㎟ [p = 0.00559]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5961.589 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 91.681 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 91.681) / 91.681

= 0.0232

· ε_t = 0.0232 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1608.57 kN.m > Mu = 1156.930 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN < Vu = 552.130 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 552.130 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 20.322 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 20.322 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.615 kN + 635.520 kN

= 1155.135 kN > Vu = 552.130 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00794

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.282

· j = 1 - k / 3 = 0.906

· x = k·d = 225.966 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.859 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 175.314 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 175.314 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 239.194 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 359.356 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 239.194 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
571.590	0.000	417.930	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 36.547 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 571590000 = 0

∴ Required As = 2096.909 ㎟ [p = 0.00256]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2795.879 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 42.997 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 42.997) / 42.997

= 0.0542

· ε_t = 0.0542 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 571.590 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.508 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 176.652 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 176.652 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 421.889 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 475.511 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 421.889 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
986.710	540.990	665.860	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 65.944 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 986710000 = 0

∴ Required As = 3783.550 ㎟ [p = 0.00473]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5044.733 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 77.581 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 77.581) / 77.581

= 0.0279

· ε_t = 0.0279 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1608.57 kN.m > Mu = 986.710 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN < Vu = 540.990 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 540.990 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 13.359 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 13.359 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.615 kN + 635.520 kN

= 1155.135 kN > Vu = 540.990 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00794

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.282

· j = 1 - k / 3 = 0.906

· x = k·d = 225.966 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.133 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 144.617 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 144.617 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 334.544 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 435.635 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 334.544 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1149.950	573.410	782.020	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 68.073 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 1149950000 = 0

∴ Required As = 3905.715 ㎟ [p = 0.00434]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5207.620 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 80.086 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 80.086) / 80.086

= 0.0307

· ε_t = 0.0307 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1824.592 kN.m > Mu = 1149.950 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN > Vu = 573.410 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 573.410 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00706

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.269

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 241.940 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.890 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 150.220 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 150.220 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 314.232 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 419.386 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 314.232 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
555.320	0.000	381.180	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 31.481 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 555320000 = 0

∴ Required As = 1806.223 ㎟ [p = 0.00196]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2408.297 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 37.036 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 37.036) / 37.036

= 0.0715

· ε_t = 0.0715 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 940.264 kN.m > Mu = 555.320 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00337

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.195

· j = 1 - k / 3 = 0.935

· x = k·d = 179.212 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.945 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 143.082 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 143.082 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 561.343 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 587.075 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 561.343 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
902.270	458.440	624.000	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 52.949 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 902270000 = 0

∴ Required As = 3037.960 ㎟ [p = 0.00338]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4050.613 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 62.293 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 62.293) / 62.293

= 0.0403

· ε_t = 0.0403 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1824.592 kN.m > Mu = 902.270 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN > Vu = 458.440 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 458.440 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00706

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.269

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 241.940 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.296 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 119.865 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 119.865 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 446.988 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 525.590 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 446.988 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 램프 측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	630.000	550.000	550.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
218.040	477.440	172.380	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 20.712 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 187000.000 As - 218040000 = 0

∴ Required As = 1188.365 ㎟ [p = 0.00216]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 12086.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1925.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1786.177 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1925.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1584.487 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 24.367 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (550.000 - 24.367) / 24.367

= 0.0647

· ε_t = 0.0647 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1068.514 kN.m > Mu = 218.040 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 357.235 kN < Vu = 477.440 kN

· 1/2·Øv·Vc = 178.618 kN < Vu = 477.440 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 275 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 109.277 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 109.277 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 357.235 kN + 436.920 kN

= 794.155 kN > Vu = 477.440 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01155

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.329

· j = 1 - k / 3 = 0.890

· x = k·d = 181.137 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.887 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 55.412 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 55.412 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1261.162 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1136.930 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1136.930 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선 측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	800.000	700.000	700.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
424.320	536.350	284.960	100.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 31.796 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 238000.000 As - 424320000 = 0

∴ Required As = 1824.289 ㎟ [p = 0.00261]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 15382.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2450.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2273.317 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2450.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2432.386 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 37.407 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - 37.407) / 37.407

= 0.0531

· ε_t = 0.0531 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1392.547 kN.m > Mu = 424.320 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 484.974 kN < Vu = 536.350 kN

· 1/2·Øv·Vc = 242.487 kN < Vu = 536.350 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 350 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 34.404 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 34.404 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 484.974 kN + 593.152 kN

= 1078.126 kN > Vu = 536.350 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00908

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.299

· j = 1 - k / 3 = 0.900

· x = k·d = 208.987 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.326 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 71.153 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 71.153 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 896.776 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 885.421 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 885.421 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3 램프-벽체 단면검토

12.3.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	732.720	211.890	585.860	482.870
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1166.667	1066.667	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1250.674	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 640.000 mm

· a = β1·c = 544.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 26775000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 573.311 mm

· d" = X - H + d = 473.311 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 12484.800 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 11829.904 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4898.070 kN.m

· eb = Mb / Pb = 414.041 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1723.985 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1066.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 585.860 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 732.720 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 605.535 kN > Vu = 211.890 kN

· 1/2·Øv·Vc = 302.768 kN > Vu = 211.890 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00290

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.182

· j = 1 - k / 3 = 0.939

· x = k·d = 194.133 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.965 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 155.621 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 155.621 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 283.537 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 404.830 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 283.537 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	560.490	211.890	711.240	482.870
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1166.667	1066.667	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
788.046	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 640.000 mm

· a = β1·c = 544.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 26775000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 573.311 mm

· d" = X - H + d = 473.311 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 12484.800 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 11829.904 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4898.070 kN.m

· eb = Mb / Pb = 414.041 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1261.357 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1066.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 711.240 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 560.490 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 610.022 kN > Vu = 211.890 kN

· 1/2·Øv·Vc = 305.011 kN > Vu = 211.890 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00290

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.182

· j = 1 - k / 3 = 0.939

· x = k·d = 194.133 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.965 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 155.621 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 155.621 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 283.537 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 404.830 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 283.537 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.3 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	885.430	0.000	772.780	608.740
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1145.772	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0079] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 471.029 mm

· d" = X - H + d = 371.029 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8576.434 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4359.710 kN.m

· eb = Mb / Pb = 508.336 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1516.801 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 772.780 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 885.430 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 616.834 kN > Vu = 0.000 kN
· 1/2·Øv·Vc = 308.417 kN > Vu = 0.000 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00706
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.269
· j = 1 - k / 3 = 0.910
· x = k·d = 242.100 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.138 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 116.942 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 116.942 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 463.411 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 538.729 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 463.411 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.4 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	771.660	0.000	791.110	608.740
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
975.414	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0079] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 471.029 mm

· d" = X - H + d = 371.029 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8576.434 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4359.710 kN.m

· eb = Mb / Pb = 508.336 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1346.443 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 791.110 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 771.660 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 617.600 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 308.800 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00706

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.269

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 242.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.138 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 116.942 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 116.942 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 463.411 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 538.729 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 463.411 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.5 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1253.080	437.340	829.300	871.100
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1511.009	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0079] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 471.029 mm

· d" = X - H + d = 371.029 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8576.434 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4359.710 kN.m

· eb = Mb / Pb = 508.336 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1882.038 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 829.300 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1253.080 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 619.194 kN > Vu = 437.340 kN

· 1/2·Øv·Vc = 309.597 kN < Vu = 437.340 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00706

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.269

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 242.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.783 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 167.342 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 167.342 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 260.593 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 376.475 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 260.593 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.6 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1250.040	437.340	830.830	871.100
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1504.568	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0079] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 471.029 mm

· d" = X - H + d = 371.029 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8576.434 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4359.710 kN.m

· eb = Mb / Pb = 508.336 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1875.597 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 830.830 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1250.040 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 619.258 kN > Vu = 437.340 kN

· 1/2·Øv·Vc = 309.629 kN < Vu = 437.340 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00706

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.269

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 242.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.783 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 167.342 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 167.342 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 260.593 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 376.475 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 260.593 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.7 연결부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	396.750	228.950	1434.230	269.900
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	370.000	80.000	80.000	370.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
276.629	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0076] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 222.000 mm

· a = β1·c = 188.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 219.320 mm

· d" = X - H + d = 139.320 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4330.665 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3845.964 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 783.237 kN.m

· eb = Mb / Pb = 203.652 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 415.949 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (370.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1434.230 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 396.750 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 295.033 kN > Vu = 228.950 kN

· 1/2·Øv·Vc = 147.517 kN < Vu = 228.950 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00619

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.254

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 93.980 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 16.960 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 347.702 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 347.702 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 125.733 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 241.586 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 125.733 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.8 연결부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	314.950	228.950	1449.370	269.900
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	370.000	80.000	80.000	370.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
217.301	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0076] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 222.000 mm

· a = β1·c = 188.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 219.320 mm

· d" = X - H + d = 139.320 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4330.665 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3845.964 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 783.237 kN.m

· eb = Mb / Pb = 203.652 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 356.621 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (370.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1449.370 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 314.950 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 295.610 kN > Vu = 228.950 kN

· 1/2·Øv·Vc = 147.805 kN < Vu = 228.950 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00619

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.254

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 93.980 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 16.960 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 347.702 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 347.702 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 125.733 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 241.586 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 125.733 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.9 연결부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	341.390	228.950	1490.160	239.520
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	370.000	80.000	80.000	370.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
229.096	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0076] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 222.000 mm

· a = β1·c = 188.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 219.320 mm

· d" = X - H + d = 139.320 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4330.665 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3845.964 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 783.237 kN.m

· eb = Mb / Pb = 203.652 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 368.416 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (370.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1490.160 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 341.390 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 297.166 kN > Vu = 228.950 kN

· 1/2·Øv·Vc = 148.583 kN < Vu = 228.950 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00619

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.254

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 93.980 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 15.051 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 308.565 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 308.565 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 164.035 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 272.228 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 164.035 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.10 연결부 벽체 하단부 Pmax

3 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	280.250	228.950	1494.430	239.520
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	370.000	80.000	80.000	370.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
187.530	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0076] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 222.000 mm

· a = β1·c = 188.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 219.320 mm

· d" = X - H + d = 139.320 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4330.665 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3845.964 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 783.237 kN.m

· eb = Mb / Pb = 203.652 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 326.850 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (370.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1494.430 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 280.250 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 297.329 kN > Vu = 228.950 kN

· 1/2·Øv·Vc = 148.665 kN < Vu = 228.950 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00619

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.254

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 93.980 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 15.051 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 308.565 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 308.565 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 164.035 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 272.228 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 164.035 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4 본선-벽체 단면검토

12.4.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	898.240	209.770	576.240	405.980
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1558.795	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 514.703 mm

· d" = X - H + d = 414.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10125.009 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4332.474 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.898 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'
= #NAME? kN
∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####
· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1973.498 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ ####
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 576.240 kN ∴ ####
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 898.240 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 539.666 kN > Vu = 209.770 kN
· 1/2·Øv·Vc = 269.833 kN > Vu = 209.770 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00419
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215
· j = 1 - k / 3 = 0.928
· x = k·d = 207.833 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.354 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 111.605 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 111.605 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 486.864 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 564.491 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 486.864 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	843.400	209.770	576.240	405.980
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1463.626	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 514.703 mm

· d" = X - H + d = 414.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10125.009 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4332.474 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.898 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1878.329 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 576.240 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 843.400 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 539.666 kN > Vu = 209.770 kN

· 1/2·Øv·Vc = 269.833 kN > Vu = 209.770 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.833 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.354 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 111.605 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 111.605 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 486.864 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 564.491 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 486.864 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1053.140	533.140	755.500	707.940
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1393.964	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0083] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 419.567 mm

· d" = X - H + d = 319.567 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7254.259 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3573.595 kN.m

· eb = Mb / Pb = 492.620 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1713.531 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 755.500 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1053.140 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 550.772 kN > Vu = 533.140 kN

· 1/2·Øv·Vc = 275.386 kN < Vu = 533.140 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00794

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.282

· j = 1 - k / 3 = 0.906

· x = k·d = 225.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.659 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 153.730 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 153.730 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 302.262 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 409.809 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 302.262 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1019.830	533.140	756.850	707.940
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1347.466	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0083] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 419.567 mm

· d" = X - H + d = 319.567 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7254.259 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3573.595 kN.m

· eb = Mb / Pb = 492.620 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1667.033 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 756.850 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1019.830 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 550.827 kN > Vu = 533.140 kN

· 1/2·Øv·Vc = 275.414 kN < Vu = 533.140 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00794

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.282

· j = 1 - k / 3 = 0.906

· x = k·d = 225.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.659 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 153.730 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 153.730 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 302.262 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 409.809 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 302.262 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.5 중앙부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	57.310	25.690	942.960	3.170
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
60.777	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 328.381 mm

· d" = X - H + d = 248.381 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1530.852 kN.m

· eb = Mb / Pb = 234.410 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 309.158 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 942.960 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 57.310 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 300.359 kN > Vu = 25.690 kN

· 1/2·Øv·Vc = 150.180 kN > Vu = 25.690 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.111 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 3.614 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 3.614 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 28873.680 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 23242.944 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 23242.944 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.6 중앙부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	58.010	25.690	1229.870	3.170
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
47.168	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 328.381 mm

· d" = X - H + d = 248.381 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1530.852 kN.m

· eb = Mb / Pb = 234.410 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 295.549 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1229.870 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 58.010 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 308.745 kN > Vu = 25.690 kN

· 1/2·Øv·Vc = 154.373 kN > Vu = 25.690 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.111 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 3.614 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 3.614 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 28873.680 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 23242.944 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 23242.944 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.7 중앙부 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	53.840	0.000	955.760	3.170
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
56.332	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 221.986 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 955.760 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 53.840 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 310.045 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 155.023 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.188 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 5.099 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 5.099 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 20412.273 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 16473.818 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 16473.818 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.8 중앙부 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	54.500	0.000	1258.560	3.170
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
43.303	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 208.957 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1258.560 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 54.500 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 321.846 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 160.923 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.188 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 5.099 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 5.099 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 20412.273 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 16473.818 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 16473.818 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.9 중앙부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	63.280	30.590	1026.660	2.390
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
61.637	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 227.291 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1026.660 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 63.280 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 312.808 kN > Vu = 30.590 kN

· 1/2·Øv·Vc = 156.404 kN > Vu = 30.590 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.142 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 3.844 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 3.844 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 27135.297 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 21852.237 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 21852.237 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.10 중앙부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	63.770	30.590	1300.780	2.390
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
49.024	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 214.678 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1300.780 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 63.770 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 323.491 kN > Vu = 30.590 kN

· 1/2·Øv·Vc = 161.746 kN > Vu = 30.590 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.142 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 3.844 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 3.844 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 27135.297 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 21852.237 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 21852.237 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

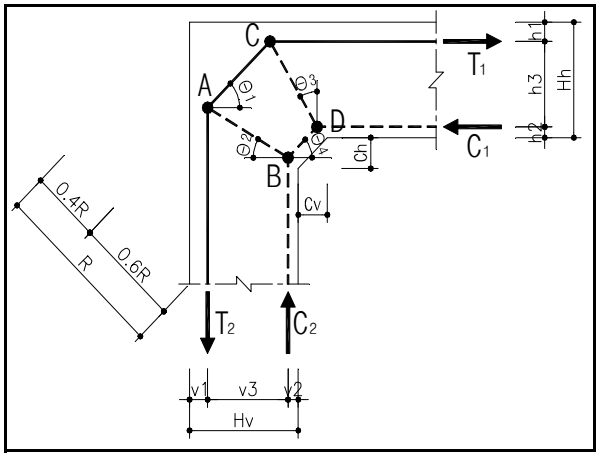
13. 우각부 보강검토

13.1 상부슬래브 (램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1000.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	820.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	732.720 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1697.06 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

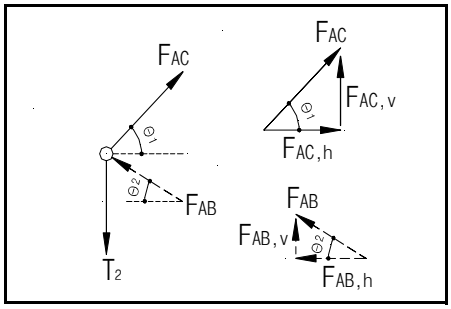
θ_2 = 23.47°

θ_3 = 32.35°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

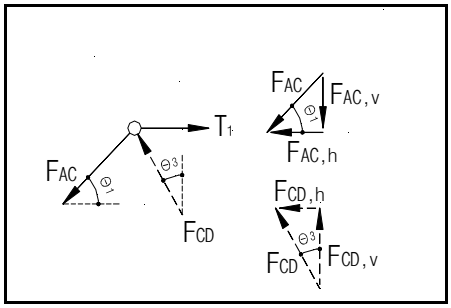
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{732.720}{0.720} =$ 1,017.667 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{732.720}{0.820} =$ 893.561 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 881.142 kN

식 ⑥ 으로부터

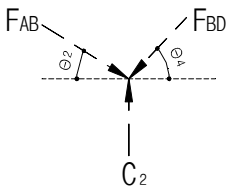
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 881.142 kN

따라서 F_{AC} = **881.142** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 679.246 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 881.142 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 737.508 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	881.142	타이
AB	-679.246	스트럿
BD	-881.142	스트럿
CD	-737.508	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 881.142 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{881,141.634}{0.85 \times 400} = 2,591.59 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00 mm²	(1 cycle)
	= H	22	@	250	=	1,548.40 mm²	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40 mm²	(1 단)
	= H	22	@	250	=	1,548.40 mm²	(2 단)
				합계	=	**4,645.20** mm²	

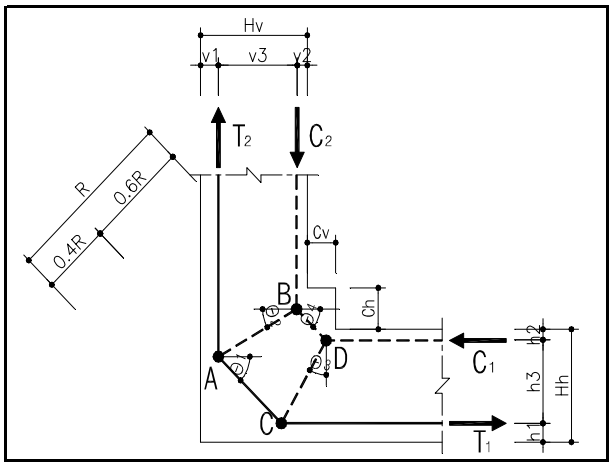
$A_{s,used}$ = 4,645.20 mm^2 > 2,591.59 mm^2 ……O.K

13.2 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1000.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	820.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1253.080 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1345.36 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

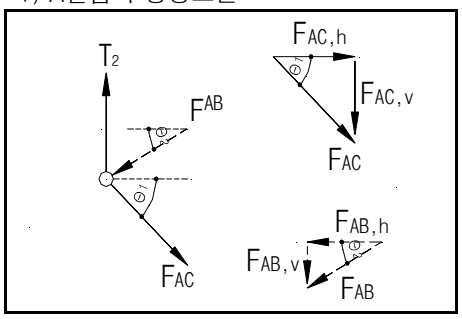
Θ_2 = 10.39°

Θ_3 = 19.17°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

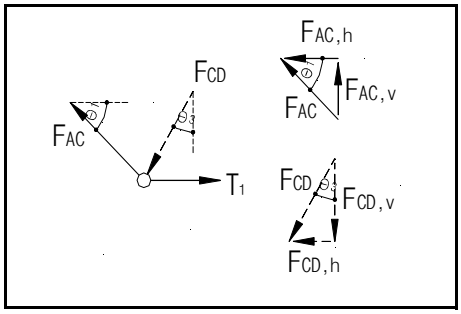
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$ => $F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{1,253.080}{0.720} =$ 1,740.389 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{1,253.080}{0.820} =$ 1,528.146 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,826.288 kN

식 ⑥ 으로부터

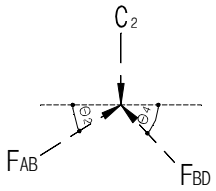
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,826.288 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,826.288** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}312.906 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}826.288 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}367.213 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,826.288**	타이
AB	**-1,312.906**	스트럿
BD	**-1,826.288**	스트럿
CD	**-1,367.213**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,826.288 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}826{,}288.292}{0.85 \times 400} = 5{,}371.44 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	32	@	250	=	3,176.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(1 단)
	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(2 단)
				합계	=	**6,273.60**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 6,273.60 mm^2 > 5,371.44 mm^2 ……O.K

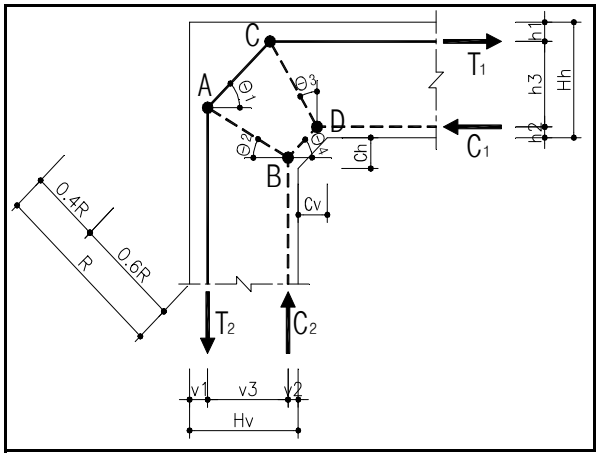
13. 우각부 보강검토

13.3 상부슬래브 (본선-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	898.240 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1626.35 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

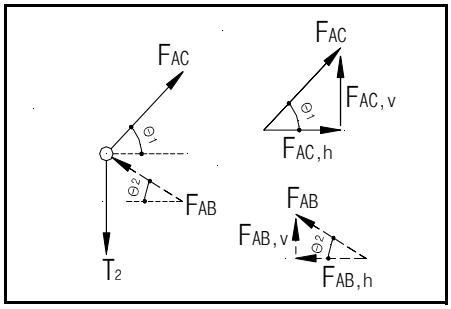
θ_2 = 29.48°

θ_3 = 29.48°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

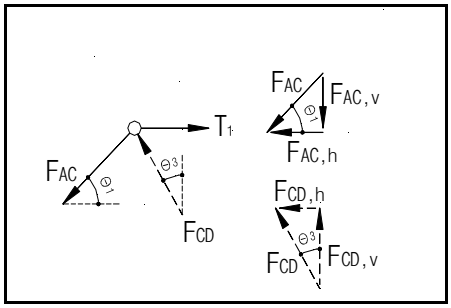
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{898.240}{0.720} =$ 1,247.556 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{898.240}{0.720} =$ 1,247.556 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,127.155 kN

식 ⑥ 으로부터

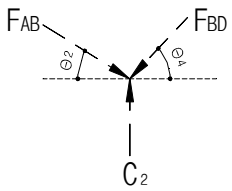
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,127.155 kN

따라서 F_{AC} = **1,127.155** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 915.545 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,127.155 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 915.545 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,127.155	타이
AB	-915.545	스트럿
BD	-1,127.155	스트럿
CD	-915.545	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,127.155 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,127,154.561}{0.85 \times 400} = 3,315.16 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2 (1 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2 (2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2 (1 단)
	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2 (2 단)
				합계	=	**5,123.60**	mm^2

$A_{s,used}$ = 5,123.60 mm^2 > 3,315.16 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 기둥부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.5 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.6 램프_연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	19@	125	=	2292.000	458.400	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	19@	125	=	2292.000	458.400	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	19@	125	=	2292.000	458.400	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.7 본선-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.8 본선 중앙부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 사용성 검토

부 재	최소두께 또는 높이 t (mm)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
일방향 슬래브	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
보	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

부 재	지간 L (mm)	최소두께 t (mm)	사용두께 t (mm)	평 가
상부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	900.00	O.K
상부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	900.00	O.K
하부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	900.00	O.K
하부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	1000.00	O.K
램프-외측 벽체	3840.00	160.00	1000.00	O.K
본선-외측 벽체	3840.00	137.14	900.00	O.K
중앙 벽체	4750.00	197.92	500.00	O.K

16. 지지력 검토

16.1 하중 산정 : 램프

16.1.1 고정하중

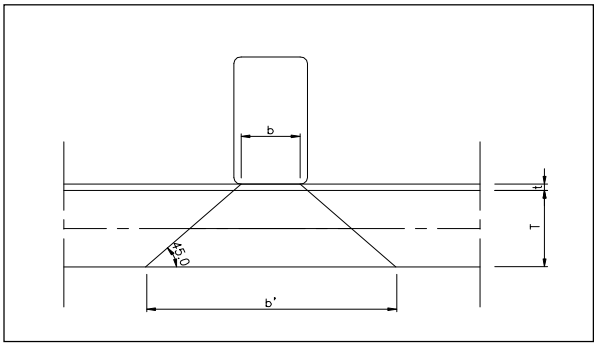
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1156.86 / 22.300 = 51.877 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 68.425 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 9.4 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

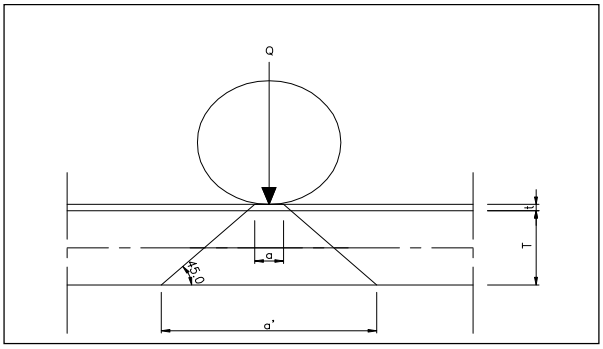


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.05 kN/m^2

16.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 51.877 + 68.425 + 0.000 + 9.429 + 19.048

= 148.778 kN/m^2

220

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 148.778 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16.3 하중 산정 : 본선

16.3.1 고정하중

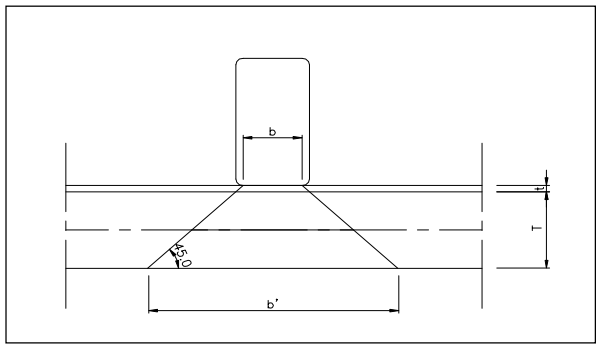
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1177.18 / 17.200 = 68.441 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 58.575 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

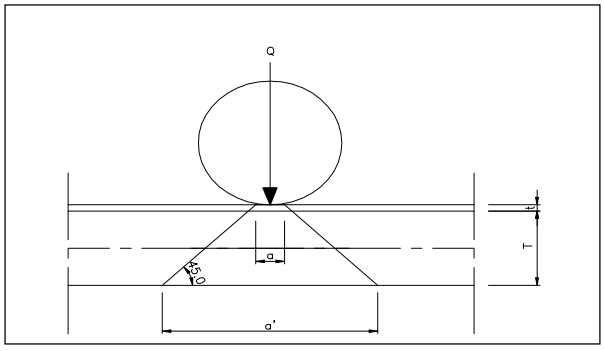


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1000.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.60 m



a' = 0.200 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.30 m

Qz' = 96.000 / (2.600 x 2.300) = 16.05 kN/m^2

16.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 68.441 + 58.575 + 0.000 + 0.000 + 16.054

= 143.070 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

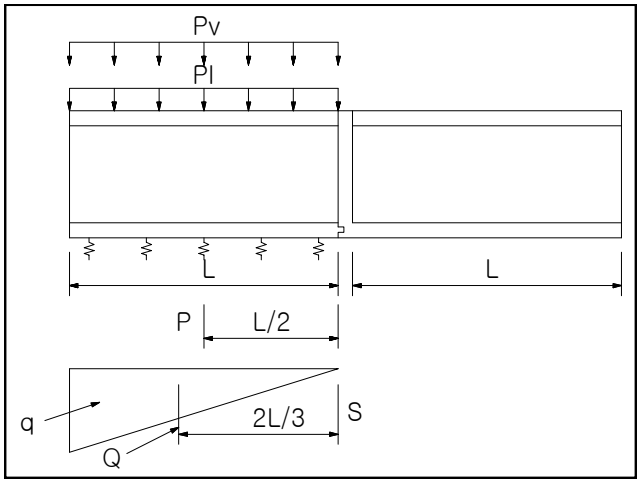
Qmax = 143.070 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

17. 신축이음부 검토

17-1. 램프

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 11.15 \times 4 \times 19.0$

$= 847.4 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (847.4 + 153.6) \times 30.0 = 30030.0 \ kN$

$S = P / 4 = 30030 / 4 = 7507.5 \ kN$

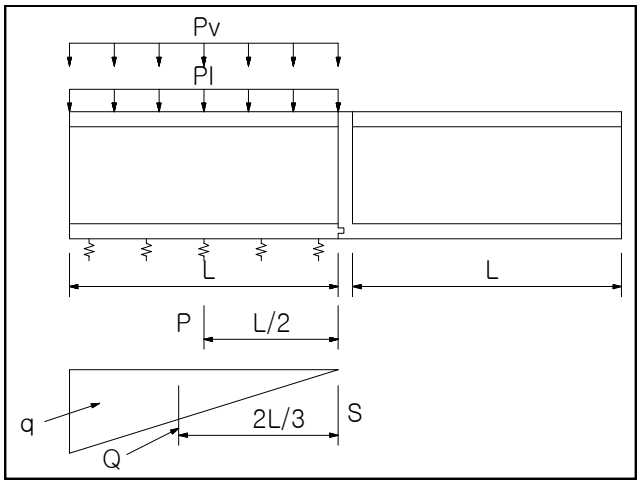
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 7507.5 x 1000 / 80 = 93,844 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 164 EA = 794.2 x 164 = 130,249 mm²

17-2. 본선

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 17.2 x 4 x 19.0

= 1307.2 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.2) = 153.6 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (1307.2 + 153.6)x 30.0 = 43824.0 kN

S = P / 4 = 43824 / 4 = 10956.0 kN

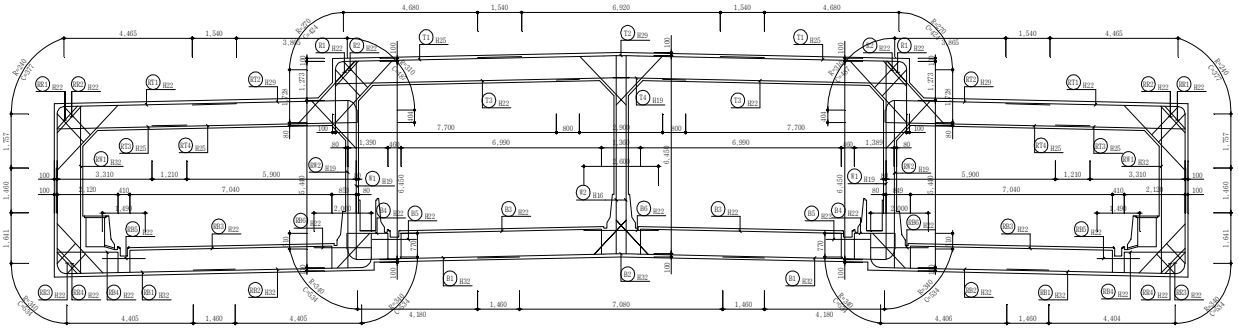
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 10956.0 x 1000 / 80 = 136,950 mm²

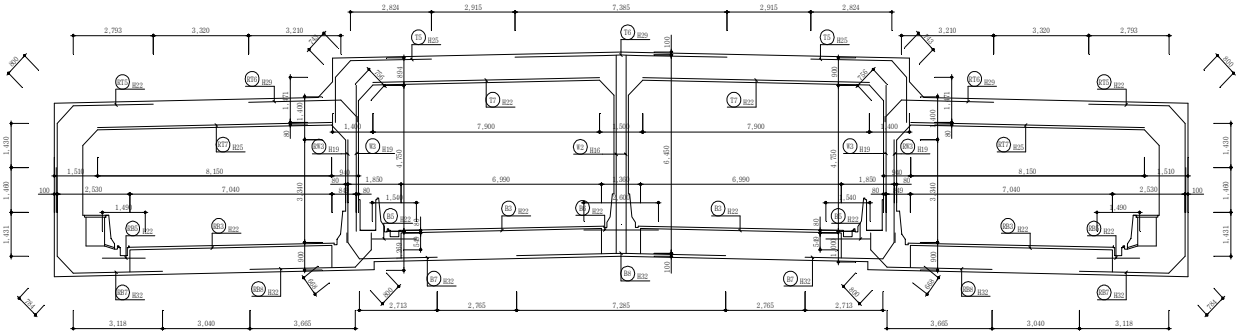
☞ 사용철근량 As = D32- 261 EA = 794.2 x 261 = 207,286 mm²

18. 주철근조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



국회대로 지하차도

STA.0+579.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간슬래브	외측벽체	기둥	거더
상면(벽체외측)	100	80	80	100	90	135
하면(벽체내측)	80	100	80	80	90	90

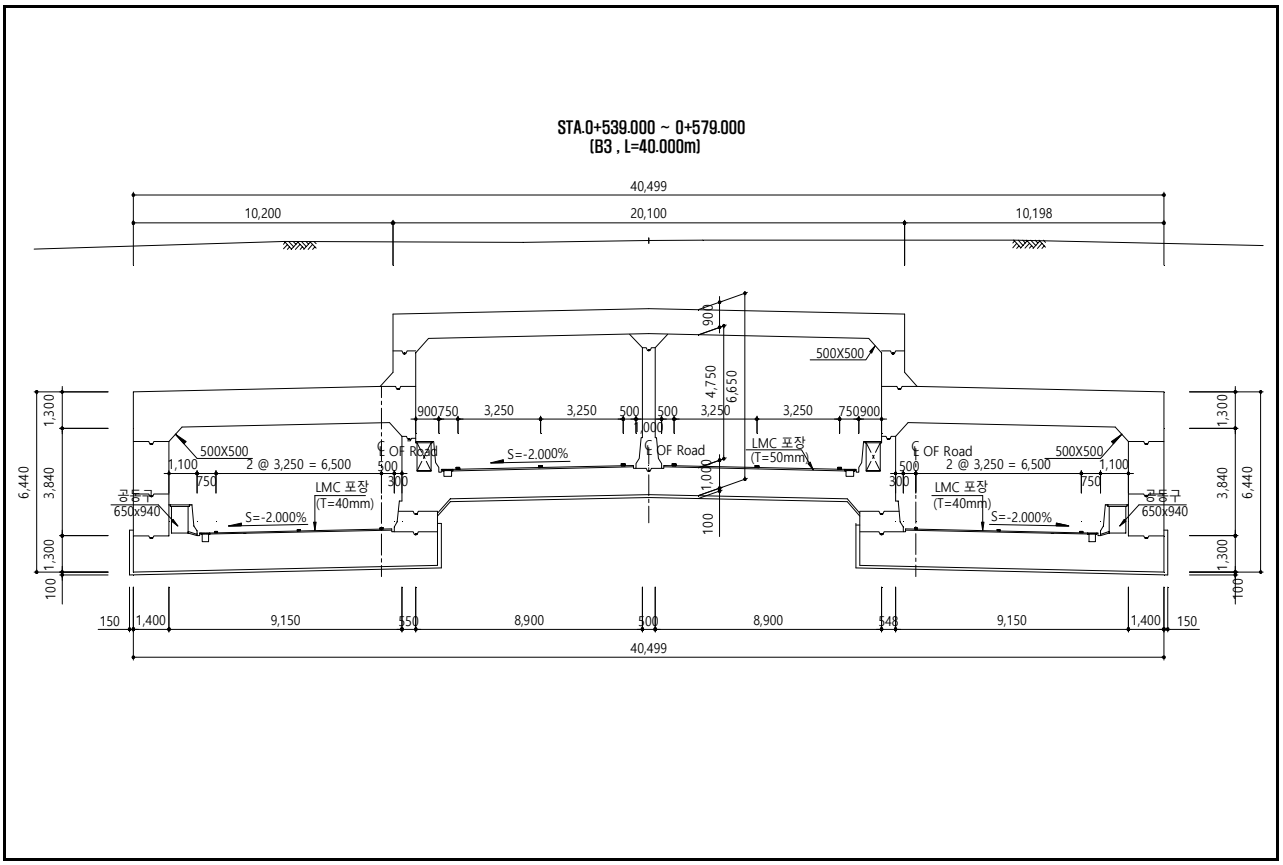
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

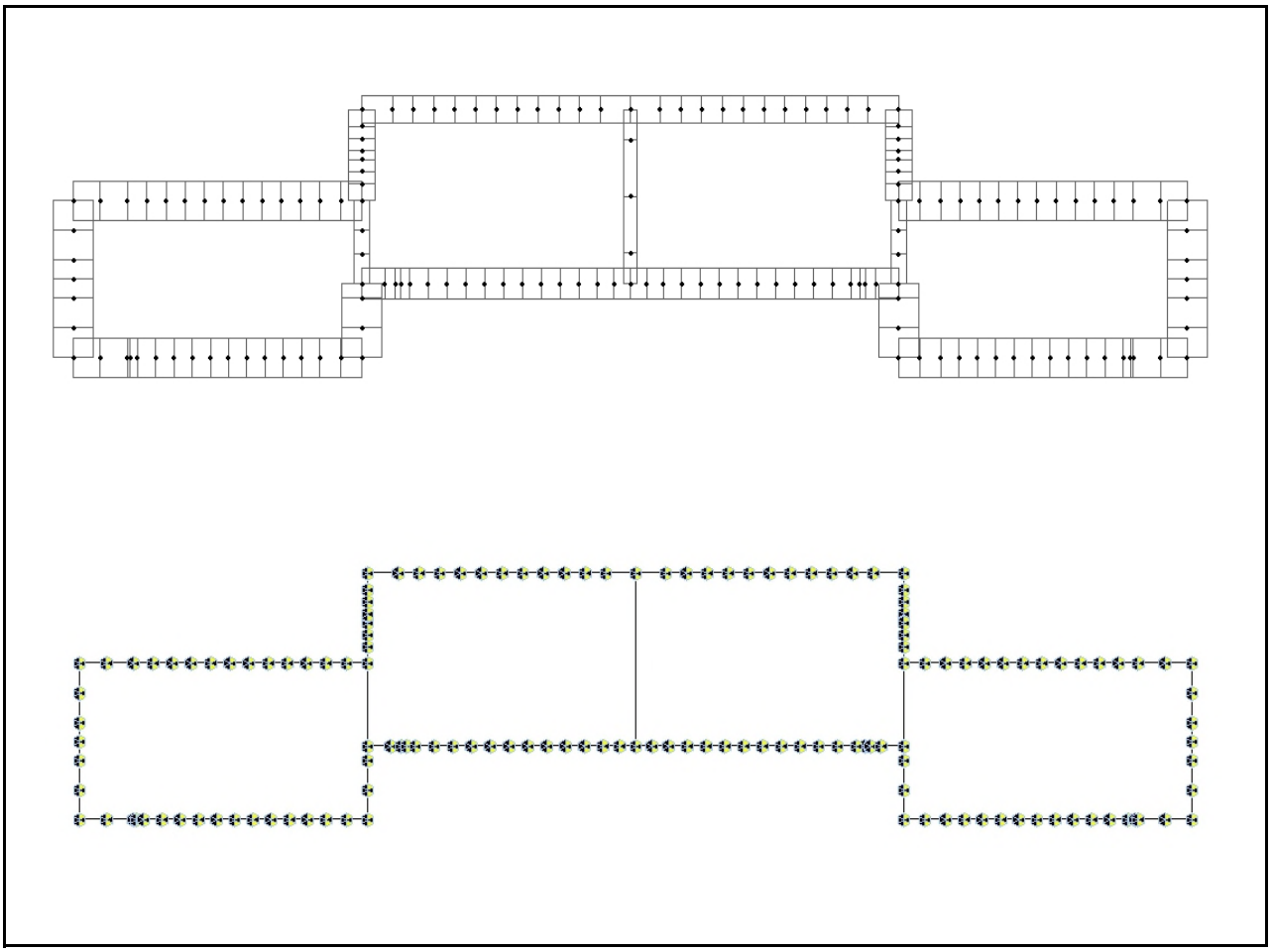
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	1.400	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	9.100	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	18.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	1.500	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 16.600 m = 40.500 m = 8.120 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo} (B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho} (B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,523	23,119	4,508	7,706	107,168	5,282	9,031	1,761	3,010
퇴적층(자갈층)	987,663	48,682	83,231	16,227	27,744	385,806	19,016	32,512	6,339	10,837
풍화토	2,201,831	108,529	185,549	36,176	61,850	860,090	42,394	72,480	14,131	24,160
풍화암	5,043,990	248,619	425,058	82,873	141,686	1,970,308	97,117	166,038	32,372	55,346
연 암	18,933,228	933,221	1,595,507	311,074	531,836	7,395,792	364,539	623,245	121,513	207,748
보통암	15,536,147	765,779	1,309,234	255,260	436,411	6,068,807	299,132	511,419	99,711	170,473
경 암	59,590,479	2,937,222	5,021,700	979,074	1,673,900	23,277,531	1,147,352	1,961,602	382,451	653,867

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	10,288	23,119	3,429	7,706	107,168	4,019	9,031	1,340	3,010
퇴적층(자갈층)	987,663	37,038	83,231	12,346	27,744	385,806	14,468	32,512	4,823	10,837
풍화토	2,201,831	82,571	185,549	27,524	61,850	860,090	32,254	72,480	10,751	24,160
풍화암	5,043,990	189,155	425,058	63,052	141,686	1,970,308	73,888	166,038	24,629	55,346
연 암	18,933,228	710,014	1,595,507	236,671	531,836	7,395,792	277,349	623,245	92,450	207,748
보통암	15,536,147	582,621	1,309,234	194,207	436,411	6,068,807	227,586	511,419	75,862	170,473
경 암	59,590,479	2,234,701	5,021,700	744,900	1,673,900	23,277,531	872,930	1,961,602	290,977	653,867

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.700	0.950	30,557	10,186	87 116
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.950	35,186	11,729	88 115
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.675	30,094	10,031	89 114
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.675	25,001	8,334	90 TO 98 105 TO 113
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.738	26,158	8,719	99 104
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.738	0.738	27,316	9,105	100 103
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.738	0.450	21,991	7,330	101 102
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.450	1.075	37,120	12,373	131 155
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	1.075	0.730	43,936	14,645	132 154
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.730	0.730	35,538	11,846	133 TO 141 145 TO 153
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.730	1.050	43,327	14,442	142 144
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	1.050	1.050	51,116	17,039	143

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화토	82,571	27,524	0.700	0.950	68,121	22,707	1 34
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.950	78,442	26,147	2 33
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.100	43,350	14,450	3 32
풍화토	82,571	27,524	0.100	0.250	14,450	4,817	4 31
풍화토	82,571	27,524	0.250	0.640	36,744	12,248	5 30
풍화토	82,571	27,524	0.640	0.640	52,845	17,615	6to14 21to29
풍화토	82,571	27,524	0.640	0.738	56,871	18,957	15 20
풍화토	82,571	27,524	0.738	0.738	60,896	20,299	16 19
풍화토	82,571	27,524	0.738	0.700	59,348	19,783	17 18
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.800	0.375	28,601	9,534	44 74
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.375	0.200	13,996	4,665	45 73
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.200	0.300	12,171	4,057	46 72
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.300	0.660	23,367	7,789	47 71

퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.660	0.660	32,130	10,710	48to56 62to70
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.660	0.575	30,061	10,020	57 61
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.640	0.738	33,530	11,177	58to60

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.450	0.550	41,615	13,872	131
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.550	0.400	39,534	13,178	129
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.400	33,292	11,097	126
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.280	28,298	9,433	124
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.280	0.400	28,298	9,433	122
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.400	33,292	11,097	120
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.550	39,534	13,178	117
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.550	0.650	49,938	16,646	101
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.650	0.975	67,625	22,542	87
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	85
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.620	66,376	22,125	78
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.620	0.620	51,603	17,201	76
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.620	0.975	66,376	22,125	41
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	35
풍화토	185,549	61,850	0.975	0.650	150,758	50,253	1
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.500	0.470	40,367	13,456	43
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.470	0.975	60,134	20,045	39
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	37
풍화토	185,549	61,850	0.975	0.650	150,758	50,253	17

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.450	0.550	41,615	13,872	155
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.550	0.400	39,534	13,178	130
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.400	33,292	11,097	127
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.280	28,298	9,433	125
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.280	0.400	28,298	9,433	123
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.400	33,292	11,097	121
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.550	39,534	13,178	118
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.550	0.650	49,938	16,646	102
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.650	0.975	67,625	22,542	116
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	86
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.620	66,376	22,125	79
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.620	0.620	51,603	17,201	77
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.620	0.975	66,376	22,125	42
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	36
풍화토	185,549	61,850	0.975	0.650	150,758	50,253	34
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.500	0.470	40,367	13,456	75
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.470	0.975	60,134	20,045	40
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	38

풍화토	185,549	61,850	0.975	0.650	150,758	50,253	18

*** 붕괴방지수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , 매립층 , 퇴적층(자갈층)]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.700	0.950	11,936	3,979	87 116
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.950	13,745	4,582	88 115
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.675	11,755	3,918	89 114
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.675	9,766	3,255	90 TO 98 105 TO 113
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.738	10,218	3,406	99 104
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.738	0.738	10,670	3,557	100 103
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.738	0.450	8,590	2,863	101 102
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.450	1.075	14,500	4,833	131 155
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	1.075	0.730	17,162	5,721	132 154
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.730	0.730	13,882	4,627	133 TO 141 145 TO 153
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.730	1.050	16,925	5,642	142 144
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	1.050	1.050	19,967	6,656	143

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화토]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화토	32,254	10,751	0.700	0.950	26,610	8,870	1 34
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.950	30,642	10,214	2 33
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.100	16,933	5,644	3 32
풍화토	32,254	10,751	0.100	0.250	5,644	1,881	4 31
풍화토	32,254	10,751	0.250	0.640	14,353	4,784	5 30
풍화토	32,254	10,751	0.640	0.640	20,643	6,881	6to14 21to29
풍화토	32,254	10,751	0.640	0.738	22,215	7,405	15 20
풍화토	32,254	10,751	0.738	0.738	23,787	7,929	16 19
풍화토	32,254	10,751	0.738	0.700	23,183	7,728	17 18
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.800	0.375	11,172	3,724	44 74
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.375	0.200	5,467	1,822	45 73
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.200	0.300	4,754	1,585	46 72
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.300	0.660	9,128	3,043	47 71
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.660	0.660	12,551	4,184	48to56 62to70
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.660	0.575	11,743	3,914	57 61
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.640	0.738	13,098	4,366	58to60

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.450	0.550	16,256	5,419	131
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.550	0.400	15,443	5,148	129
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.400	13,005	4,335	126
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.280	11,054	3,685	124
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.280	0.400	11,054	3,685	122
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.400	13,005	4,335	120

퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.550	15,443	5,148	117
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.550	0.650	19,507	6,502	101
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.650	0.975	26,416	8,805	87
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	85
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.620	25,928	8,643	78
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.620	0.620	20,157	6,719	76
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.620	0.975	25,928	8,643	41
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	35
풍화토	72,480	24,160	0.975	0.650	58,890	19,630	1
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.500	0.470	15,768	5,256	43
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.470	0.975	23,490	7,830	39
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	37
풍화토	72,480	24,160	0.975	0.650	58,890	19,630	17

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.450	0.550	16,256	5,419	155
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.550	0.400	15,443	5,148	130
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.400	13,005	4,335	127
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.280	11,054	3,685	125
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.280	0.400	11,054	3,685	123
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.400	13,005	4,335	121
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.550	15,443	5,148	118
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.550	0.650	19,507	6,502	102
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.650	0.975	26,416	8,805	116
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	86
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.620	25,928	8,643	79
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.620	0.620	20,157	6,719	77
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.620	0.975	25,928	8,643	42
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	36
풍화토	72,480	24,160	0.975	0.650	58,890	19,630	34
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.500	0.470	15,768	5,256	75
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.470	0.975	23,490	7,830	40
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	38
풍화토	72,480	24,160	0.975	0.650	58,890	19,630	18

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.13 = 0.074 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.13 = 0.182 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

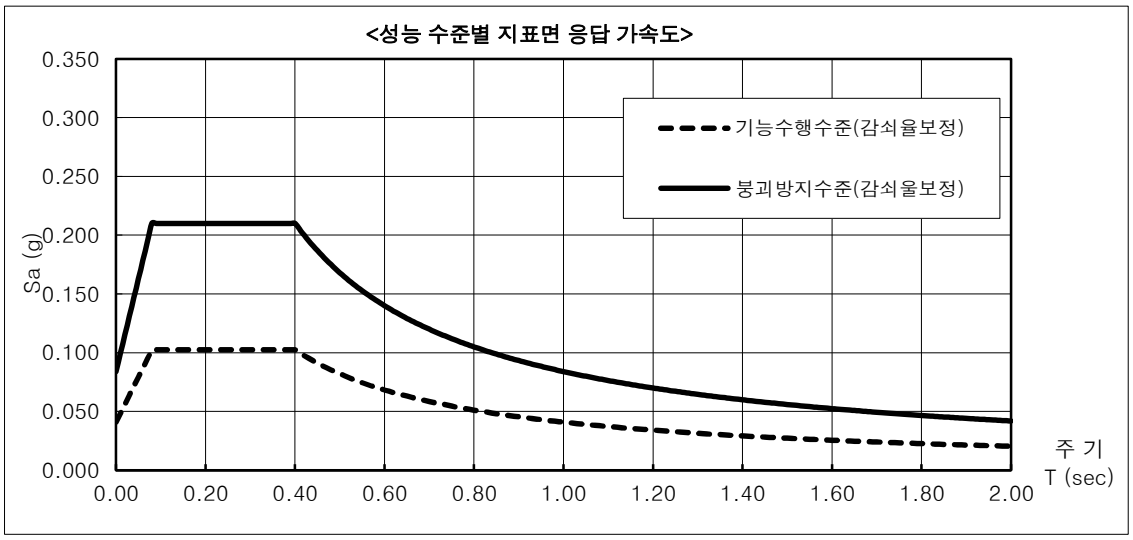
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

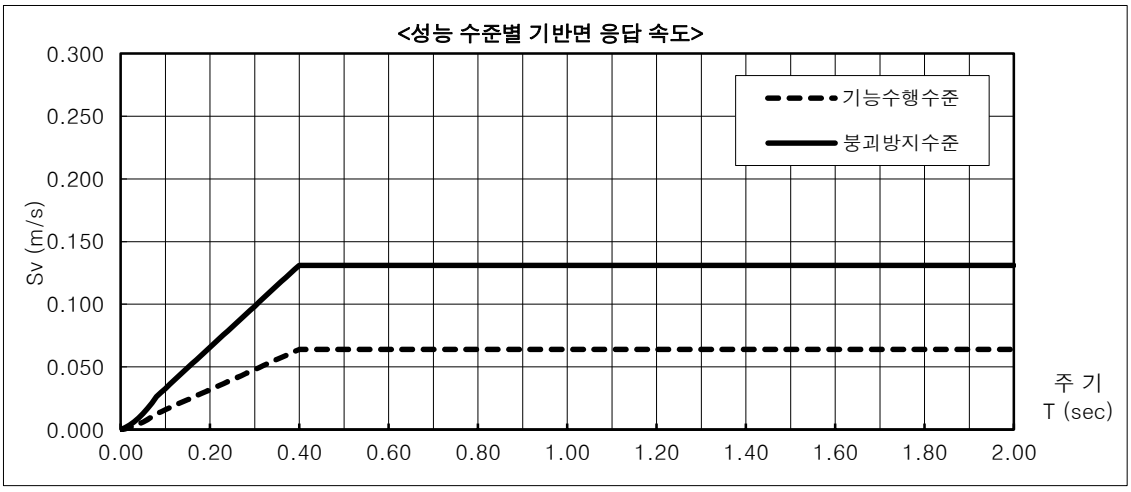
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.400	매립층	-	156	0.036
9.100	퇴적층(자갈층)	-	289	0.126
18.000	풍화토	-	424	0.170
1.500	풍화암	-	631	0.010
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.342

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.342 = 0.43 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.095 g = 0.936 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.400	매립층	-	156	0.036
9.100	퇴적층(자갈층)	-	289	0.126
18.000	풍화토	-	424	0.170
1.500	풍화암	-	631	0.010
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.342

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.342 = 0.43 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.195 g = 1.917 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

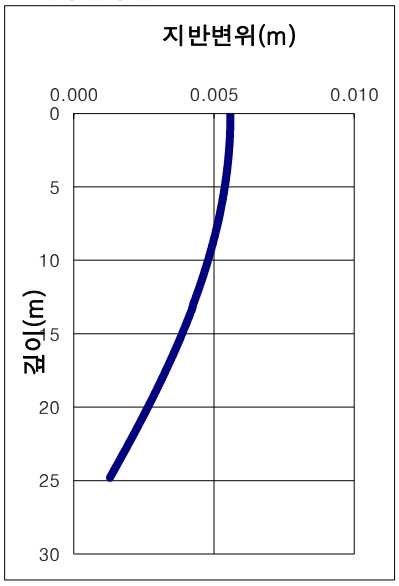
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.9 m, H_1 = 28.5 m, H_2 = 1.5 m, γ_1 = 19.6, γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 368 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.54

ω_0 = 19.935 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.870 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.43 sec

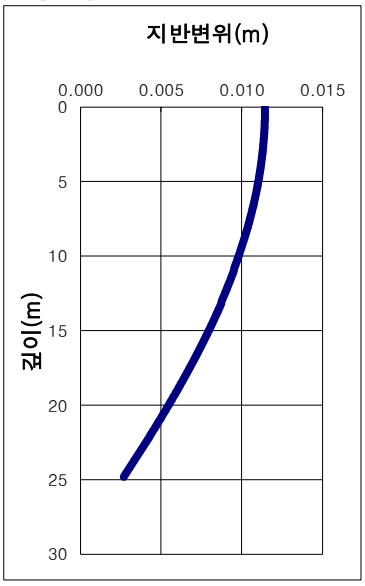
$U(Z_U)$=U(Z=3.170m)

= 0.005501 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.870m)

= 0.004570 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.870 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.43 sec

$U(Z_U)$=U(Z=3.170m)

= 0.011265 m

$U(Z_B)$=J(Z=11.290m

= 0.009358 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

* 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 12,346 \times 0.005501 = \mathbf{67.917}\ kN/m^2$ (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 4,823 \times 0.011265 = \mathbf{54.329}\ kN/m^2$ (붕괴방지수준)

* 측벽에 작용하는 지반변위하중

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	131	3.170	0.005501	0.004570	0.000931	83,231	77.522
	129	3.720	0.005470	0.004570	0.000901	83,231	74.949
	126	4.120	0.005445	0.004570	0.000875	83,231	72.824
	124	4.520	0.005417	0.004570	0.000847	83,231	70.485
	122	4.800	0.005395	0.004570	0.000826	83,231	68.722
	120	5.200	0.005363	0.004570	0.000793	83,231	66.023
	117	5.600	0.005328	0.004570	0.000758	83,231	63.115
	101	6.150	0.005276	0.004570	0.000706	83,231	58.776
	87	6.150	0.005276	0.004570	0.000706	83,231	58.776
	85	7.125	0.005172	0.004570	0.000602	83,231	50.127
	78	8.100	0.005054	0.004570	0.000484	83,231	40.275
	76	8.720	0.004971	0.004570	0.000401	83,231	33.397
	41	9.340	0.004883	0.004570	0.000313	83,231	26.052
	35	10.315	0.004733	0.004570	0.000163	83,231	13.576
	1	11.290	0.004570	0.004570	0.000000	185,549	0.000
	43	8.870	0.004950	0.004570	0.000380	83,231	31.663
	39	9.340	0.004883	0.004570	0.000313	83,231	26.052
	37	10.315	0.004733	0.004570	0.000163	83,231	13.576
	17	11.290	0.004570	0.004570	0.000000	185,549	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	155	3.170	0.005501	0.004570	0.000931	83,231	77.522
	130	3.720	0.005470	0.004570	0.000901	83,231	74.949
	127	4.120	0.005445	0.004570	0.000875	83,231	72.824
	125	4.520	0.005417	0.004570	0.000847	83,231	70.485
	123	4.800	0.005395	0.004570	0.000826	83,231	68.722
	121	5.200	0.005363	0.004570	0.000793	83,231	66.023
	118	5.600	0.005328	0.004570	0.000758	83,231	63.115
	102	6.150	0.005276	0.004570	0.000706	83,231	58.776
	116	6.150	0.005276	0.004570	0.000706	83,231	58.776
	86	7.125	0.005172	0.004570	0.000602	83,231	50.127

행 수 준	79	8.100	0.005054	0.004570	0.000484	83,231	40.275
	77	8.720	0.004971	0.004570	0.000401	83,231	33.397
	42	9.340	0.004883	0.004570	0.000313	83,231	26.052
	36	10.315	0.004733	0.004570	0.000163	83,231	13.576
	34	11.290	0.004570	0.004570	0.000000	185,549	0.000
	75	8.870	0.004950	0.004570	0.000380	83,231	31.663
	40	9.340	0.004883	0.004570	0.000313	83,231	26.052
	38	10.315	0.004733	0.004570	0.000163	83,231	13.576
	18	11.290	0.004570	0.004570	0.000000	185,549	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕 괴 방 지 수 준	131	3.170	0.011265	0.009358	0.001907	32,512	62.012
	129	3.720	0.011202	0.009358	0.001844	32,512	59.954
	126	4.120	0.011150	0.009358	0.001792	32,512	58.253
	124	4.520	0.011092	0.009358	0.001734	32,512	56.383
	122	4.800	0.011049	0.009358	0.001691	32,512	54.972
	120	5.200	0.010982	0.009358	0.001624	32,512	52.813
	117	5.600	0.010911	0.009358	0.001553	32,512	50.487
	101	6.150	0.010804	0.009358	0.001446	32,512	47.016
	87	6.150	0.010804	0.009358	0.001446	32,512	47.016
	85	7.125	0.010591	0.009358	0.001233	32,512	40.097
	78	8.100	0.010349	0.009358	0.000991	32,512	32.217
	76	8.720	0.010180	0.009358	0.000822	32,512	26.715
	41	9.340	0.009999	0.009358	0.000641	32,512	20.840
	35	10.315	0.009692	0.009358	0.000334	32,512	10.860
	1	11.290	0.009358	0.009358	0.000000	72,480	0.000
	43	8.870	0.010137	0.009358	0.000779	32,512	25.328
	39	9.340	0.009999	0.009358	0.000641	32,512	20.840
	37	10.315	0.009692	0.009358	0.000334	32,512	10.860
	17	11.290	0.009358	0.009358	0.000000	72,480	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
	155	3.170	0.011265	0.009358	0.001907	32,512	62.012
	130	3.720	0.011202	0.009358	0.001844	32,512	59.954
	127	4.120	0.011150	0.009358	0.001792	32,512	58.253
	125	4.520	0.011092	0.009358	0.001734	32,512	56.383
	123	4.800	0.011049	0.009358	0.001691	32,512	54.972

붕괴방지수준	121	5.200	0.010982	0.009358	0.001624	32,512	52.813
	118	5.600	0.010911	0.009358	0.001553	32,512	50.487
	102	6.150	0.010804	0.009358	0.001446	32,512	47.016
	116	6.150	0.010804	0.009358	0.001446	32,512	47.016
	86	7.125	0.010591	0.009358	0.001233	32,512	40.097
	79	8.100	0.010349	0.009358	0.000991	32,512	32.217
	77	8.720	0.010180	0.009358	0.000822	32,512	26.715
	42	9.340	0.009999	0.009358	0.000641	32,512	20.840
	36	10.315	0.009692	0.009358	0.000334	32,512	10.860
	34	11.290	0.009358	0.009358	0.000000	72,480	0.000
	75	8.870	0.010137	0.009358	0.000779	32,512	25.328
	40	9.340	0.009999	0.009358	0.000641	32,512	20.840
	38	10.315	0.009692	0.009358	0.000334	32,512	10.860
	18	11.290	0.009358	0.009358	0.000000	72,480	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 5.359$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 18.606 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 11.983$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 4.287$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 14.884 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 9.585$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 5.359$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 8.212 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 6.786 kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\ \sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 4.287 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right)$$ = 6.569 kN/m^2

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 5.428 kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 3.170 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.952 = 1.588 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.952 = 3.900 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 6.150 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.074 × 0.908 = 2.186 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.182 × 0.908 = 5.369 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 1.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.870 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.000 × 25.0 × 0.074 × 0.867 = 1.606 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.000 × 25.0 × 0.182 × 0.867 = 3.945 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 11.290 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.074 × 0.831 = 2.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.182 × 0.831 = 4.913 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 좌측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1−0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
접합부 상단	131	3.170	0.900	25.0	0.074	0.182	0.952	1.588	3.900
	129	3.720	0.900	25.0	0.074	0.182	0.944	1.574	3.866
	126	4.120	0.900	25.0	0.074	0.182	0.938	1.564	3.842
	124	4.520	0.900	25.0	0.074	0.182	0.932	1.554	3.817
	122	4.800	0.900	25.0	0.074	0.182	0.928	1.547	3.800
	120	5.200	0.900	25.0	0.074	0.182	0.922	1.537	3.776
	117	5.600	0.900	25.0	0.074	0.182	0.916	1.527	3.751

	101	6.150	0.900	25.0	0.074	0.182	0.908	1.513	3.717
접합부내측	83	7.125	0.550	25.0	0.074	0.182	0.893	0.910	2.235
	81	7.895	0.550	25.0	0.074	0.182	0.882	0.898	2.206
	43	8.870	0.550	25.0	0.074	0.182	0.867	0.883	2.170
접합부 하단	43	8.870	1.400	25.0	0.074	0.182	0.867	2.248	5.522
	39	9.340	1.400	25.0	0.074	0.182	0.860	2.230	5.478
	37	10.315	1.400	25.0	0.074	0.182	0.845	2.192	5.384
	17	11.290	1.400	25.0	0.074	0.182	0.831	2.154	5.291
외측부	87	6.150	1.400	25.0	0.074	0.182	0.908	2.354	5.782
	85	7.125	1.400	25.0	0.074	0.182	0.893	2.316	5.689
	78	8.100	1.400	25.0	0.074	0.182	0.879	2.278	5.596
	76	8.720	1.400	25.0	0.074	0.182	0.869	2.254	5.537
	41	9.340	1.400	25.0	0.074	0.182	0.860	2.230	5.478
	35	10.315	1.400	25.0	0.074	0.182	0.845	2.192	5.384
	1	11.290	1.400	25.0	0.074	0.182	0.831	2.154	5.291

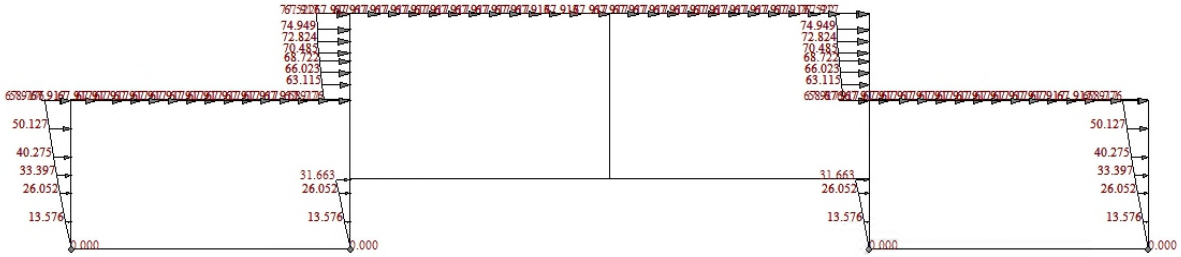
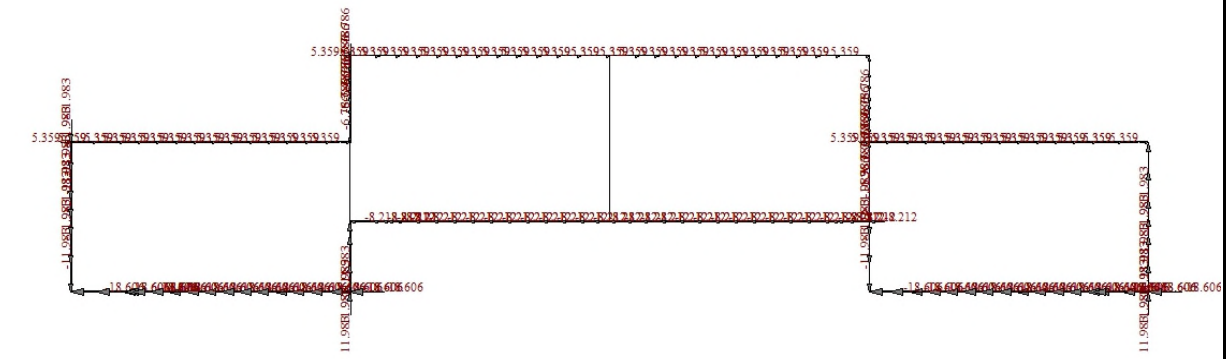
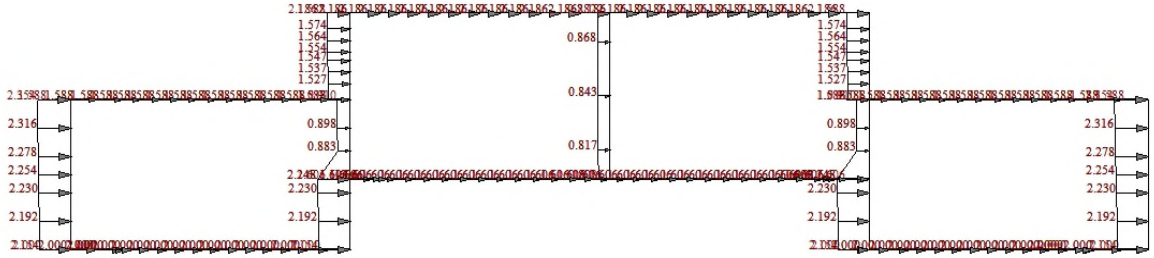
- 우측벽체 관성력

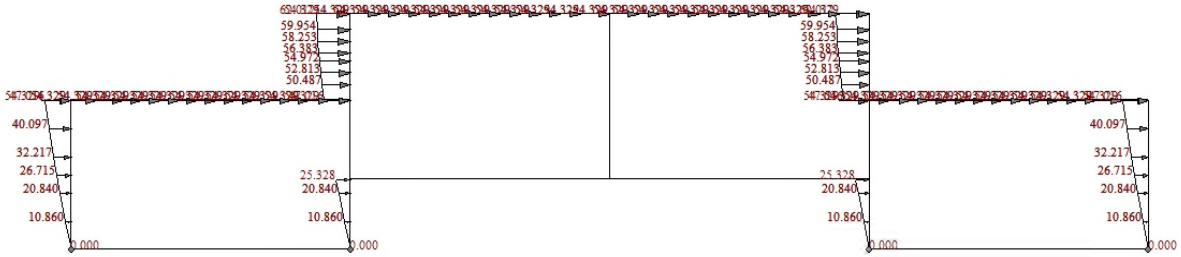
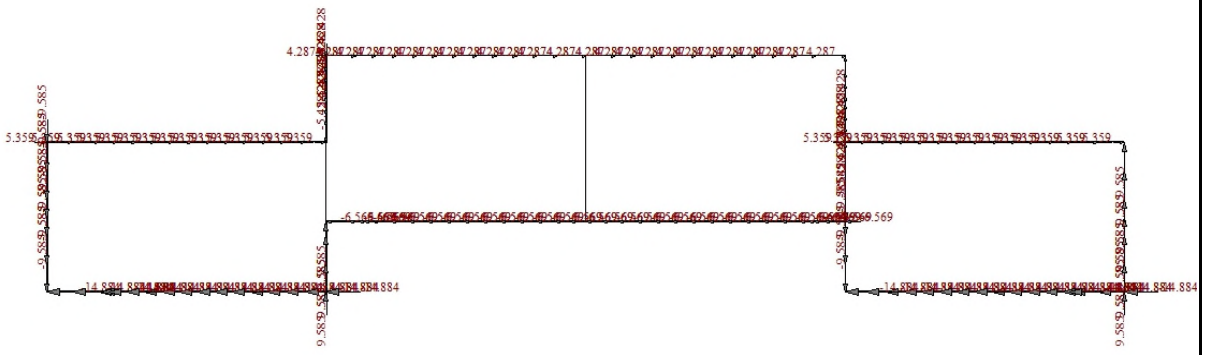
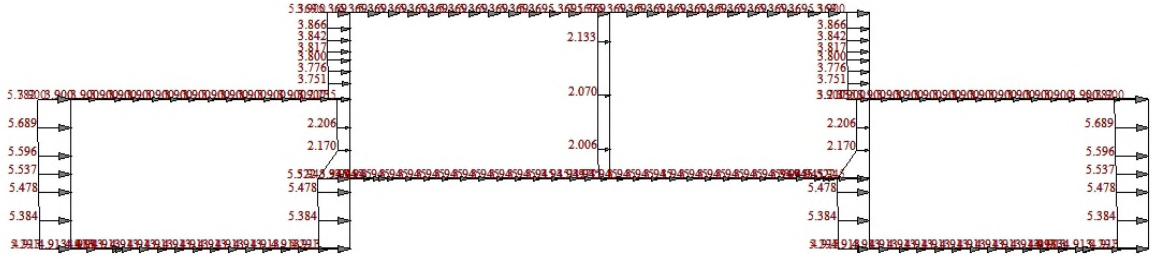
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
접합부 상단	155	3.170	0.900	25.0	0.074	0.182	0.952	1.588	3.900
	130	3.720	0.900	25.0	0.074	0.182	0.944	1.574	3.866
	127	4.120	0.900	25.0	0.074	0.182	0.938	1.564	3.842
	125	4.520	0.900	25.0	0.074	0.182	0.932	1.554	3.817
	123	4.800	0.900	25.0	0.074	0.182	0.928	1.547	3.800
	121	5.200	0.900	25.0	0.074	0.182	0.922	1.537	3.776
	118	5.600	0.900	25.0	0.074	0.182	0.916	1.527	3.751
	102	6.150	0.900	25.0	0.074	0.182	0.908	1.513	3.717
접합부내측	84	7.125	0.550	25.0	0.074	0.182	0.893	0.910	2.235
	82	7.895	0.550	25.0	0.074	0.182	0.882	0.898	2.206
	75	8.870	0.550	25.0	0.074	0.182	0.867	0.883	2.170
접합부 하단	75	8.870	1.400	25.0	0.074	0.182	0.867	2.248	5.522
	40	9.340	1.400	25.0	0.074	0.182	0.860	2.230	5.478
	38	10.315	1.400	25.0	0.074	0.182	0.845	2.192	5.384
	18	11.290	1.400	25.0	0.074	0.182	0.831	2.154	5.291
외측부	116	6.150	1.400	25.0	0.074	0.182	0.908	2.354	5.782
	86	7.125	1.400	25.0	0.074	0.182	0.893	2.316	5.689
	79	8.100	1.400	25.0	0.074	0.182	0.879	2.278	5.596
	77	8.720	1.400	25.0	0.074	0.182	0.869	2.254	5.537
	42	9.340	1.400	25.0	0.074	0.182	0.860	2.230	5.478
	36	10.315	1.400	25.0	0.074	0.182	0.845	2.192	5.384
	34	11.290	1.400	25.0	0.074	0.182	0.831	2.154	5.291

- 중앙벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
중앙벽체	143	3.170	0.500	25.0	0.074	0.182	0.952	0.882	2.167
	128	4.170	0.500	25.0	0.074	0.182	0.937	0.868	2.133
	119	6.020	0.500	25.0	0.074	0.182	0.910	0.843	2.070
	80	7.870	0.500	25.0	0.074	0.182	0.882	0.817	2.006
	59	8.870	0.500	25.0	0.074	0.182	0.867	0.803	1.972

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

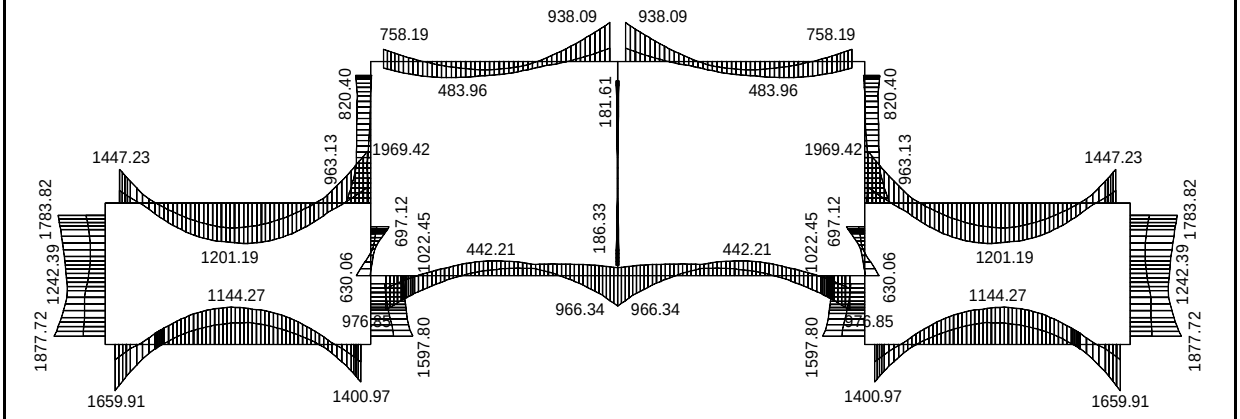
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

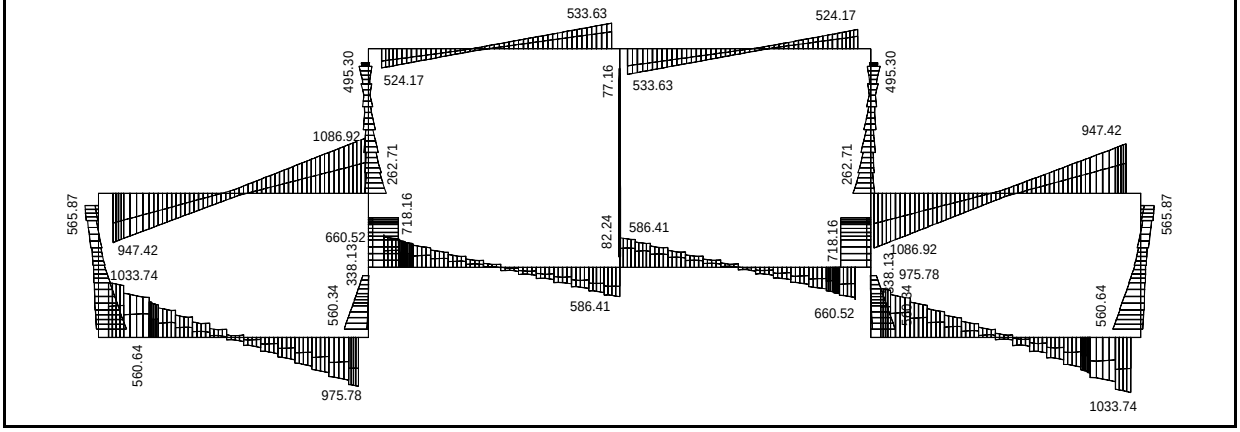
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	

6. 단면력도

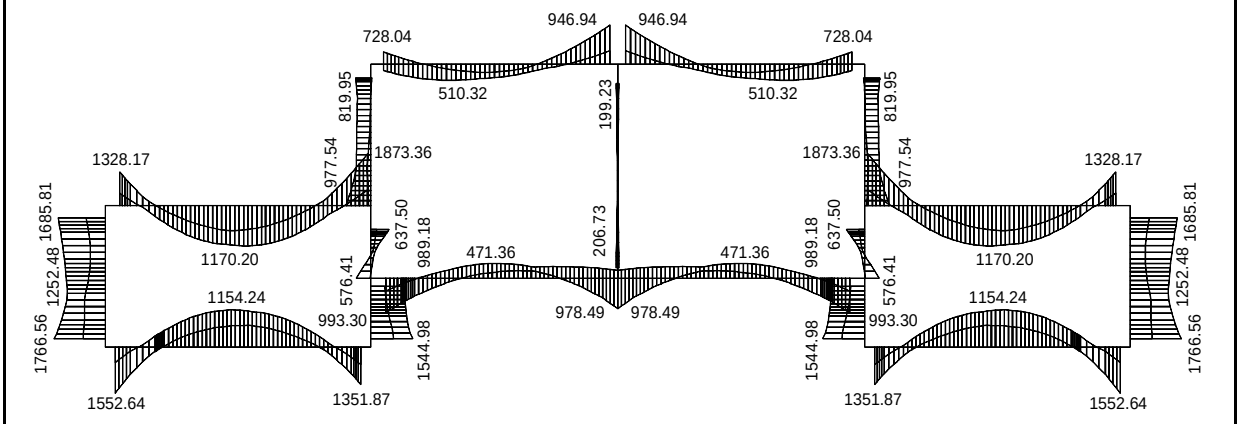
기능수행수준 – 모멘트도(B.M.D)



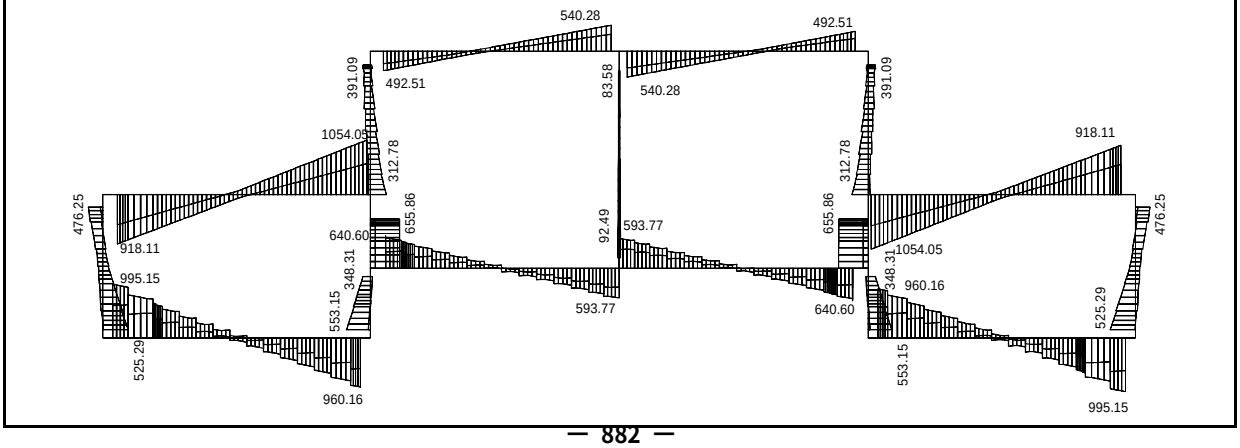
기능수행수준 – 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 – 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 – 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	91	I[87]	1447.230	-	710.800	-
	램프중앙부	97	I[93]	1187.570	-	-	-
	램프접합부	104	J[101]	1969.420	-	834.800	-
	본선접합부	135	I[131]	758.190	-	449.220	-
	본선중앙부	138	I[134]	438.970	-	-	-
	중앙벽체부	146	J[143]	938.090	-	455.580	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1659.910	-	704.190	-
	램프중앙부	9	I[9]	1144.220	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1400.970	-	723.560	-
	본선접합부	45	I[43]	976.850	-	557.180	-
	본선중앙부	53	J[52]	433.650	-	-	-
	중앙벽체부	60	J[59]	966.340	-	426.270	-
	램프측구	4	J[5]	696.140	-	673.520	-
	본선측구	48	I[46]	582.050	-	523.000	-

7.1.2 벽체

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	88	J[87]	1783.820	525.910	416.620	
		P_{max}	88	I[85]	278.390	1047.240	416.620	
	중앙 부모멘트	M_{max}	43	I[41]	1323.090	707.730	-	
		P_{max}	43	I[41]	447.690	1071.550	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	1877.720	770.000	366.800	
		P_{max}	33	I[1]	440.460	1149.830	366.800	
접합부 상단 벽체	상단	M_{max}	133	J[131]	820.400	195.970	355.800	
		P_{max}	133	I[129]	146.380	589.740	355.800	
	하단	M_{max}	119	I[101]	963.130	276.840	301.940	
		P_{max}	119	I[101]	145.080	637.620	301.940	
접합부 하단 벽체	상단	M_{max}	41	I[39]	1022.450	996.750	338.130	
		P_{max}	41	I[39]	1022.450	996.750	338.130	
	하단	M_{max}	35	I[17]	1597.800	1114.230	474.810	
		P_{max}	35	I[17]	1597.800	1114.230	474.810	
접합부 중간 벽체	상단	M_{max}	86	J[101]	697.120	1514.490	718.160	
		P_{max}	86	I[83]	625.320	1528.290	718.160	
	하단	M_{max}	80	I[43]	630.060	981.570	721.250	
		P_{max}	80	I[43]	264.590	1553.000	721.250	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	132	J[143]	181.610	1080.630	77.160	
		P_{max}	132	I[128]	158.520	1095.340	77.160	
	하단	M_{max}	79	I[59]	186.330	1164.480	82.240	
		P_{max}	79	I[59]	186.330	1164.480	82.240	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	91	I[87]	1328.170	-	686.000	-
	램프중앙부	97	I[93]	1162.190	-	-	-
	램프접합부	104	J[101]	1873.360	-	808.230	-
	본선접합부	135	I[131]	728.040	-	424.700	-
	본선중앙부	138	I[134]	457.370	-	-	-
	중앙벽체부	146	J[143]	946.940	-	463.430	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1552.640	-	671.160	-
	램프중앙부	9	I[9]	1154.240	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1351.870	-	713.880	-
	본선접합부	45	I[43]	993.300	-	546.500	-
	본선중앙부	53	J[52]	459.450	-	-	-
	중앙벽체부	60	J[59]	978.490	-	434.720	-
	램프측구	4	J[5]	657.410	-	641.870	-
	본선측구	48	I[46]	606.520	-	513.590	-

8.1.2 벽체

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	88	J[87]	1685.810	549.350	370.680	
		P_{max}	88	I[85]	325.290	1030.820	370.680	
	중앙 부모멘트	M_{max}	43	I[41]	1264.860	701.070	-	
		P_{max}	43	I[41]	505.920	1078.210	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	1766.560	1596.100	327.280	
		P_{max}	33	I[1]	551.620	1123.920	327.280	
접합부 상단 벽체	상단	M_{max}	133	J[131]	819.950	227.050	320.640	
		P_{max}	133	I[129]	141.680	560.900	320.640	
	하단	M_{max}	119	I[101]	977.540	295.370	309.430	
		P_{max}	119	I[101]	130.670	619.090	309.430	
접합부 하단 벽체	상단	M_{max}	41	J[43]	989.180	970.090	348.310	
		P_{max}	41	I[39]	968.480	993.950	348.310	
	하단	M_{max}	35	I[17]	1544.980	1097.830	476.430	
		P_{max}	35	I[17]	1544.980	1097.830	476.430	
접합부 중간 벽체	상단	M_{max}	86	J[101]	637.500	1500.110	655.860	
		P_{max}	86	I[83]	571.920	1513.910	655.860	
	하단	M_{max}	80	I[43]	576.410	995.950	661.300	
		P_{max}	80	I[43]	210.940	1538.620	661.300	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	132	J[143]	199.230	1080.630	83.580	
		P_{max}	132	I[128]	174.250	1095.340	83.580	
	하단	M_{max}	79	I[59]	206.730	1164.480	92.490	
		P_{max}	79	I[59]	206.730	1164.480	92.490	

국회대로 지하차도

STA.0+579.000

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 처짐검토
16. 지지력검토
17. 신축이음부 검토
18. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 5.500 m	GL -1.000m	풍화토	60MPa	지반조사보고서 참고

(실제토피 H = 5.310 m)

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

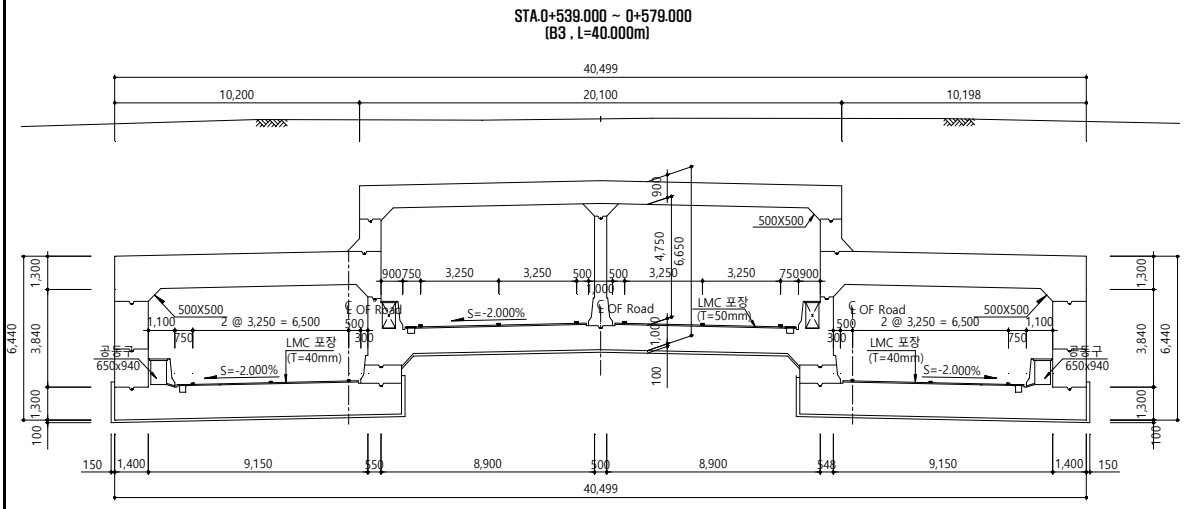
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

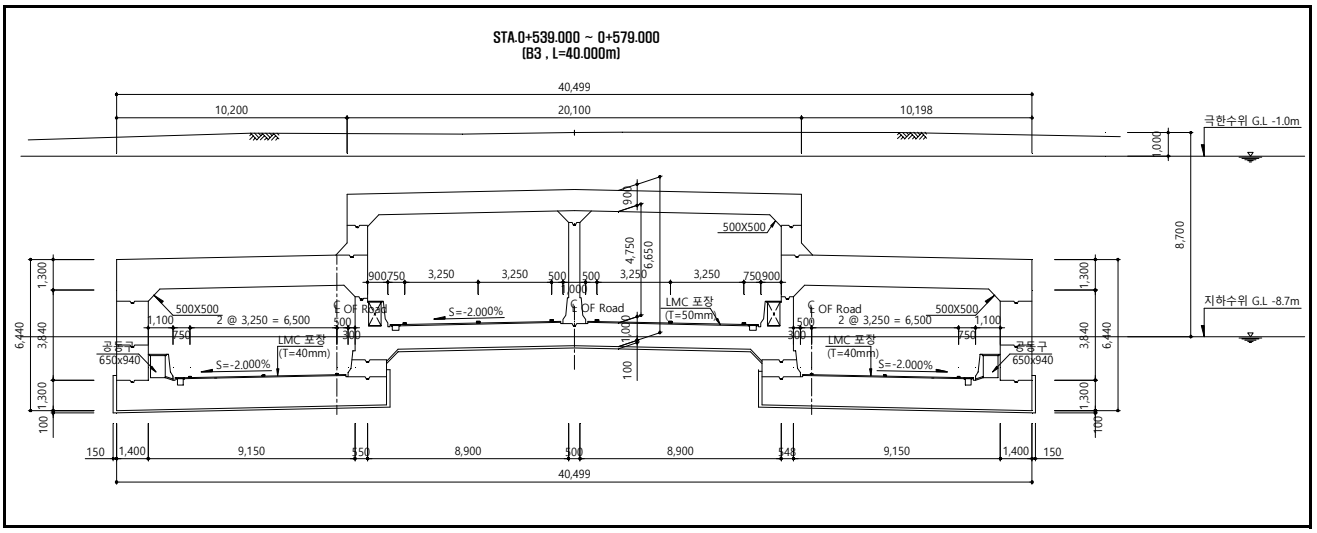
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


STA.0+539.000 ~ 0+579.000
(B3 , L=40.000m)
40,499
10,200
20,100
10,198
500X500
900
4,750
6,650
1,300
3,840
6,440
100
900
750
3,250
3,250
500
500
3,250
3,250
750
900
1,000
1,000
100
500X500
1,100
2 @ 3,250 = 6,500
500
750
300
℄ OF Road
S=-2.000%
LMC 포장
(T=50mm)
LMC 포장
(T=40mm)
S=-2.000%
배수구
650x940
150
1,400
9,150
550
8,900
500
8,900
548
9,150
1,400
150
40,499

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	239.000	1,834.250	지하수위를 4.117m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -8.7m)	885.580	6,398.422	F.S = 7.225 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	4,004.080	6,691.067	F.S = 1.671 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 11.940 m

3.2.2 부력 작용폭 : 40.500 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 23.900 m = 239.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 16.600 m = 166.000 Hw kN/m

= 405.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1834.250 + 0.000 + 0.000 = 1834.250 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 램프 하부슬래브

(1.300 × 23.900)× 25.000 = 776.750 kN/m

② 벽 체

외측벽체

(1.400 × 3.840)× 2 EA × 25.000 = 268.800 kN/m

접합부 벽체-하단

(1.400 × 1.270)× 2 EA × 25.000 = 88.900 kN/m

접합부 벽체-중간

(0.550 × 1.570)× 2 EA × 25.000 = 43.175 kN/m

접합부 벽체-상단

(0.900 × 1.880)× 2 EA × 25.000 = 84.600 kN/m

③ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 3.308 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 1.629 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.766 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 5.145 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 2.058 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.919 kN/m

소 계 = 1276.050 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 본선 하부슬래브

(1.000 × 19.400)× 25.000 = 485.000 kN/m

② 벽 체

중앙부 벽체

(0.500 × 4.750)× 1 EA × 25.000 = 59.375 kN/m

③ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 3.308 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 1.629 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.766 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 5.145 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 2.058 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.919 kN/m

소 계 = 558.200 kN/m

TOTAL = 1834.250 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1834.250}{405.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 4.117\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 4.117m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하 수위 : G.L-8.7m)

3.3.1 굴착고 : 11.940 m

3.3.2 부력 작용폭 : 40.500 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 3.240 × 23.900 = 774.360 KN/m

10.000 × 0.670 × 16.600 = 111.220 KN/m

= 885.580 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3033.000 + 3260.826 + 104.596 = 6398.422 KN/m

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1276.050 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(1.300 × 22.200)× 25.000 = 721.500 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 4 EA × 25.000 = 12.500 kN/m

소 계 = 2010.050 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 558.200 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(0.900 × 20.100)× 25.000 = 452.250 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 4 EA × 25.000 = 12.500 kN/m

소 계 = 1022.950 kN/m

TOTAL = 3033.000 kN/m

(3) W3 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 20.400)× 23.000 = 211.140 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (5.050 × 20.400)× 19.000 = 1957.380 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.400)× 20.000 = 0.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (2.720 × 20.100)× 19.000 = 1038.768 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.100)× 20.000 = 0.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

③ 방수몰탈

(0.050 × 40.500)× 21.500 = 43.538 kN/m

TOTAL = 3260.826 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 5.500 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 5.500 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 5.500 × 0.000)× tan 20° = 104.596 kN/m

3.3.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{6398.422}{885.580} = 7.225 \geq 1.200 \quad \therefore O.K$$

3.4 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L - 1.000 m)

3.4.1 굴착고 : 11.940 m

3.4.2 부력 작용폭 : 40.500 m

3.4.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 10.940 × 23.900 = 2614.660 KN/m

10.000 × 8.370 × 16.600 = 1389.420 KN/m

= 4004.080 KN/m

3.4.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3033.000 + 3586.638 + 71.429 = 6691.067 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 실수위시부력검토 구체자중 = 3033.000 KN/m

TOTAL = 3033.000 kN/m

(2) W_2 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 22.200)× 23.000 = 229.770 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (0.550 × 22.200)× 19.000 = 231.990 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (4.500 × 22.200)× 20.000 = 1998.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (1.000 × 20.100)× 19.000 = 381.900 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (1.720 × 20.100)× 20.000 = 691.440 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

③ 방수몰탈

(0.050 × 40.500)× 21.500 = 43.538 kN/m

TOTAL = 3586.638 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi =$ 1 − sin = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 1.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 4.500 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 30.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 1.000 ² + 10.0 × 4.500 ²

+ 2 × 19.0 × 1.000 × 4.500)× tan 20° = 71.429 kN/m

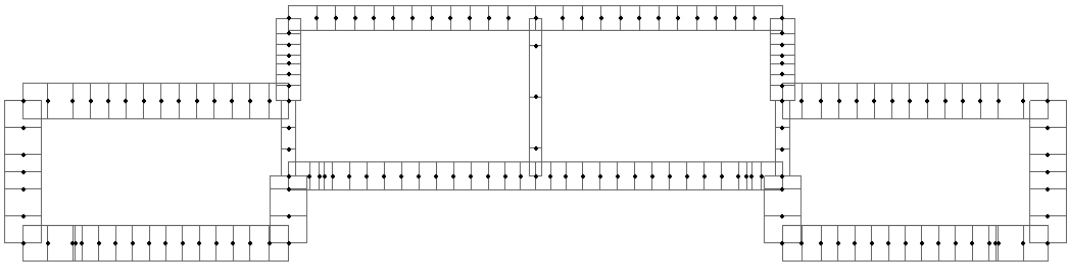
3.4.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{6691.067}{4004.080} = 1.671 \geq 1.050$$ ∴ O.K

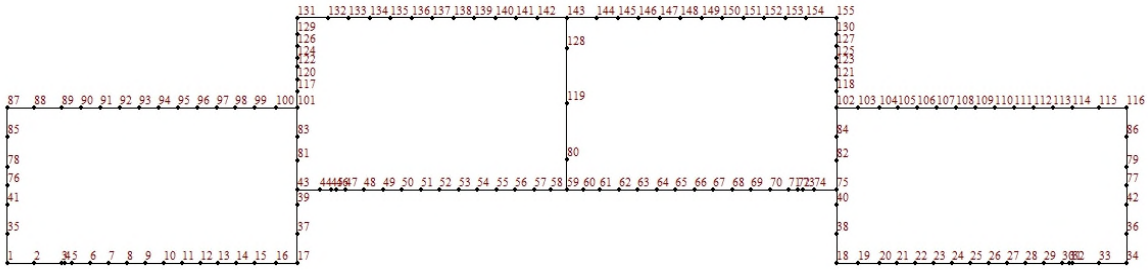
4. 해석모델링

4.1 Modeling

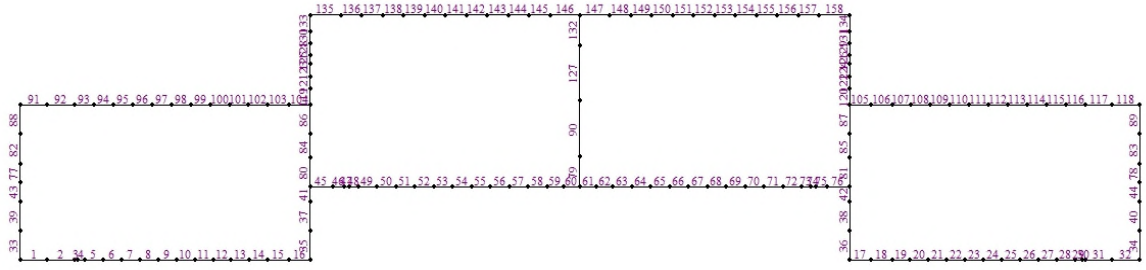
모델링



절점번호



부재번호



4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 상부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 상부슬래브
	3	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 하부슬래브
	4	1.000	1.000	1.000	0.0833333	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	1.400	1.400	0.2286667	램프 외측 벽체
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	접합부 벽체 상단
	3	0.875	0.550	0.481	0.0121315	접합부 벽체 하단

4.3 강역산정

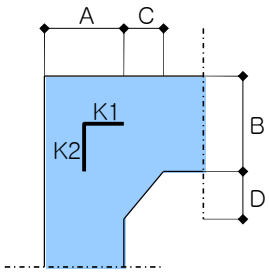
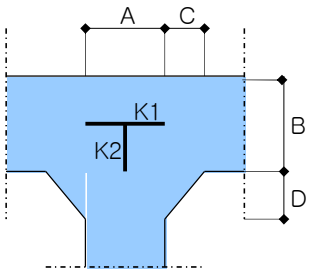
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

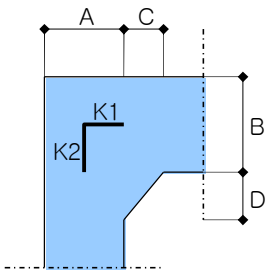
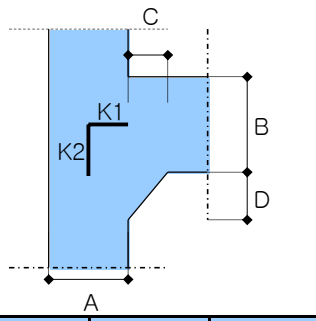
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

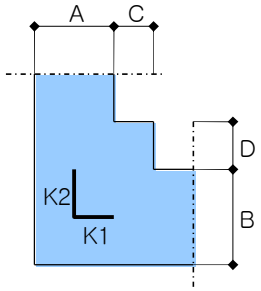
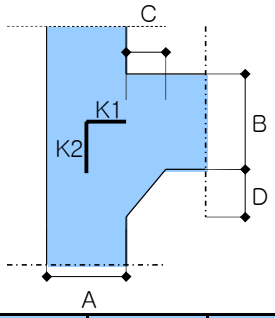
CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

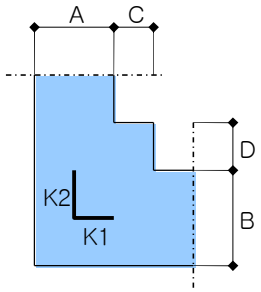
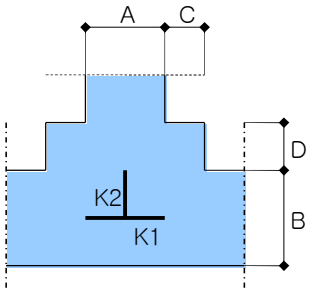
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	(단부)			(중앙부)		
상부슬래브(본선)						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.500	m	K1	0.300	m
	K2	0.500	m	K2	0.700	m

구분	(단부)			(중간단부 아래)		
상부슬래브(램프)						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.400	m	A	0.550	m
	B	1.300	m	B	1.300	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.550	m	K1	0.125	m
	K2	0.450	m	K2	0.875	m

구분	(단부)			(연결부)		
하부슬래브(램프)						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.400	m	A	1.400	m
	B	1.300	m	B	1.000	m
	C		m	C	0.500	m
	D		m	D	0.500	m
	Θ1		°	Θ1	45.000	°
	Θ2		°	Θ2	45.000	°
	K1	0.375	m	K1	0.700	m
	K2	0.300	m	K2	0.300	m

구분				(중앙부)		
하부슬래브(본선)						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A		m	A	0.500	m
	B		m	B	1.000	m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1		m	K1		m
	K2		m	K2	0.375	m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = (1 / 0.3)·α·E_0

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 60000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 60000 = 800000 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(23.90 × 23.90) = 23.90 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 800000 x (23.90 / 0.3) $^{-3/4}$ = 30,001 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.7000 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	24,751	1 34
2	(0.9500 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	28,501	2 33
3	(0.9500 + 0.1000) / 2 × 30,001	=	15,750	3 32
4	(0.1000 + 0.2500) / 2 × 30,001	=	5,250	4 31
5	(0.2500 + 0.6400) / 2 × 30,001	=	13,350	5 30
6	(0.6400 + 0.6400) / 2 × 30,001	=	19,200	6to14 21to29
7	(0.6400 + 0.7375) / 2 × 30,001	=	20,663	15 20
8	(0.7375 + 0.7375) / 2 × 30,001	=	22,126	16 19
9	(0.7375 + 0.7000) / 2 × 30,001	=	21,563	17 18

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(16.60 × 16.60) = 16.60 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (16.60 / 0.3) $^{-3/4}$ = 18,402 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8000 + 0.3750) / 2 × 18,402	=	10,811	44 74
2	(0.3750 + 0.2000) / 2 × 18,402	=	5,290	45 73
3	(0.2000 + 0.3000) / 2 × 18,402	=	4,600	46 72
4	(0.3000 + 0.6600) / 2 × 18,402	=	8,833	47 71
5	(0.6600 + 0.6600) / 2 × 18,402	=	12,145	48to56 62to70
6	(0.6600 + 0.5750) / 2 × 18,402	=	11,363	57 61
7	(0.5750 + 0.5750) / 2 × 18,402	=	10,581	58to60

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

6.2 활하중 ····· LC02~07

(1) 노면 활하중

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m²)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

D/B0 < 0.5		
D/B0	Pvl × D, kN/m2	비 고
0.1	17.000	* D/B0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B0 중노면활하중(Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

D/B_0 = 5.500 / 10.200 = 0.539

노면활하중 Pvl = 10.000 kN/㎡

노면활하중에 의한 측압 (hl) = 10.000 × 0.500 = 5 kN/㎡

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W_{L1}) ∴ W_{L1} = **10.000** kN/m^2

② 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (연직하중 - 지하수가 없을 경우) ····· LC8

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000 kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000 kN/m^2
· 토 사	:	2.670	×	19.00	=	50.730 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**61.805** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350 kN/m^2
· 토 사	:	5.000	×	19.00	=	95.000 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**106.425** kN/m^2

6.4 토압 (연직하중 - 지하수가 있는 경우 : GL -1.000 m) ····· LC9

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000	kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	1.000	×	19.00	=	19.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	1.670	×	10.00	=	16.700	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**46.775**	kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.550	×	19.00	=	10.450	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	4.450	×	10.00	=	44.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**66.375**	kN/m^2

6.5 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.45 × 23.00 + (2.72 + 0.90 / 2) × 19.0]
= **35.290** kN/m^2

· W_{h2} = 35.290 + 0.500 × [2.980 x 19.0] = **63.600** kN/m^2

· W_{h3} = 63.600 + 0.500 × [5.140 x 19.0] = **112.430** kN/m^2

· W_{h4} = 63.600 + 0.500 × [2.720 x 19.0] = **89.440** kN/m^2

· W_{h5} = 89.440 + 0.500 × [2.420 x 19.0] = **112.430** kN/m^2

6.6토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.45 × 23.00 + 0.55 × 19.00 + (1.72 + 0.90 / 2) × 10.0]
= **21.250** kN/m^2

· W_{h2} = 21.250 + 0.500 × [2.980 x 10.0] = **36.150** kN/m^2

· W_{h3} = 36.150 + 0.500 × [5.140 x 10.0] = **61.850** kN/m^2

· W_{h4} = 36.150 + 0.500 × [2.720 x 10.0] = **49.750** kN/m^2

· W_{h5} = 49.750 + 0.500 × [2.420 x 10.0] = **61.850** kN/m^2

6.7 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 상부슬래브 : 본선

· W_{w1} = (1.72 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **17.200** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프

· W_{w1} = (4.50 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **45.000** kN/m^2

③ 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{w1} = (2.72 + 6.650 - 1.00) × 10.0 = **83.700** kN/m^2

④ 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{w1} = (5.50 + 6.440 - 1.00) × 10.0 = **109.400** kN/m^2

6.8 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

- W_{w1} = (2.72 − 1.00 + 0.90 / 2) × 10.0 = 21.700 kN/m^2
- W_{w2} = 21.700 + (2.980) x 10.0 = 51.500 kN/m^2
- W_{w3} = 51.500 + (5.140) x 10.0 = 102.900 kN/m^2
- W_{w4} = 51.500 + (2.720) x 10.0 = 78.700 kN/m^2
- W_{w5} = 78.700 + (2.420) x 10.0 = 102.900 kN/m^2

6.9 건조수축 : − 15℃ (상부슬래브만 재하) ····· LC14

건조수축률 ε = 0.00015

온도선팽창계수 α = 0.00001

6.10 부등침하 : ····· LC15

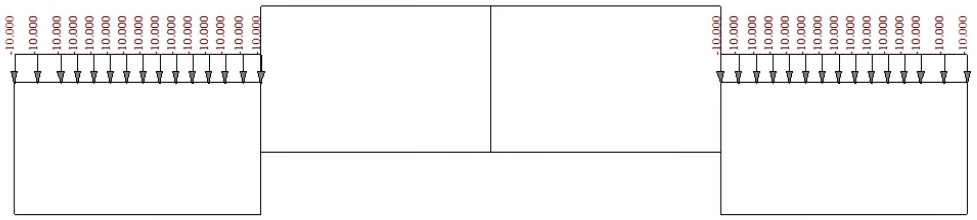
부등 침하량 차이 δ = 3.47mm 지반조사보고서 참조

7. 하중재하도

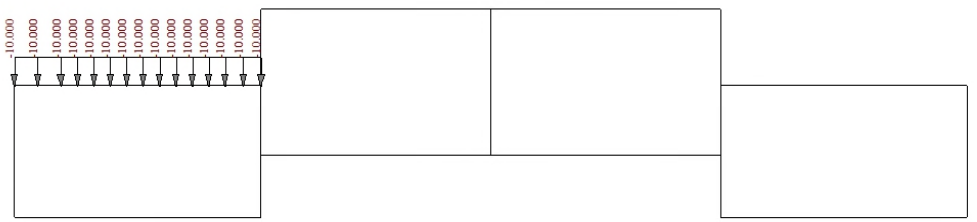
LC1. 고정하중(자중)

프로그램내에서 자동 계산

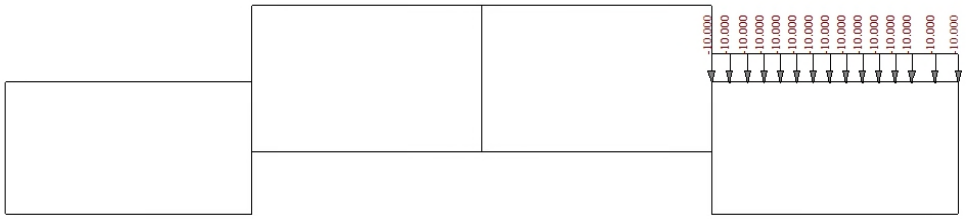
LC2. 활하중(연직하중 만재하시)



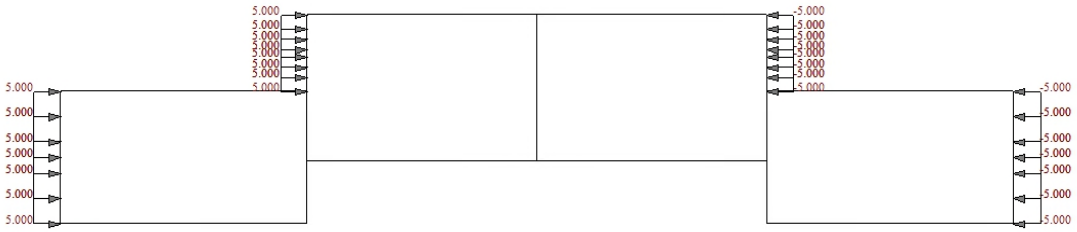
LC3. 활하중(연직하중 좌측편재하시)



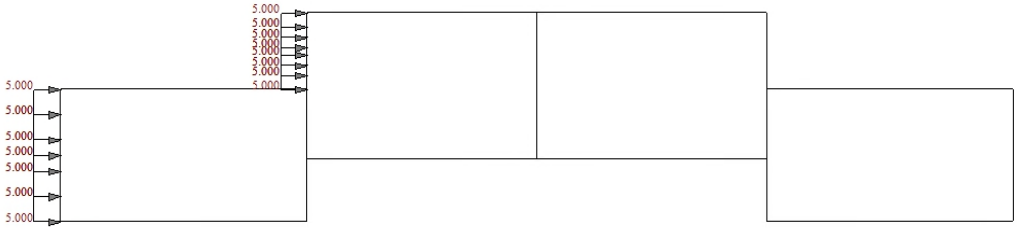
LC4. 활하중(연직하중 우측편재하시)



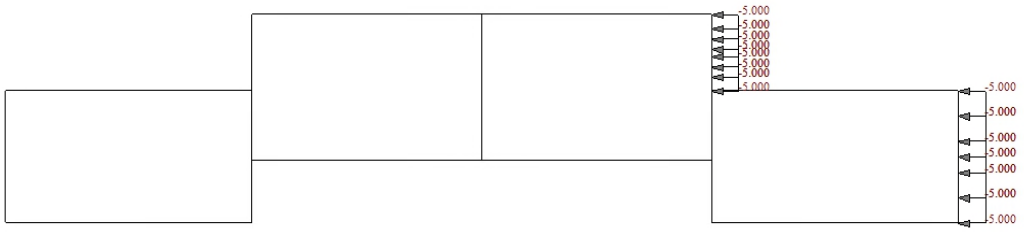
LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



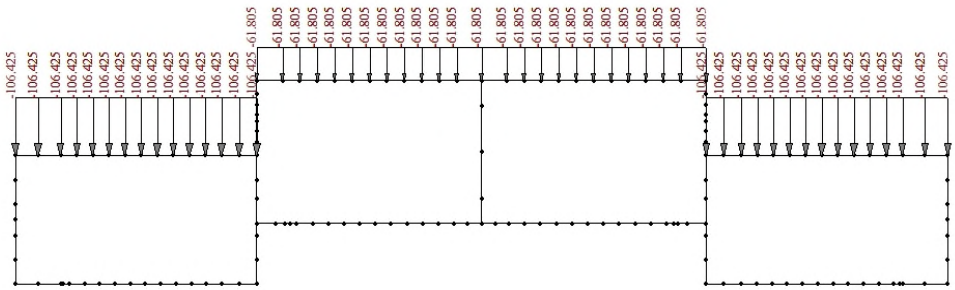
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



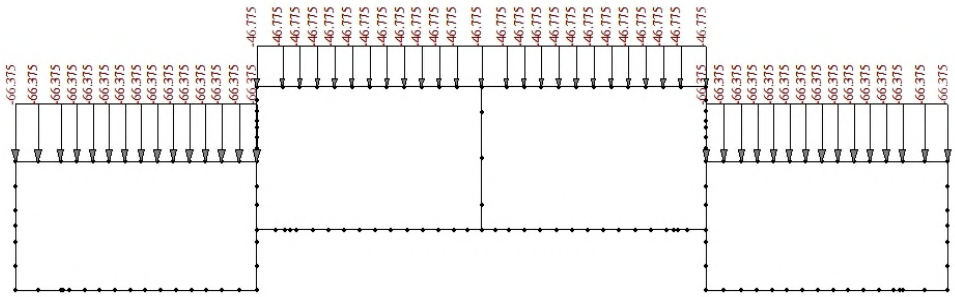
LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



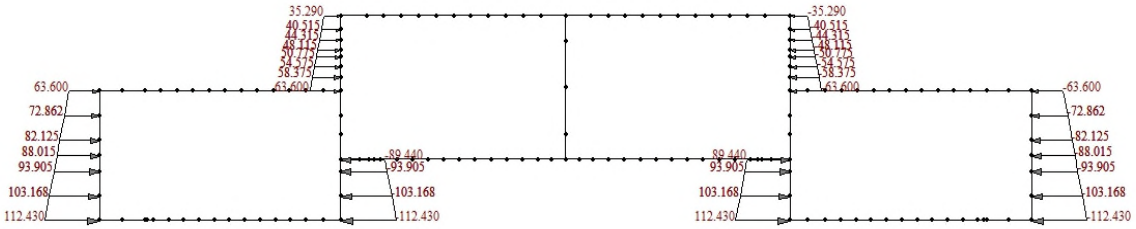
LC8. 토압(연직하중 지하수無)



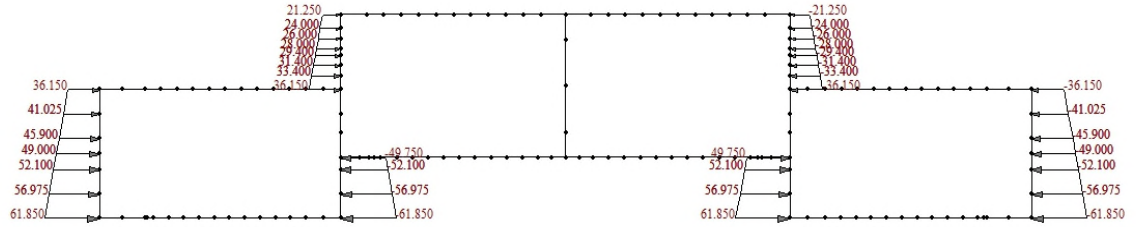
LC9. 토압(연직하중 지하수有)



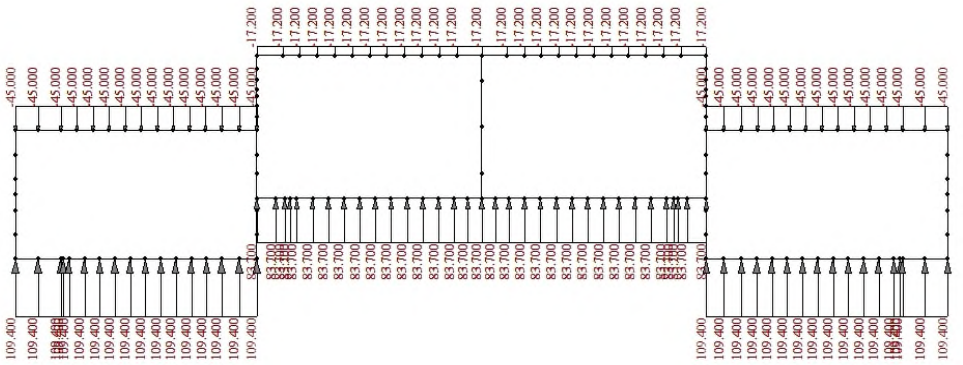
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



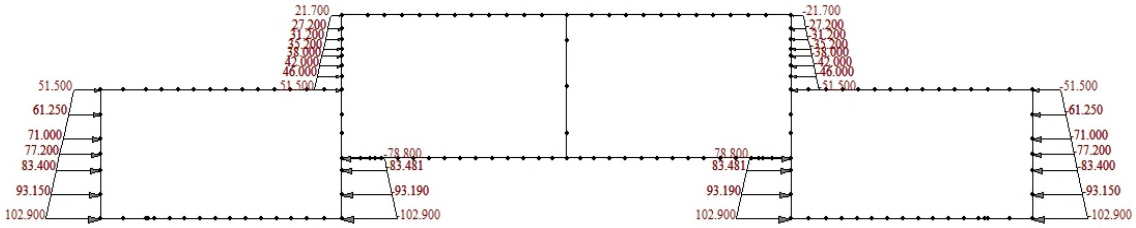
LC11. 토압(수평하중 지하수有)



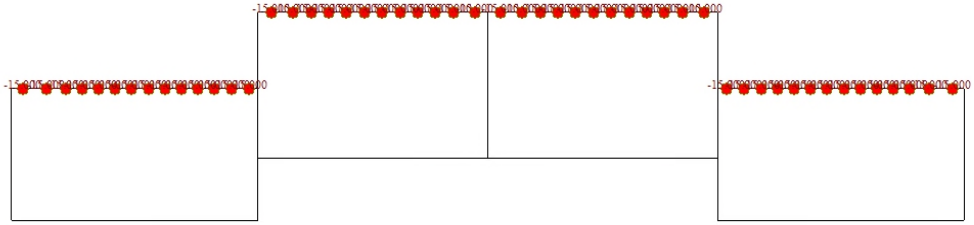
LC12. 수압(연직하중)



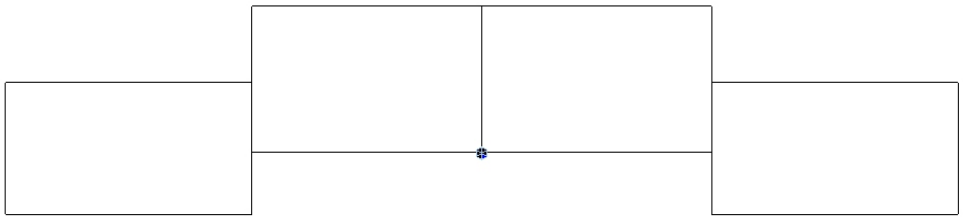
LC13. 수압(수평하중)



LC14. 건조수축하중



LC15. 부등침하



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

$h \leq 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

$h > 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$

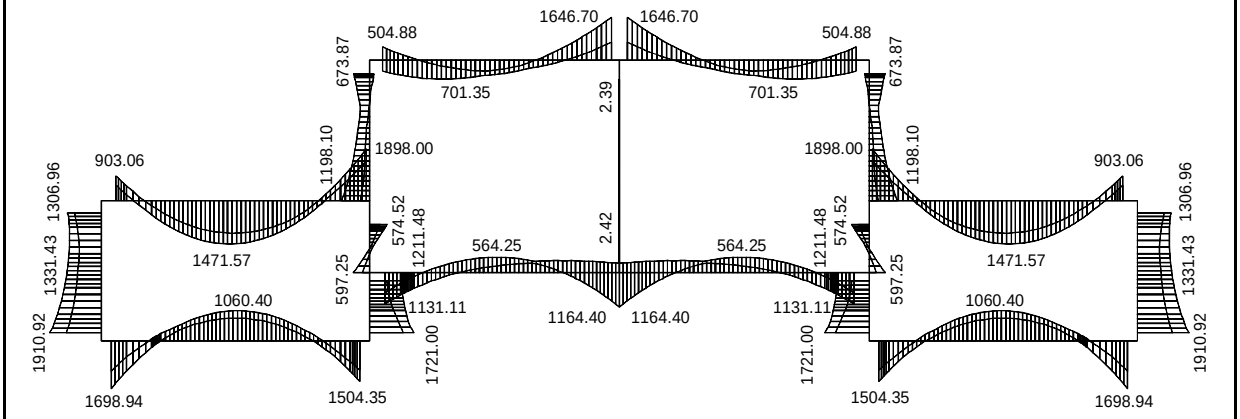
적용토피 = 3.000 m $\alpha_H = 1.05 - 0.025 \times 3.00$

$= 0.975 \geq 0.875$ $\therefore \alpha_H = 0.975$

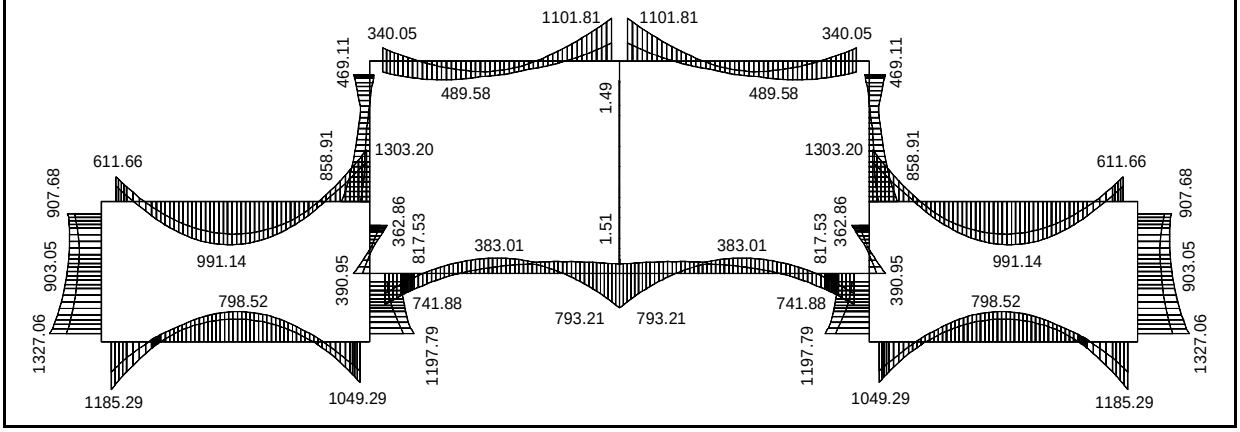
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	부등침하	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC15	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	12.0	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			

9. 단면력도

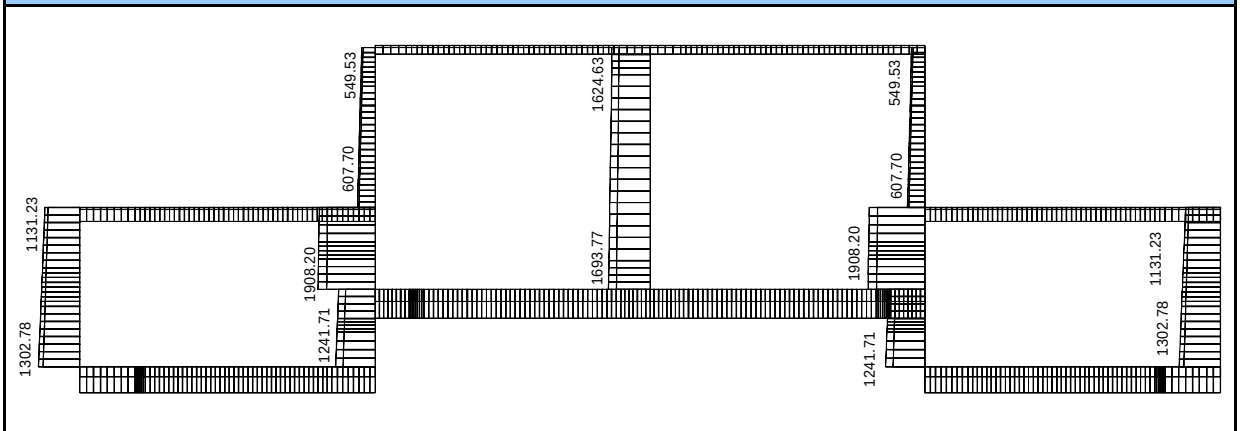
계수하중 – 모멘트도(B.M.D)



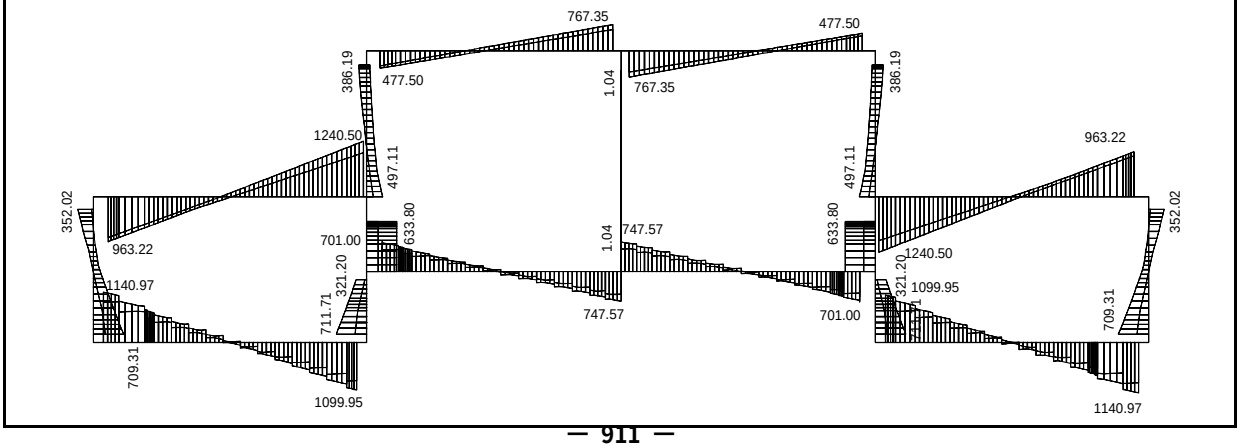
사용하중 – 모멘트도(B.M.D)



계수하중 – 축력도(A.F.D)



계수하중 – 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	램프벽체부	903.060		649.420	611.660	1447.230		710.800	1447.230	-	710.800	611.660	지진시	지진시
	램프중앙부	1471.570		0.000	991.140	1187.570		0.000	1471.570	-	0.000	991.140	상시	상시
	램프접합부	1898.000		926.700	1303.200	1969.420		834.800	1969.420	-	926.700	1303.200	지진시	상시
	본선접합부	504.880		407.330	336.360	758.190		449.220	758.190	0.000	449.220	336.360	지진시	지진시
	본선중앙부	701.350		0.000	489.170	457.370		0.000	701.350	0.000	0.000	489.170	상시	상시
	중앙벽체부	1646.700		673.330	1101.810	946.940		463.430	1646.700	0.000	673.330	1101.810	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1698.940	-	750.430	1185.290	1659.910	-	704.190	1698.940	-	750.430	1185.290	상시	상시
	램프중앙부	1060.400	-	0.000	798.520	1154.240	-	0.000	1154.240	-	0.000	798.520	지진시	상시
	램프접합부	1504.350	-	781.240	1049.290	1400.970	-	723.560	1504.350	-	781.240	1049.290	상시	상시
	본선접합부	1131.110	-	587.020	741.880	993.300	0.000	557.180	1131.110	0.000	587.020	741.880	상시	상시
	본선중앙부	564.250	-	0.000	383.010	459.450	0.000	0.000	564.250	0.000	0.000	383.010	상시	상시
	중앙벽체부	1164.400	-	540.930	793.210	978.490	0.000	434.720	1164.400	0.000	540.930	793.210	상시	상시
	램프측구	298.440	-	716.770	234.920	696.140	0.000	673.520	696.140	0.000	716.770	234.920	지진시	상시
	본선측구	752.790	-	548.540	484.100	606.520	0.000	523.000	752.790	0.000	548.540	484.100	상시	상시

※ 벽체

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
램프 벽체	상단부	Mmax	1306.960	1023.990	269.420	907.680	1783.820	549.350	416.620	1783.820	549.350	416.620	907.680	지진시	지진시
		Pmax	921.080	1131.230	269.420	907.680	325.290	1047.240	416.620	921.080	1131.230	416.620	907.680	상시	지진시
	중앙부(-)	Mmax	1331.430	1219.980	0.000	903.050	1323.090	707.730	0.000	1331.430	1219.980	0.000	903.050	상시	상시
		Pmax	1085.790	1222.460	0.000	903.050	505.920	1078.210	0.000	1085.790	1222.460	0.000	903.050	상시	상시
	하단부	Mmax	1910.920	1300.220	305.720	1327.060	1877.720	1596.100	366.800	1910.920	1300.220	366.800	1327.060	상시	지진시
		Pmax	1910.880	1302.780	305.720	1327.060	551.620	1149.830	366.800	1910.880	1302.780	366.800	1327.060	상시	지진시
접합부 상단 벽체	상단부	Mmax	673.870	534.980	417.750	469.110	820.400	227.050	355.800	820.400	227.050	417.750	469.110	지진시	상시
		Pmax	632.940	549.530	417.750	469.110	146.380	589.740	355.800	146.380	589.740	417.750	469.110	지진시	상시
	하단부	Mmax	1198.100	580.430	448.400	858.910	977.540	295.370	309.430	1198.100	580.430	448.400	858.910	상시	상시
		Pmax	867.870	607.700	448.400	858.910	145.080	637.620	309.430	145.080	637.620	448.400	858.910	지진시	상시
접합부 하단 벽체	상단부	Mmax	1211.480	1129.620	321.200	817.530	1022.450	996.750	348.310	1211.480	1129.620	348.310	817.530	상시	지진시
		Pmax	860.560	1161.390	321.200	817.530	1022.450	996.750	348.310	860.560	1161.390	348.310	817.530	상시	지진시
	하단부	Mmax	1721.000	1227.650	544.080	1197.790	1597.800	1114.230	476.430	1721.000	1227.650	544.080	1197.790	상시	상시
		Pmax	1700.420	1241.710	544.080	1197.790	1597.800	1114.230	476.430	1700.420	1241.710	544.080	1197.790	상시	상시

※ 벽체

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
접합부 중간벽체	상단부	Mmax	574.520	1869.040	633.800	362.860	697.120	1514.490	718.160	697.120	1514.490	718.160	362.860	지진시	지진시
		Pmax	511.090	1883.490	633.800	362.860	625.320	1528.290	718.160	511.090	1883.490	718.160	362.860	상시	지진시
	하단부	Mmax	597.250	1751.360	633.800	390.950	630.060	995.950	721.250	630.060	995.950	721.250	390.950	지진시	지진시
		Pmax	541.550	1908.200	633.800	390.950	264.590	1553.000	721.250	541.550	1908.200	721.250	390.950	상시	지진시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	2.390	1601.810	1.040	1.490	199.230	1080.630	83.580	199.230	1080.630	83.580	1.490	지진시	지진시
		Pmax	2.390	1624.630	1.040	1.490	174.250	1095.340	83.580	2.390	1624.630	83.580	1.490	상시	지진시
	하단부	Mmax	2.420	1685.660	1.040	1.510	206.730	1164.480	92.490	206.730	1164.480	92.490	1.510	지진시	지진시
		Pmax	2.420	1693.770	1.040	1.510	206.730	1164.480	92.490	2.420	1693.770	92.490	1.510	상시	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
상부슬래브	램프 벽체부	903.06	611.66	-	1447.23	1447.23	710.80	2309.76		1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250		**1.60**	628.84	125.00
	램프 중앙부	1471.57	991.14	-	1187.57	1471.57		2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		**1.40**	452.83	125.00
	램프 접합부	1898.00	1303.20	-	1969.42	1969.42	926.70	2832.70	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	**1.44**	275.42	125.00
	본선 접합부	504.88	336.36		758.19	758.19	449.22	1283.60		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		**1.69**	633.00	125.00
	본선 중앙부	701.35	489.17		457.37	701.35		834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		**1.19**	335.33	125.00
	중앙 벽체부	1646.70	1101.81		946.94	1646.70	673.33	1968.61	1155.14	1.00	1.067 0.967	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	**1.20**	190.81	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1698.94	1185.29		1659.91	1698.94	750.43	2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		**1.21**	222.94	125.00
	램프 중앙부	1060.40	798.52		1154.24	1154.24		1632.75		1.00	1.300 1.220	0.080	H25@250 + H25@250		**1.41**	439.56	125.00
	램프 접합부	1504.35	1049.29		1400.97	1504.35	781.24	2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		**1.37**	273.06	125.00
	본선 접합부	1131.11	741.88		993.30	1131.11	587.02	1867.80		1.00	1.000 0.920	0.080	H32@250 + H32@250		**1.65**	405.39	125.00
	본선 중앙부	564.25	383.01		459.45	564.25		940.26		1.00	1.000 0.920	0.080	H22@250 + H22@250		**1.67**	557.84	125.00
	중앙 벽체부	1164.40	793.21		978.49	1164.40	540.93	1529.29		1.00	1.000 0.920	0.080	H29@250 + H29@250		**1.31**	267.59	125.00
	램프측구	298.44	234.92		696.14	696.14	716.77	1581.71	1371.72	1.00	1.030 0.950	0.080	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	**2.27**	1204.59	125.00
	본선측구	752.79	484.10		606.52	752.79	548.54	1392.55	1078.13	1.00	0.800 0.700	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	**1.85**	441.49	125.00

12. 단면설계

12.1 상부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1447.230	710.800	611.660	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 55.407 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1447230000 = 0

∴ Required As = 3178.997 ㎟ [p = 0.00233]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4238.662 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 65.185 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 65.185) / 65.185

= 0.0599

· ε_t = 0.0599 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2309.759 kN.m > Mu = 1447.230 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN > Vu = 710.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 710.800 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00376

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 279.659 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.435 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 93.462 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 93.462 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 628.841 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 674.073 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 628.841 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1471.570	0.000	991.140	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 63.485 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1471570000 = 0

∴ Required As = 3642.431 ㎟ [p = 0.00299]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4856.575 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 74.688 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 74.688) / 74.688

= 0.0460

· ε_t = 0.0460 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2053.484 kN.m > Mu = 1471.570 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00421

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 262.474 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.669 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 170.293 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 170.293 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 452.833 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 493.266 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 452.833 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1969.420	926.700	1303.200	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 75.983 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1969420000 = 0

∴ Required As = 4359.540 ㎟ [p = 0.00319]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5812.720 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 89.392 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 89.392) / 89.392

= 0.0429

· ε_t = 0.0429 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2832.697 kN.m > Mu = 1969.420 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 926.700 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 926.700 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 61.365 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 61.365 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 926.700 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00465

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.225

· j = 1 - k / 3 = 0.925

· x = k·d = 307.012 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.715 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 162.230 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 162.230 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 275.422 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 388.338 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 275.422 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
758.190	449.220	336.360	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 41.080 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 758190000 = 0

∴ Required As = 2356.947 ㎟ [p = 0.00244]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3142.596 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 48.329 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 48.329) / 48.329

= 0.0570

· ε_t = 0.0570 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1283.597 kN.m > Mu = 758.190 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 449.220 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 449.220 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.557 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.611 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 92.457 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 92.457 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 633.001 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 681.400 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 633.001 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
701.350	0.000	489.170	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 45.084 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 701350000 = 0

∴ Required As = 2586.712 ㎟ [p = 0.00315]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3448.950 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 53.040 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 53.040) / 53.040

= 0.0434

· ε_t = 0.0434 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 701.350 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토, (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.617 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 206.764 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 206.764 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 335.325 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 406.260 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 335.325 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1646.700	673.330	1101.810	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 91.671 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 1646700000 = 0

∴ Required As = 5259.635 ㎟ [p = 0.00544]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 7012.847 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 107.848 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 107.848) / 107.848

= 0.0239

· ε_t = 0.0239 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1968.607 kN.m > Mu = 1646.700 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN < Vu = 673.330 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 673.330 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 96.072 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 96.072 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.615 kN + 635.520 kN

= 1155.135 kN > Vu = 673.330 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00657

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.261

· j = 1 - k / 3 = 0.913

· x = k·d = 252.111 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.903 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 196.475 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 196.475 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 190.813 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 320.651 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 190.813 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 하부슬래브 단면검토

12.2.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1698.940	750.430	1185.290	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 73.607 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1698940000 = 0

∴ Required As = 4223.206 ㎟ [p = 0.00346]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5630.941 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 86.597 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 86.597) / 86.597

= 0.0393

· ε_t = 0.0393 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2053.484 kN.m > Mu = 1698.940 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 750.430 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN < Vu = 750.430 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00421

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 262.474 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.975 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 203.652 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 203.652 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 222.940 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 309.352 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 222.940 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1154.240	0.000	798.520	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 49.504 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1154240000 = 0

∴ Required As = 2840.267 ㎟ [p = 0.00233]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3787.022 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 58.239 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 58.239) / 58.239

= 0.0598

· ε_t = 0.0598 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1632.747 kN.m > Mu = 1154.240 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00332

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.194

· j = 1 - k / 3 = 0.935

· x = k·d = 236.277 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.923 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 172.611 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 172.611 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 439.556 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 486.644 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 439.556 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1504.350	781.240	1049.290	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 64.939 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1504350000 = 0

∴ Required As = 3725.848 ㎟ [p = 0.00305]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4967.797 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 76.398 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 76.398) / 76.398

= 0.0449

· ε_t = 0.0449 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2053.484 kN.m > Mu = 1504.350 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 781.240 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN < Vu = 781.240 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00421

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 262.474 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.060 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 180.285 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 180.285 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 273.059 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 349.448 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 273.059 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1131.110	587.020	741.880	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 65.346 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 1131110000 = 0

∴ Required As = 3749.231 ㎟ [p = 0.00408]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4998.975 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 76.878 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 76.878) / 76.878

= 0.0329

· ε_t = 0.0329 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1867.797 kN.m > Mu = 1131.110 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 587.020 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN < Vu = 587.020 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00691

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.266

· j = 1 - k / 3 = 0.911

· x = k·d = 245.029 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.223 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 139.284 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 139.284 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 405.391 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 452.312 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 405.391 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
564.250	0.000	383.010	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 31.996 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 564250000 = 0

∴ Required As = 1835.791 ㎟ [p = 0.002]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2447.722 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 37.643 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 37.643) / 37.643

= 0.0703

· ε_t = 0.0703 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 940.264 kN.m > Mu = 564.250 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00337

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.195

· j = 1 - k / 3 = 0.935

· x = k·d = 179.212 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.969 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 143.769 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 143.769 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 557.837 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 584.270 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 557.837 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1164.400	540.930	793.210	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 67.345 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 1164400000 = 0

∴ Required As = 3863.929 ㎟ [p = 0.0042]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5151.905 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 79.230 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 79.230) / 79.230

= 0.0318

· ε_t = 0.0318 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1529.286 kN.m > Mu = 1164.400 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 540.930 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN < Vu = 540.930 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00559

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.243

· j = 1 - k / 3 = 0.919

· x = k·d = 223.808 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.385 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 182.571 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 182.571 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 267.589 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 345.071 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 267.589 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1030.000	950.000	950.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
696.140	716.770	234.920	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 38.338 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 323000.000 As - 696140000 = 0

∴ Required As = 2199.615 ㎟ [p = 0.00232]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20876.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3085.216 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2932.820 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 45.103 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (950.000 - 45.103) / 45.103

= 0.0602

· ε_t = 0.0602 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1581.706 kN.m > Mu = 696.140 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 617.043 kN < Vu = 716.770 kN

· 1/2·Øv·Vc = 308.522 kN < Vu = 716.770 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 475 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 52.488 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 52.488 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 617.043 kN + 754.680 kN

= 1371.723 kN > Vu = 716.770 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00541

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.240

· j = 1 - k / 3 = 0.920

· x = k·d = 227.930 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.358 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 52.300 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 52.300 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1341.987 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1204.590 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1204.590 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	800.000	700.000	700.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
752.790	548.540	484.100	100.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 57.489 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 238000.000 As - 752790000 = 0

∴ Required As = 3298.428 ㎟ [p = 0.00471]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 15382.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2450.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2273.317 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2450.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4397.904 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 67.634 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - 67.634) / 67.634

= 0.0280

· ε_t = 0.0280 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1392.547 kN.m > Mu = 752.790 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 484.974 kN < Vu = 548.540 kN

· 1/2·Øv·Vc = 242.487 kN < Vu = 548.540 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 350 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 42.567 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 42.567 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 484.974 kN + 593.152 kN

= 1078.126 kN > Vu = 548.540 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00908

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.299

· j = 1 - k / 3 = 0.900

· x = k·d = 208.987 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.350 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 120.877 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 120.877 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 441.491 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 521.193 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 441.491 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3 램프벽체 단면검토

12.3.1 램프 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1783.820	416.620	549.350	907.680
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3247.147	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0043] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 758.247 mn

· d" = X - H + d = 658.247 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 15694.744 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9235.923 kN.m

· eb = Mb / Pb = 588.472 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 3905.394 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 549.350 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1783.820 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 865.523 kN > Vu = 416.620 kN
· 1/2·Øv·Vc = 432.762 kN > Vu = 416.620 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00350
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198
· j = 1 - k / 3 = 0.934
· x = k·d = 290.400 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.563 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 128.931 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 128.931 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 397.042 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 488.633 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 397.042 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.2 램프 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	921.080	416.620	1131.230	907.680
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
814.229	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0043] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 758.247 mn

· d" = X - H + d = 658.247 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 15694.744 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9235.923 kN.m

· eb = Mb / Pb = 588.472 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1472.476 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1131.230 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 921.080 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 887.924 kN > Vu = 416.620 kN
· 1/2·Øv·Vc = 443.962 kN > Vu = 416.620 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00350
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198
· j = 1 - k / 3 = 0.934
· x = k·d = 290.400 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.563 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 128.931 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 128.931 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 397.042 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 488.633 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 397.042 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.3 램프 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1331.430	0.000	1219.980	903.050
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1091.354	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.595 mn

· d" = X - H + d = 575.595 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13743.994 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7537.842 kN.m

· eb = Mb / Pb = 548.446 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1666.949 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1219.980 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1331.430 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 896.932 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 448.466 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.496 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 145.290 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 145.290 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 328.269 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 433.616 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 328.269 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.4 램프 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1085.790	0.000	1222.460	903.050
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
888.201	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 675.595 mn

· d" = X - H + d = 575.595 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13743.994 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7537.842 kN.m

· eb = Mb / Pb = 548.446 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1463.796 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1222.460 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1085.790 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 897.039 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 448.520 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.496 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 145.290 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 145.290 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 328.269 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 433.616 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 328.269 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.5 램프 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1910.920	366.800	1300.220	1327.060
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1469.690	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 675.595 mn

· d" = X - H + d = 575.595 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13743.994 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7537.842 kN.m

· eb = Mb / Pb = 548.446 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2045.285 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1300.220 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1910.920 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 900.389 kN > Vu = 366.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 450.195 kN > Vu = 366.800 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.077 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 213.507 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 213.507 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 155.090 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 295.072 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 155.090 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.6 램프 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1910.880	366.800	1302.780	1327.060
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1466.771	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 675.595 mn

· d" = X - H + d = 575.595 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13743.994 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7537.842 kN.m

· eb = Mb / Pb = 548.446 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2042.366 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1302.780 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1910.880 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 900.499 kN > Vu = 366.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 450.250 kN > Vu = 366.800 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.077 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 213.507 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 213.507 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 155.090 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 295.072 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 155.090 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.7 접합부 상단벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	820.400	417.750	227.050	469.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3613.301	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0057] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 520.882 mn

· d" = X - H + d = 420.882 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10457.115 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4424.601 kN.m

· eb = Mb / Pb = 423.119 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 4034.183 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 227.050 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 820.400 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 527.516 kN > Vu = 417.750 kN

· 1/2·Øv·Vc = 263.758 kN < Vu = 417.750 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.833 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.030 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 128.959 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 128.959 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 391.909 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 488.527 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 391.909 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.8 접합부 상단벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	146.380	417.750	589.740	469.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
248.211	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0057] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 520.882 mn

· d" = X - H + d = 420.882 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10457.115 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4424.601 kN.m

· eb = Mb / Pb = 423.119 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 669.093 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 589.740 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 146.380 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 540.136 kN > Vu = 417.750 kN

· 1/2·Øv·Vc = 270.068 kN < Vu = 417.750 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.833 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.030 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 128.959 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 128.959 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 391.909 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 488.527 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 391.909 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.9 접합부 상단벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1198.100	448.400	580.430	858.910
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2064.159	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0080] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 432.164 mn

· d" = X - H + d = 332.164 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8072.125 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3449.664 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.355 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2396.323 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 580.430 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1198.100 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 543.552 kN > Vu = 448.400 kN

· 1/2·Øv·Vc = 271.776 kN < Vu = 448.400 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.382 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 228.568 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 228.568 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 130.786 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 275.629 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 130.786 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.10 접합부 상단벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	145.080	448.400	637.620	858.910
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
227.534	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0080] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 432.164 mn

· d" = X - H + d = 332.164 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8072.125 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3449.664 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.355 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 559.698 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 637.620 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 145.080 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 545.910 kN > Vu = 448.400 kN

· 1/2·Øv·Vc = 272.955 kN < Vu = 448.400 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.382 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 228.568 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 228.568 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 130.786 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 275.629 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 130.786 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.11 접합부 하단벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1211.480	348.310	1129.620	817.530
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1072.467	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mn

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1655.538 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1129.620 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1211.480 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 893.039 kN > Vu = 348.310 kN
· 1/2·Øv·Vc = 446.520 kN > Vu = 348.310 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00395
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209
· j = 1 - k / 3 = 0.930
· x = k·d = 271.700 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.976 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 131.530 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 131.530 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 384.973 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 478.978 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 384.973 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.12 접합부 하단벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	860.560	348.310	1161.390	817.530
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
740.974	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 683.071 mn

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1324.045 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1161.390 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 860.560 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 894.408 kN > Vu = 348.310 kN
· 1/2·Øv·Vc = 447.204 kN > Vu = 348.310 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00395
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209
· j = 1 - k / 3 = 0.930
· x = k·d = 271.700 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.976 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 131.530 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 131.530 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 384.973 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 478.978 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 384.973 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.13 접합부 하단벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1721.000	544.080	1227.650	1197.790
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1401.865	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mn

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1984.936 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1227.650 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1721.000 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 897.262 kN > Vu = 544.080 kN

· 1/2·Øv·Vc = 448.631 kN < Vu = 544.080 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.290 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 192.710 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 192.710 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 194.895 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 326.916 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 194.895 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.14 접합부 하단벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1700.420	544.080	1241.710	1197.790
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1369.418	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mn

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1952.489 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1241.710 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1700.420 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 897.868 kN > Vu = 544.080 kN

· 1/2·Øv·Vc = 448.934 kN < Vu = 544.080 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.290 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 192.710 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 192.710 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 194.895 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 326.916 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 194.895 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.15 접합부 중간벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	697.120	718.160	1514.490	362.860
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
875.000	716.667	636.667	80.000	100.000	470.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
460.300	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5559.400	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0133] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 382.000 mm

· a = β1·c = 324.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 14391563 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 339.621 mn

· d" = X - H + d = 259.621 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6520.382 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1048.086 kN

· Ts = fy·As = 2223.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5344.708 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2267.600 kN.m

· eb = Mb / Pb = 424.270 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 719.921 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (636.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1514.490 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 697.120 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 313.195 kN < Vu = 718.160 kN
· 1/2·Øv·Vc = 156.598 kN < Vu = 718.160 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 235 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 114.844 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 430.814 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 430.814 ㎟
· USE Av = H 19 × 2 EA/M = 573.000 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 313.195 kN + 538.620 kN
= 851.815 kN > Vu = 718.160 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00998
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.310
· j = 1 - k / 3 = 0.897
· x = k·d = 197.367 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.361 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 114.332 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 114.332 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm
· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 758.378 mm
· s_2 = 300·(280 / fst = 734.702 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 734.702 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.16 접합부 중간벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	511.090	718.160	1883.490	362.860
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
875.000	716.667	636.667	80.000	100.000	470.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
271.353	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5559.400	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0133] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 382.000 mm

· a = β1·c = 324.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 14391563 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 339.621 mn

· d" = X - H + d = 259.621 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6520.382 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1048.086 kN

· Ts = fy·As = 2223.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5344.708 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2267.600 kN.m

· eb = Mb / Pb = 424.270 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 530.974 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (636.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1883.490 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 511.090 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 324.422 kN < Vu = 718.160 kN
· 1/2·Øv·Vc = 162.211 kN < Vu = 718.160 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 235 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 114.844 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 418.870 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 418.870 ㎟
· USE Av = H 19 × 2 EA/M = 573.000 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 324.422 kN + 538.620 kN
= 863.042 kN > Vu = 718.160 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00998
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.310
· j = 1 - k / 3 = 0.897
· x = k·d = 197.367 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.361 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 114.332 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 114.332 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm
· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 758.378 mm
· s_2 = 300·(280 / fst = 734.702 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 734.702 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.17 접합부 중간벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	630.060	721.250	995.950	390.950
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
875.000	550.000	470.000	80.000	100.000	470.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
632.622	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5559.400	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0173] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 282.000 mm

· a = β1·c = 239.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11044688 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 258.376 mn

· d" = X - H + d = 178.376 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4813.476 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1048.086 kN

· Ts = fy·As = 2223.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3637.802 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1424.334 kN.m

· eb = Mb / Pb = 391.537 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 810.998 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (470.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 995.950 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 630.060 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 306.600 kN < Vu = 721.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 153.300 kN < Vu = 721.250 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 235 mm ∴ **O.K**

= 845.220 kN > Vu = 721.250 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01352

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.351

· j = 1 - k / 3 = 0.883

· x = k·d = 164.970 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 13.052 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 169.447 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 169.447 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 459.663 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 495.730 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 459.663 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.18 접합부 중간벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	541.550	721.250	1908.200	390.950
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
875.000	550.000	470.000	80.000	100.000	470.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
283.801	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5559.400	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0173] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 282.000 mm

· a = β1·c = 239.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11044688 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 258.376 mn

· d" = X - H + d = 178.376 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4813.476 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1048.086 kN

· Ts = fy·As = 2223.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3637.802 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1424.334 kN.m

· eb = Mb / Pb = 391.537 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 462.177 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (470.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1908.200 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 541.550 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 342.767 kN < Vu = 721.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 171.384 kN < Vu = 721.250 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 235 mm ∴ **O.K**

= 881.387 kN > Vu = 721.250 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01352

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.351

· j = 1 - k / 3 = 0.883

· x = k·d = 164.970 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 13.052 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 169.447 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 169.447 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 459.663 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 495.730 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 459.663 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.19 중앙부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	199.230	83.580	1080.630	1.490
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
184.365	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mn

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 432.355 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1080.630 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 199.230 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 304.383 kN > Vu = 83.580 kN

· 1/2·Øv·Vc = 152.192 kN > Vu = 83.580 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.052 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 1.699 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 1.699 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 61621.059 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 49440.848 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 49440.848 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.20 중앙부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2.390	83.580	1624.630	1.490
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1.471	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mn

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 249.461 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1624.630 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2.390 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 320.283 kN > Vu = 83.580 kN

· 1/2·Øv·Vc = 160.142 kN > Vu = 83.580 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.052 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 1.699 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 1.699 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 61621.059 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 49440.848 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 49440.848 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.21 중앙부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	206.730	92.490	1164.480	1.510
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
177.530	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mn

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 342.672 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1164.480 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 206.730 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 318.179 kN > Vu = 92.490 kN

· 1/2·Øv·Vc = 159.090 kN > Vu = 92.490 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.090 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 2.429 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 2.429 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 43047.666 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 34582.133 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 34582.133 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.22 중앙부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2.420	92.490	1693.770	1.510
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1.429	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.142 mn

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 166.571 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1693.770 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2.420 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 338.806 kN > Vu = 92.490 kN
· 1/2·Øv·Vc = 169.403 kN > Vu = 92.490 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00378
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205
· j = 1 - k / 3 = 0.932
· x = k·d = 86.100 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.090 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 2.429 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 2.429 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm
· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 43047.666 mm
· s_2 = 300·(280 / fst = 34582.133 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 34582.133 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

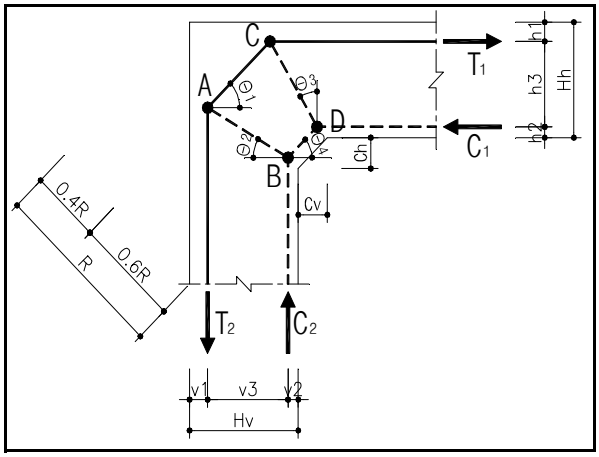
13. 우각부 보강검토

13.1 상부슬래브 (램프 외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1783.820 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 2262.74 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

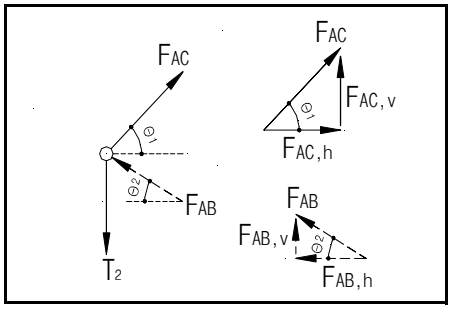
θ_2 = 15.92°

θ_3 = 21.80°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

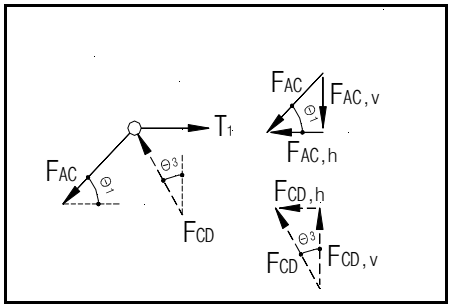
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{1{,}783.820}{1.120} = 1{,}592.696$ kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{1{,}783.820}{1.220} = 1{,}462.148$ kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} = 1{,}608.866$ kN

식 ⑥ 으로부터

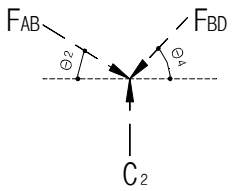
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} = 1{,}608.866$ kN

따라서 F_{AC} = **1,608.866** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}183.018 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}608.866 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}225.276 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,608.866	타이
AB	-1,183.018	스트럿
BD	-1,608.866	스트럿
CD	-1,225.276	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,608.866 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}608{,}866.350}{0.85 \times 400} = 4{,}731.96 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H 0 @ 250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H 29 @ 250	=	2,569.60	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H 22 @ 250	=	1,548.40	mm^2	(1 단)
	= H 22 @ 250	=	1,548.40	mm^2	(2 단)
	합계	=	**5,666.40**	mm^2	

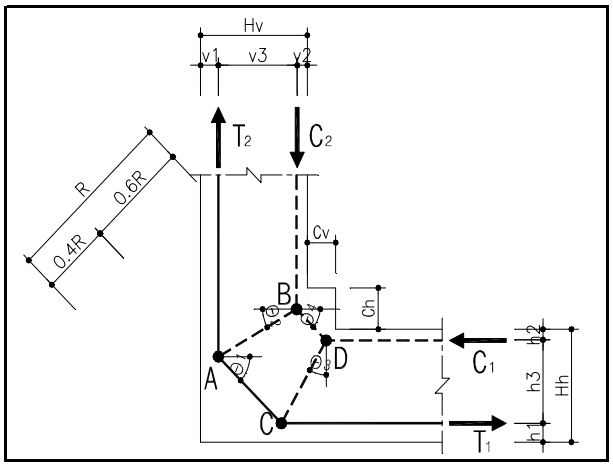
$A_{s,used}$ = 5,666.40 mm^2 > 4,731.96 mm^2 ……O.K

13.2 하부슬래브(램프 외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1910.920 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1910.50 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

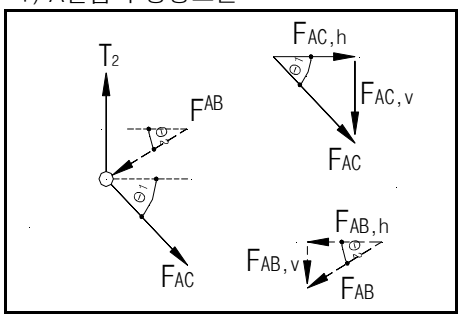
Θ_2 = 7.38°

Θ_3 = 12.97°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

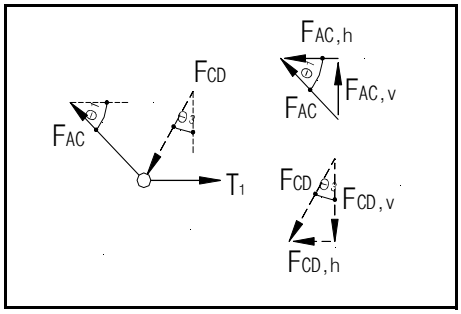
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$ => $F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{1,910.920}{1.120} =$ 1,706.179 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{1,910.920}{1.220} =$ 1,566.328 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,961.218 kN

식 ⑥ 으로부터

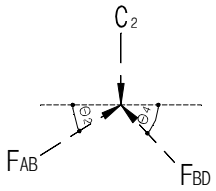
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,961.218 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,961.218** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}398.364 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}961.218 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}423.094 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,961.218**	타이
AB	**-1,398.364**	스트럿
BD	**-1,961.218**	스트럿
CD	**-1,423.094**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,961.218 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}961{,}218.122}{0.85 \times 400} = 5{,}768.29 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2 (1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2 (2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2 (1 단)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2 (2 단)
				합계	=	**6,623.20**	mm^2

$A_{s,used}$ = 6,623.20 mm^2 > 5,768.29 mm^2 ……O.K

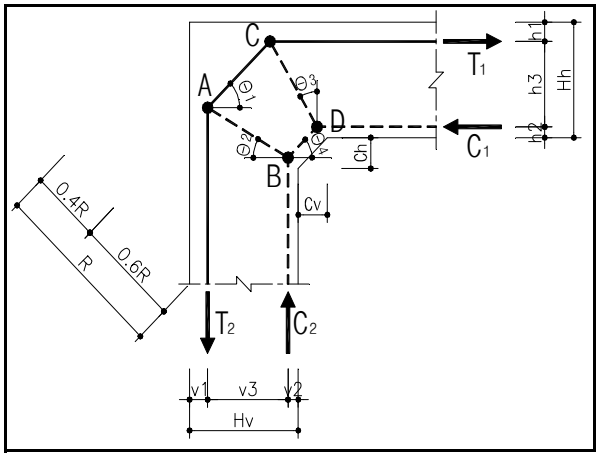
13. 우각부 보강검토

13.3 상부슬래브 (본선 접합부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	820.400 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1626.35 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

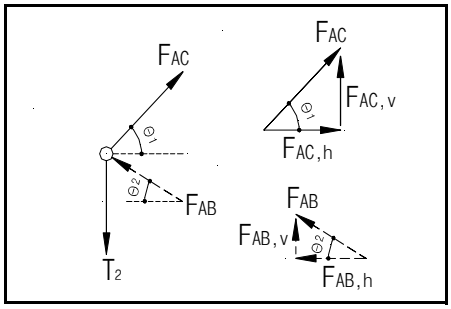
θ_2 = 29.48°

θ_3 = 29.48°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

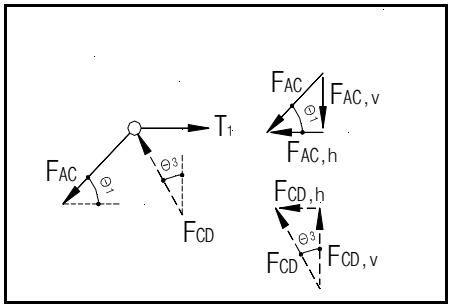
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{820.400}{0.720} =$ 1,139.444 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{820.400}{0.720} =$ 1,139.444 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,029.477 kN

식 ⑥ 으로부터

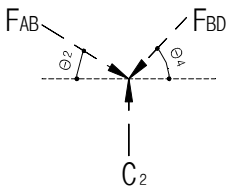
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,029.477 kN

따라서 F_{AC} = **1,029.477** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 836.205 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,029.477 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 836.205 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,029.477	타이
AB	-836.205	스트럿
BD	-1,029.477	스트럿
CD	-836.205	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,029.477 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,029,477.202}{0.85 \times 400} = 3,027.87 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2 (1 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2 (2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2 (1 단)
	= H		@		=	0.00	mm^2 (2 단)
				합계	=	**3,575.20**	mm^2

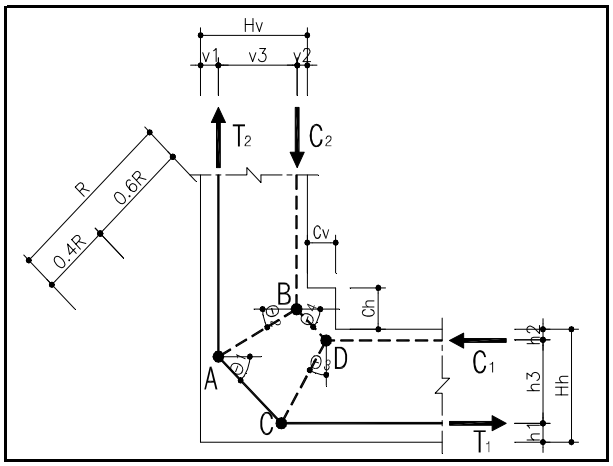
$A_{s,used}$ = 3,575.20 mm^2 > 3,027.87 mm^2 ……O.K

13.4 하부슬래브(램프 접합부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	30 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1721.000 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1910.50 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

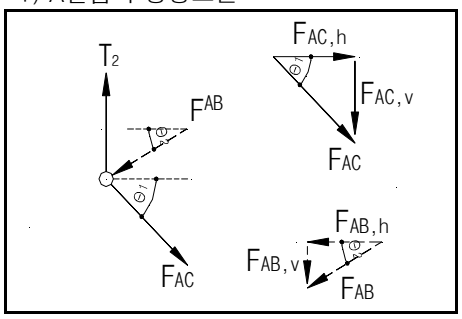
Θ_2 = 7.38°

Θ_3 = 12.97°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

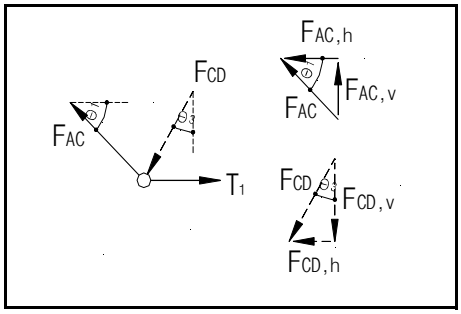
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$ => $F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{1{,}721.000}{1.120} =$ 1,536.607 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{1{,}721.000}{1.220} =$ 1,410.656 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,766.299 kN

식 ⑥ 으로부터

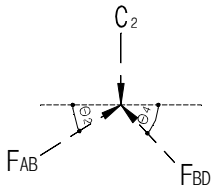
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,766.299 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,766.299** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}259.385 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}766.299 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}281.658 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,766.299**	타이
AB	**-1,259.385**	스트럿
BD	**-1,766.299**	스트럿
CD	**-1,281.658**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,766.299 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}766{,}299.158}{0.85 \times 400} = 5{,}195.00 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2 (1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2 (2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2 (1 단)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2 (2 단)
				합계	=	**6,623.20**	mm^2

$A_{s,used}$ = 6,623.20 mm^2 > 5,195.00 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)	필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)	검토
램프 벽체부	H 29@ 125 = 5139.200	1027.840	1800.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K
램프 중앙부	H 29@ 125 = 5139.200	1027.840	1800.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K
램프 접합부	H 32@ 125 = 6353.600	1270.720	1800.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K

14.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)	필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)	검토
본선 접합부	H 25@ 125 = 4053.600	810.720	1800.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K
본선 중앙부	H 22@ 125 = 3096.800	619.360	1800.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K
중앙 벽체부	H 32@ 125 = 6353.600	1270.720	1800.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K

14.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)	필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)	검토
램프 벽체부	H 29@ 125 = 5139.200	1027.840	1800.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K
램프 중앙부	H 25@ 125 = 4053.600	810.720	1800.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K
램프 접합부	H 29@ 125 = 5139.200	1027.840	1800.000	인장 H 16@ 150 = 1324.000 압축 H 16@ 300 = 662.000	O.K

14.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
본선 접합부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
본선 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중앙 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.5 램프 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.6 접합부 상단 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.7 접하부 하단 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.8 접합부 중간벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1100.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1100.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.9 중간 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 사용성 검토

부 재	최소두께 또는 높이 t (mm)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
일방향 슬래브	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
보	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

부 재	지간 L (mm)	최소두께 t (mm)	사용두께 t (mm)	평 가
상부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	1300.00	O.K
상부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	900.00	O.K
하부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	1300.00	O.K
하부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	1000.00	O.K
외측 벽체	3840.00	160.00	1400.00	O.K
접합부 벽체	3840.00	137.14	550.00	O.K
중앙 벽체	6850.00	285.42	500.00	O.K

16. 지지력 검토

16.1 하중 산정 : 램프

16.1.1 고정하중

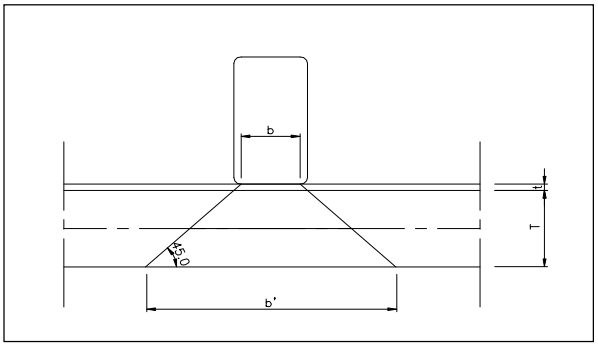
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 2010.05 / 23.900 = 84.103 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 106.425 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

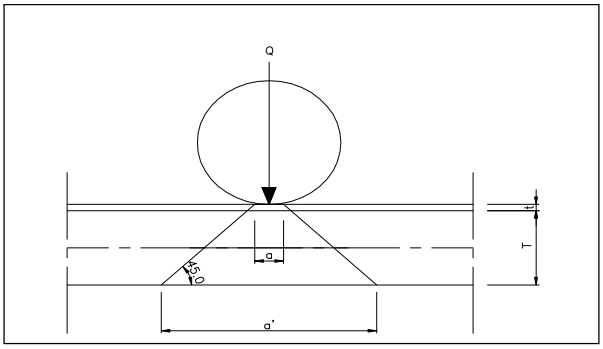


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1300.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.300 + 0.050) x cot 45°

= 3.20 m



a' = 0.200 + 2 x (1.300 + 0.050) x cot 45°

= 2.90 m

Qz' = 96.000 / (3.200 x 2.900) = 10.34 kN/m^2

16.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 84.103 + 106.425 + 0.000 + 10.000 + 10.345

= 210.873 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 210.873 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16.3 하중 산정 : 본선

16.3.1 고정하중

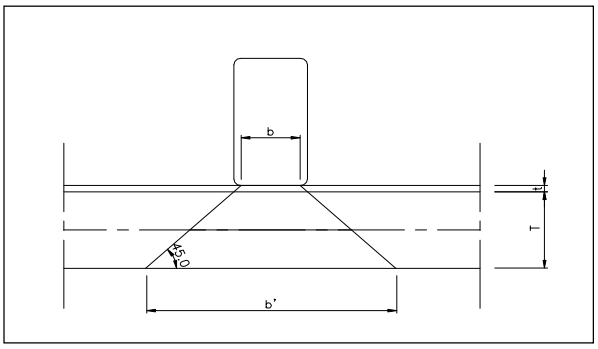
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1022.95 / 16.600 = 61.623 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 61.805 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

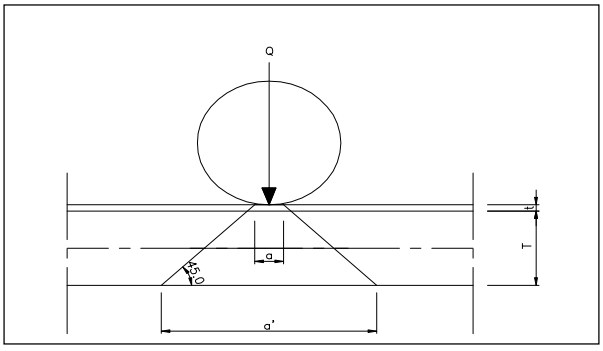


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1000.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.60 m



a' = 0.200 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.30 m

Qz' = 96.000 / (2.600 x 2.300) = 16.05 kN/m^2

16.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 61.623 + 61.805 + 0.000 + 10.000 + 16.054

= 149.482 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

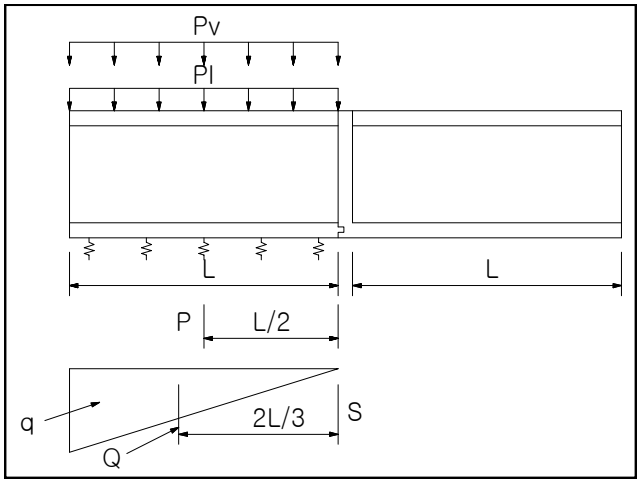
Qmax = 149.482 kN/m^2 < Qa = 200.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

17. 신축이음부 검토

17-1. 램프

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 11.95 \times 5.5 \times 19.0$

$= 1248.78 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (1248.78 + 153.6) \times 40.0 = 56095.0 \ kN$

$S = P / 4 = 56095 / 4 = 14023.8 \ kN$

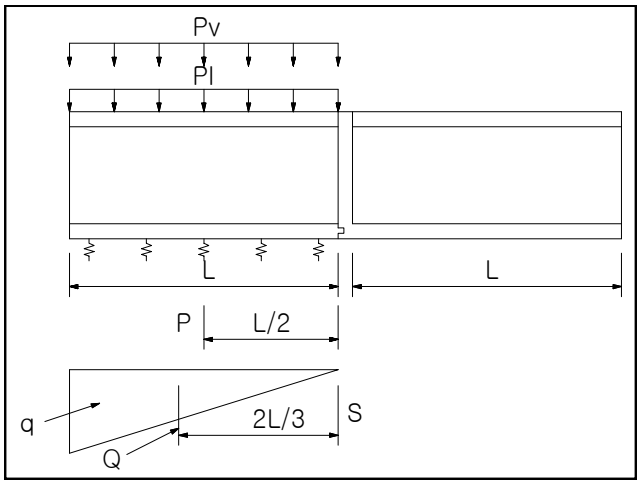
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 14023.8 x 1000 / 80 = 175,297 ㎟

☞ 사용철근량 As = D32- 182 EA = 794.2 x 182 = 144,544 ㎟

17-2. 본선

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 16.6 \times 0.55 \times 19.0$

$= 173.47 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (173.47 + 153.6) \times 40.0 = 13082.8 \ kN$

$S = P / 4 = 13082.8 / 4 = 3270.7 \ kN$

$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 3270.7 x 1000 / 80 = 40,884 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 267 EA = 794.2 x 267 = 212,051 mm²

※ 일체구조로 검토 : 램프x2ea + 본선

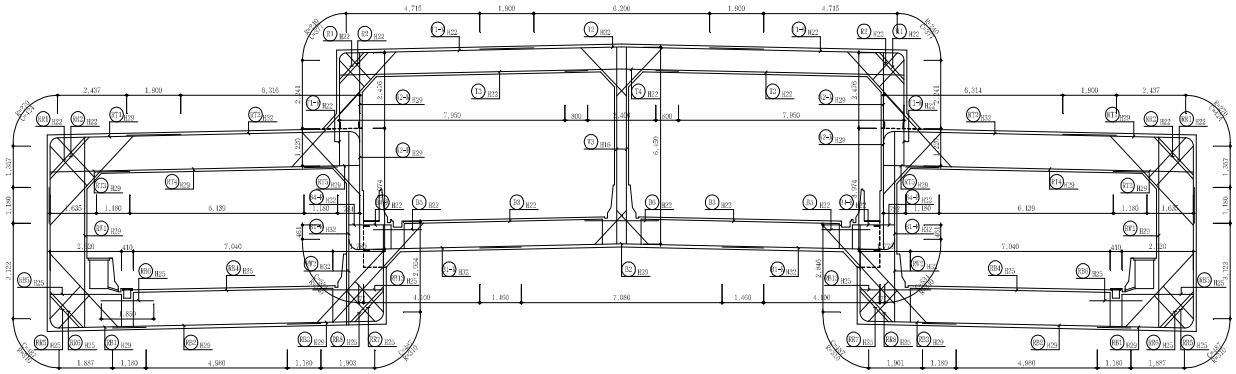
☞ 소요철근량 Areq = 350,594 + 40,884 = 391,478 mm²

☞ 사용철근량 As = 289,089 + 212,051 = 501,140 mm²

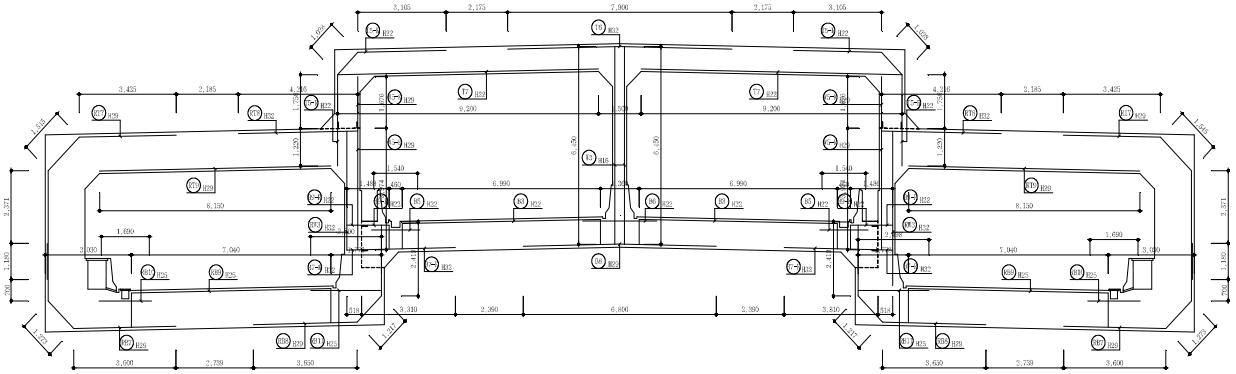
∴ O.K

18. 주철근조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



국회대로 지하차도

BOX3 개구부 보강 구조계산서

1. 설계조건

1.1 설계방법 : 강도설계법

1.2 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.3 설계하중

구 분		계수하중		사용하중	비 고
		모멘트 (kN.m)	축력 (kN)	축력 (kN)	
중첩B3	상부		477.500	333.690	구조물공(BOX) B3 0+579 구조계산서
	하부		1099.950	753.850	

1.4 재료의 특성 및 설계강도

가) 설계기준강도

- 콘크리트 압축강도

f_{ck} = 27 MPa

- 철근의 항복강도

f_y = 400 MPa

나) 탄성계수

- 콘크리트(일반콘크리트)

$E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 (MPa)

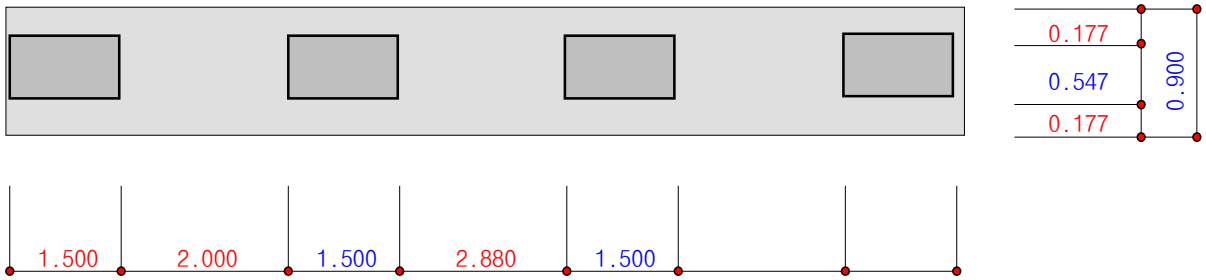
- 철근

$E_s =$ 200,000 (MPa)

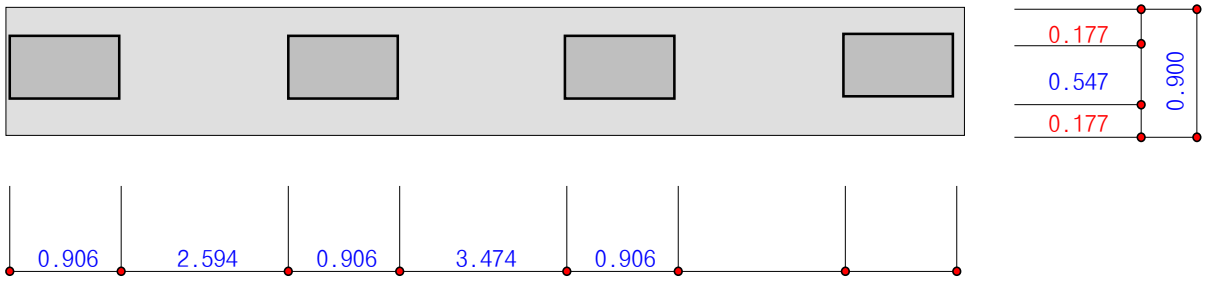
2. 개구부 보강 거더 (BOX 3) : 여의도방향 기준

2.1 상부 거더

1) 보의 지간 구성 **(2경간 연속)**

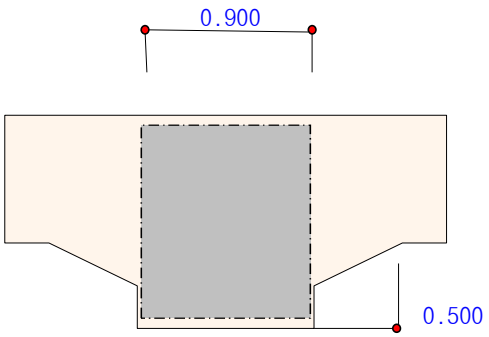


2) 보의 유효지간 산정



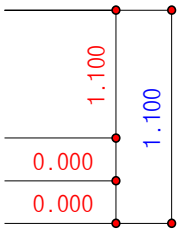
Ln (유효 순경간) : 3.474 m

L (기둥중심간격) : 3.940 m



※ 보 및 헌치자중 :

(0.900 × 0.000 + 0.000 × 0.500)
× 25.00 × 1.54 = 0.000 KN



구 분	계수하중	사용하중
외측기둥부 전단력	477.500 KN	333.690 KN
외측기둥부 전단력	0.000 KN	0.000 KN
보 및 헌치자중	0.000 KN	0.000 KN
합 계	477.500 KN	333.690 KN

3) 부재력 산정

부모멘트	Mu1	=	WL^2 / 9	=	477.500	×	3.474^2	/	9	=	640.379	KN.m
	M1	=		=	333.690	×	3.474^2	/	9	=	447.514	KN.m
정모멘트	Mu2	=	WL^2/ 14	=	477.500	×	3.474^2	/	14	=	411.672	KN.m
	M2	=		=	333.690	×	3.474^2	/	14	=	287.688	KN.m

전 단 력 Vu = 1.15(WL)/2 - 0.15WL

= 1.15×477.500 x 3.474 / 2 - 0.15 x 477.500 x 3.474

= 705.043 KN

4) DEEP BEAM 검토

D = 0.965 m L = 3.474 m

L/D = 3.474 / 0.97 = 3.600 < 4 ⇒ Deep Beam

5) 보의 단면 검토

◈ B3 상부거더(-M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 641.000 KN·m 계수 전단력 Vu = 953.000 KN
단면의 두께 H = 1100.000 mm 단 면 폭 B = 560.000 mm
유 효 깊 이 D = 965.000 mm 피 복 두 께 Dc = 135.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H25 ×6.00 EA (Dc = 135.00 mm)
= 3040.200 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00563

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 94.622 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02301 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 948,585,900 N·mm
= 948.586 KN·m ≥ Mu = 641.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.480)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 62.852 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 2019.437 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 62.852 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00374 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00498
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 2019.437 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Ln/D = 3474.00 / 965.00 = 3.600 ≤ 4.0 ∴ 깊은 보
콘크리트 전단강도 ØVc = Øv · 1/6 · λ √(fck) · B · D/1000 = 351.000 KN
위험단면까지의 거리 ds
ds = 0.15 · Ln = 0.15 ×3.474 = 0.521 m
위험단면에서의 전단력 Vu'
Vu' = Vu - Wd · ds = 953.000 - 477.500 ×0.521 = 704.175 KN

Øv · Vn_max = 0.75×5/6 ×λ √(fck) × B ×D /1000 = 1755.000 KN
Vu' = 704.175 KN ≤ Øv*Vn_max = 1755.000 KN ... ∴ O.K.

Vu' ≤ Øv · Vc + Øv · [Av/Sv · ((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)] · fy · D

수직전단철근 Av = H16 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Sv = 150.00 mm ≤ Sv_max = min(D/5,30cm) = 193.00 mm .. O.K
철근량 Av = 단면적×개수 = 397.200 ㎟ ≥ Av_min = 0.0025 · Bw · Sv = 210.000 ㎟ .. O.K
수평전단철근 Avh = H13 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Svh = 150.00 mm ≤ Svh_max = min(D/5,30cm) = 193.00 mm .. O.K
철근량 Avh = 단면적×개수 = 253.400 ㎟ ≥ Avh_min= 0.0015 · Bw · Sv = 126.000 ㎟ .. O.K

Øv · Vc + Øv · [Av/Sv · ((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)] · fy · D
= 351.000 + 0.75×[0.383×Av/Sv + 0.617×Avh/Svh]×fy ×D
= 946.450 KN ≥ Vu' = 704.175 KN ... ∴ O.K (S.F = 1.344)

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 448.000 KN · m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B · D) = 0.00563
k = -nρ + √((nρ)² + 2nρ) = 0.244 (j = 0.919)
x = k · d = 235.473 mm
fc = 2 · Mo / (B · x · (D - x/3)) = 7.665 MPa
fs = Mo / (As · (D - x/3)) = 166.224 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 166.224 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 167.51 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 122.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 93.33 mm ≤ 167.51 mm ..... ∴ O.K

◈ B3 상부거더(+M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00
β1 = 0.850　　Øf = 0.85　　Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 412.000 KN·m　　계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 1200.000 mm　　단 면 폭 B = 560.000 mm
유 효 깊 이 D = 1100.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H19 ×6.00 EA (Dc = 100.00 mm)
= 1719.000 ㎟　　∴ P = As/(B·D) = 0.00279

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 53.501 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04943 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 627,271,300 N·mm
= 627.271 KN·m ≥ Mu = 412.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.523)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 34.838 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 1119.329 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 34.838 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00182 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00242
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 1119.329 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

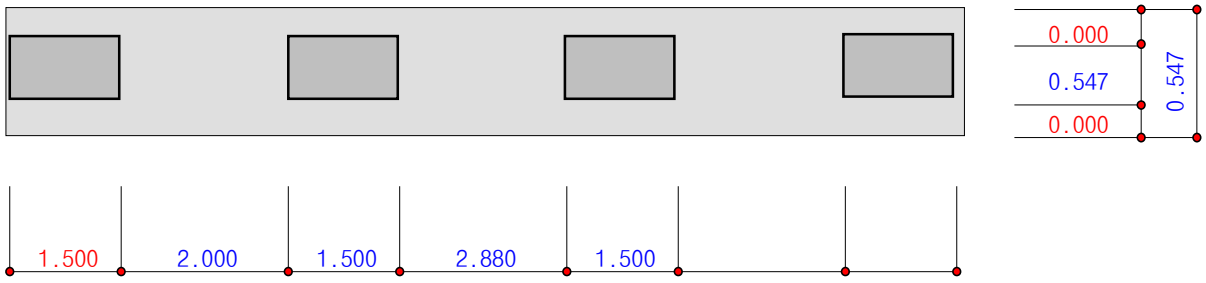
철근비검토 : 4/3 ρreq ≤ ρ ≤ ρmin ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

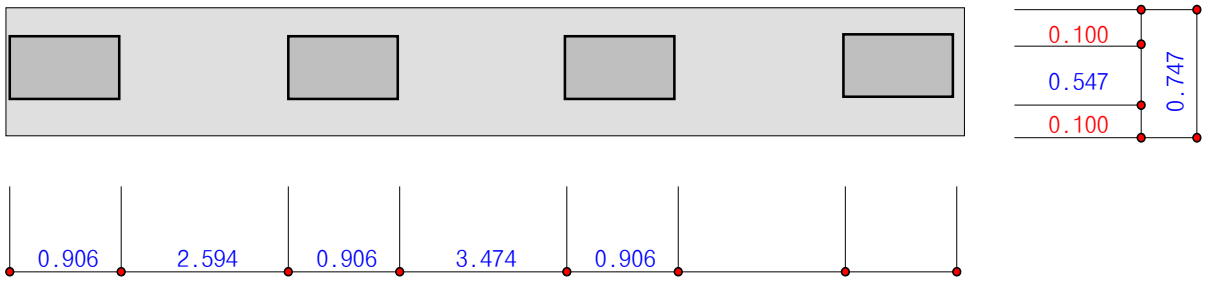
Mo = 288.000 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00279
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.179 (j = 0.940)
x = k·d = 196.994 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.048 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 161.978 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 161.978 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 259.93 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 90.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 93.33 mm ≤ 259.93 mm ..... ∴ O.K

2.2 하부 거더

1) 보의 지간 구성 **(2경간 연속)**

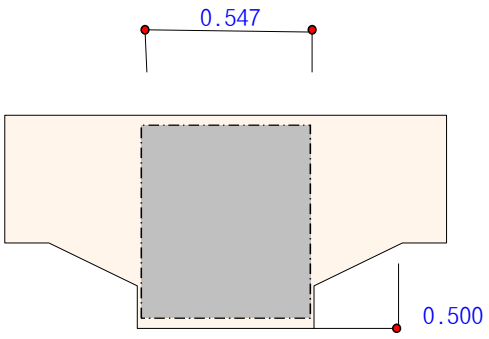


2) 보의 유효지간 산정



Ln (유효 순경간) : 3.474 m

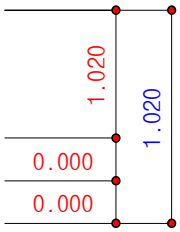
L (기둥중심간격) : 3.940 m



※ 보 및 헌치자중 :

(0.547 × 0.000 + 0.000 × 0.500)

× 25.00 × 1.54 = 0.000 KN



구 분	계수하중	사용하중
외측기둥부 전단력	1099.950 KN	753.850 KN
외측기둥부 전단력	0.000 KN	0.000 KN
보 및 헌치자중	0.000 KN	0.000 KN
합 계	1099.950 KN	753.850 KN

3) 부재력 산정

부모멘트	Mu1	=	WL^2 / 9	=	1099.950	×	3.474^2	/	9	=	1475.151 KN.m
	M1	=		=	753.850	×	3.474^2	/	9	=	1010.994 KN.m
정모멘트	Mu2	=	WL^2/ 14	=	1099.950	×	3.474^2	/	14	=	948.311 KN.m
	M2	=		=	753.850	×	3.474^2	/	14	=	649.924 KN.m

전 단 력 Vu = 1.15(WL)/2 - 0.15WL

= 1.15×1099.950 x 3.474 / 2 - 0.15 x 1099.950 x 3.474

= 1624.108 KN

4) DEEP BEAM 검토

D = 1.350 m L = 3.474 m

L/D = 3.474 / 1.35 = 2.573 < 4 ⇒ Deep Beam

5) 보의 단면 검토

◈ B3 하부거더(-M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 1476.000 KN·m 계수 전단력 Vu = 2198.000 KN
단면의 두께 H = 1350.000 mm 단 면 폭 B = 700.000 mm
유 효 깊 이 D = 1215.000 mm 피 복 두 께 Dc = 135.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H29 ×8.00 EA (Dc = 135.00 mm)
= 5139.200 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00604

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 127.960 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02121 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 2,011,209,000 N·mm
= 2011.209 KN·m ≥ Mu = 1476.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.363)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 92.483 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 3714.348 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 92.483 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00437 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00582
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 3714.348 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Ln/D = 3474.00 / 1215.00 = 2.859 ≤ 4.0 ∴ 깊은 보
콘크리트 전단강도 ØVc = Øv · 1/6 · λ √(fck) · B · D/1000 = 552.416 KN
위험단면까지의 거리 ds
ds = 0.15 · Ln = 0.15 ×3.474 = 0.521 m
위험단면에서의 전단력 Vu'
Vu' = Vu - Wd · ds = 2198.000 - 1100.000 ×0.521 = 1624.790 KN

Øv · Vn_max = 0.75×5/6 ×λ √(fck) × B ×D /1000 = 2762.080 KN
Vu' = 1624.790 KN ≤ Øv*Vn_max = 2762.080 KN ... ∴ O.K.

Vu' ≤ Øv · Vc + Øv · [Av/Sv · ((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)] · fy · D

수직전단철근 Av = H19 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Sv = 150.00 mm ≤ Sv_max = min(D/5,30cm) = 243.00 mm .. O.K
철근량 Av = 단면적×개수 = 573.000 ㎟ ≥ Av_min = 0.0025 · Bw · Sv = 262.500 ㎟ .. O.K
수평전단철근 Avh = H16 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Svh = 150.00 mm ≤ Svh_max = min(D/5,30cm) = 243.00 mm .. O.K
철근량 Avh = 단면적×개수 = 397.200 ㎟ ≥ Avh_min= 0.0015 · Bw · Sv = 157.500 ㎟ .. O.K

Øv · Vc + Øv · [Av/Sv · ((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)] · fy · D
= 552.416 + 0.75×[0.322×Av/Sv + 0.678×Avh/Svh]×fy ×D
= 1655.000 KN ≥ Vu' = 1624.790 KN ... ∴ O.K (S.F = 1.019)

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 1011.000 KN · m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B · D) = 0.00604
k = -nρ + √((nρ)² + 2nρ) = 0.252 (j = 0.916)
x = k · d = 305.713 mm
fc = 2 · Mo / (B · x · (D - x/3)) = 8.489 MPa
fs = Mo / (As · (D - x/3)) = 176.735 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 176.735 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 144.33 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 120.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 87.50 mm ≤ 144.33 mm ..... ∴ O.K

◈ B3 하부거더(+M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 949.000 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 1450.000 mm 단 면 폭 B = 700.000 mm
유 효 깊 이 D = 1350.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H22 ×8.00 EA (Dc = 100.00 mm)
= 3096.800 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00328

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 77.107 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04165 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1,380,838,000 N·mm
= 1380.838 KN·m ≥ Mu = 949.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.455)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 52.500 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 2108.538 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 52.500 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00223 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00298
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 2108.538 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : 4/3 ρreq ≤ ρ ≤ ρmin ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 650.000 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00328
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.192 (j = 0.936)
x = k·d = 259.846 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.657 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 166.136 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 166.136 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 251.51 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 89.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 87.50 mm ≤ 251.51 mm ..... ∴ O.K

3. 보강 기둥

3.1 기둥 부재력

1) 내측 기둥

b= 0.547 m , h= 1.500 m , lu = 5.000 m , C.T.C = 3.940 m

① 축력 최대시

P =	1908.200	x	3.940	=	7518.308	KN
M =	541.550	x	3.940	=	2133.707	KN.m
V =	633.800	x	3.940	=	2497.172	KN.m

② 모멘트 최대시

P =	1751.360	x	3.940	=	6900.358	KN
M =	597.250	x	3.940	=	2353.165	KN.m
V =	633.800	x	3.940	=	2497.172	KN.m

③ 모멘트 최대시 (지진시)

P =	1514.490	x	3.940		=	5967.091	KN	
M =	697.120	x	3.940	/ 5	=	549.331	KN.m	(다주가구로서 R=5 적용)
V =	718.160	x	3.940		=	2829.550	KN.m	

2) 외측 기둥

b= 0.547 m , h= 1.500 m , lu = 5.000 m , C.T.C = 2.190 m

① 축력 최대시

P =	1908.200	x	2.190	=	4178.958	KN
M =	541.550	x	2.190	=	1185.995	KN.m
V =	633.800	x	2.190	=	1388.022	KN.m

② 모멘트 최대시

P =	1751.360	x	2.190	=	3835.478	KN
M =	597.250	x	2.190	=	1307.978	KN.m
V =	633.800	x	2.190	=	1388.022	KN.m

③ 모멘트 최대시 (지진시)

P =	1514.490	x	2.190		=	3316.733	KN	
M =	697.120	x	2.190	/ 5	=	305.339	KN.m	(다주가구로서 R=5 적용)
V =	718.160	x	2.190		=	1572.770	KN.m	

3.2 기둥 검토

1) 내측 기둥

【 기둥 : 내측기둥 】 : LC 1, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 283.81 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	547.0	450.0	80.0	7519.000	2134.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 0.158

= 31.665 ≤ 40.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-2014.000 , M2=2134.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.944) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 820500.00 mm² , Ast = 47652.00 mm² , Puse = 0.05808

- 1단 : H32 - 30EA (As=23826.000 mm²), d1 = 80.000 mm

- 2단 : H32 - 30EA (As=23826.000 mm²), d2 = 114.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0581) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 270.00 mm, ab = k1 x cb = 229.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 229.500 x 1500.000 = 7900.538 kN

∑Csi = 7552.857 kN, ∑Tsi = 8309.685 kN

Pb = 7900.538 + 7552.857 - 8309.685 = 7143.709 kN

Mb = Cc x 158.750 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3981.230 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 557.306 mm, e = Mu/Pu = 283.814 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 321.10 mm, a = k1 x c = 272.94 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 272.9 x 1500.0 = 9395.822 kN

∑Csi = 8210.281 kN, ∑Tsi = 5040.167 kN

Pn = 9395.822 + 8210.281 - 5040.167 = 12565.936 kN

Mn = Cc x 137.032 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3566.441 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=283.818) | = 0.0038 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉮ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 547.00 - 80.00 = 467.000 mm

c = 321.101 mm, a = k1 x c = 272.936 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (467.00-321.10) / 321.10 = 0.00136

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

㉯ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29438.129 kN ≥ Pn = 12565.936 kN

ΦPn = 0.65 x 12565.936 = 8167.858 kN ≥ Pu = 7519.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.284 = 2318.155 kN.m ≥ Mu = 2134.000 kN.m ∴ O.K

【 기둥 : 내측기둥 】 : LC 2, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 341.11 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	547.0	450.0	80.0	6901.000	2354.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 0.158

= 31.665 ≤ 40.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-2264.000 , M2=2354.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.962) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 820500.00 mm² , Ast = 47652.00 mm² , Puse = 0.05808

- 1단 : H32 - 30EA (As=23826.000 mm²), d1 = 80.000 mm

- 2단 : H32 - 30EA (As=23826.000 mm²), d2 = 114.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0581) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 270.00 mm, ab = k1 x cb = 229.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 229.500 x 1500.000 = 7900.538 kN

∑Csi = 7552.857 kN, ∑Tsi = 8309.685 kN

Pb = 7900.538 + 7552.857 - 8309.685 = 7143.709 kN

Mb = Cc x 158.750 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3981.230 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 557.306 mm, e = Mu/Pu = 341.110 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 304.87 mm, a = k1 x c = 259.14 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 259.1 x 1500.0 = 8920.895 kN

∑Csi = 8025.356 kN, ∑Tsi = 6069.558 kN

Pn = 8920.895 + 8025.356 - 6069.558 = 10876.693 kN

Mn = Cc x 143.930 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3710.174 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=341.112)| = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈅ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 547.00 - 80.00 = 467.000 mm

c = 304.871 mm, a = k1 x c = 259.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (467.00-304.87) / 304.87 = 0.00160

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

㈆ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29438.129 kN ≥ Pn = 10876.693 kN

ΦPn = 0.65 x 10876.693 = 7069.851 kN ≥ Pu = 6901.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.341 = 2411.597 kN.m ≥ Mu = 2354.000 kN.m ∴ O.K

【 기둥 : 내측기둥 】 : LC 3, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 92.17 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	547.0	450.0	80.0	5967.000	550.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 0.158

= 31.665 ≤ 40.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-496.000 , M2=550.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.902) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 820500.00 mm² , Ast = 47652.00 mm² , Puse = 0.05808

- 1단 : H32 - 30EA (As=23826.000 mm²), d1 = 80.000 mm

- 2단 : H32 - 30EA (As=23826.000 mm²), d2 = 114.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0581) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 270.00 mm, ab = k1 x cb = 229.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 229.500 x 1500.000 = 7900.538 kN

∑Csi = 7552.857 kN, ∑Tsi = 8309.685 kN

Pb = 7900.538 + 7552.857 - 8309.685 = 7143.709 kN

Mb = Cc x 158.750 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3981.230 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 557.306 mm, e = Mu/Pu = 92.174 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 482.03 mm, a = k1 x c = 409.72 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 409.7 x 1500.0 = 14104.658 kN

∑Csi = 10112.259 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 14104.658 + 10112.259 - 0.000 = 24216.917 kN

Mn = Cc x 68.639 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2232.096 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=92.171)| = 0.0027 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 547.00 - 80.00 = 467.000 mm

c = 482.025 mm, a = k1 x c = 409.721 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (467.00-482.03) / 482.03 = -0.00009

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

㈑ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29438.129 kN ≥ Pn = 24216.917 kN

ΦPn = 0.65 x 24216.917 = 15740.996 kN ≥ Pu = 5967.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.092 = 1450.905 kN.m ≥ Mu = 550.000 kN.m ∴ O.K

2) 외측 기둥

【 기둥 : 외측기둥 】 : LC 1, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 283.80 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	547.0	467.0	80.0	4179.000	1186.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 0.158

= 31.665 ≤ 40.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-1120.000 , M2=1186.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.944) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 820500.00 mm² , Ast = 11613.00 mm² , Puse = 0.01415

- 1단 : H22 - 30EA (As=11613.000 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0142) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 280.20 mm, ab = k1 x cb = 238.17 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 238.170 x 1500.000 = 8199.002 kN

∑Csi = 1997.697 kN, ∑Tsi = 2108.742 kN

Pb = 8199.002 + 1997.697 - 2108.742 = 8087.958 kN

Mb = Cc x 154.415 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2035.349 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 251.652 mm, e = Mu/Pu = 283.800 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 247.53 mm, a = k1 x c = 210.40 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 210.4 x 1500.0 = 7243.165 kN

∑Csi = 1951.974 kN, ∑Tsi = 2182.687 kN

Pn = 7243.165 + 1951.974 - 2182.687 = 7012.452 kN

Mn = Cc x 168.298 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1990.130 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=283.799) | = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉮ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 547.00 - 80.00 = 467.000 mm

c = 247.534 mm, a = k1 x c = 210.404 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (467.00-247.53) / 247.53 = 0.00266

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.69 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0027-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.694

㉯ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18567.325 kN ≥ Pn = 7012.452 kN

ΦPn = 0.69 x 7012.452 = 4866.558 kN ≥ Pu = 4179.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.284 = 1381.129 kN.m ≥ Mu = 1186.000 kN.m ∴ O.K

【 기둥 : 외측기둥 】 : LC 2, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 340.98 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	547.0	467.0	80.0	3836.000	1308.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 0.158

= 31.665 ≤ 40.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-1259.000 , M2=1308.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.963) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 820500.00 mm² , Ast = 11613.00 mm² , Puse = 0.01415

- 1단 : H22 - 30EA (As=11613.000 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0142) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 280.20 mm, ab = k1 x cb = 238.17 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 238.170 x 1500.000 = 8199.002 kN

∑Csi = 1997.697 kN, ∑Tsi = 2108.742 kN

Pb = 8199.002 + 1997.697 - 2108.742 = 8087.958 kN

Mb = Cc x 154.415 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2035.349 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 251.652 mm, e = Mu/Pu = 340.980 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 206.85 mm, a = k1 x c = 175.83 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 175.8 x 1500.0 = 6052.826 kN

∑Csi = 1736.159 kN, ∑Tsi = 2312.242 kN

Pn = 6052.826 + 1736.159 - 2312.242 = 5476.742 kN

Mn = Cc x 185.587 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1867.456 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=340.979)| = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 547.00 - 80.00 = 467.000 mm

c = 206.855 mm, a = k1 x c = 175.826 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (467.00-206.85) / 206.85 = 0.00377

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.77 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0038-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.768

㈑ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18567.325 kN ≥ Pn = 5476.742 kN

ΦPn = 0.77 x 5476.742 = 4207.186 kN ≥ Pu = 3836.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.341 = 1434.567 kN.m ≥ Mu = 1308.000 kN.m ∴ O.K

【 기둥 : 외측기둥 】 : LC 3, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 92.25 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	547.0	467.0	80.0	3317.000	306.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 0.158

= 31.665 ≤ 40.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-276.000 , M2=306.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.902) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 820500.00 mm² , Ast = 11613.00 mm² , Puse = 0.01415

- 1단 : H22 - 30EA (As=11613.000 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0142) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 280.20 mm, ab = k1 x cb = 238.17 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 238.170 x 1500.000 = 8199.002 kN

∑Csi = 1997.697 kN, ∑Tsi = 2108.742 kN

Pb = 8199.002 + 1997.697 - 2108.742 = 8087.958 kN

Mb = Cc x 154.415 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2035.349 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 251.652 mm, e = Mu/Pu = 92.252 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 458.83 mm, a = k1 x c = 390.01 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 390.0 x 1500.0 = 13426.050 kN

∑Csi = 2237.154 kN, ∑Tsi = 53.738 kN

Pn = 13426.050 + 2237.154 - 53.738 = 15609.465 kN

Mn = Cc x 78.496 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1439.861 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=92.243)| = 0.0092 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈅ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 547.00 - 80.00 = 467.000 mm

c = 458.834 mm, a = k1 x c = 390.009 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (467.00-458.83) / 458.83 = 0.00005

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

㈆ 축방향력 및 휨에 대한 검토

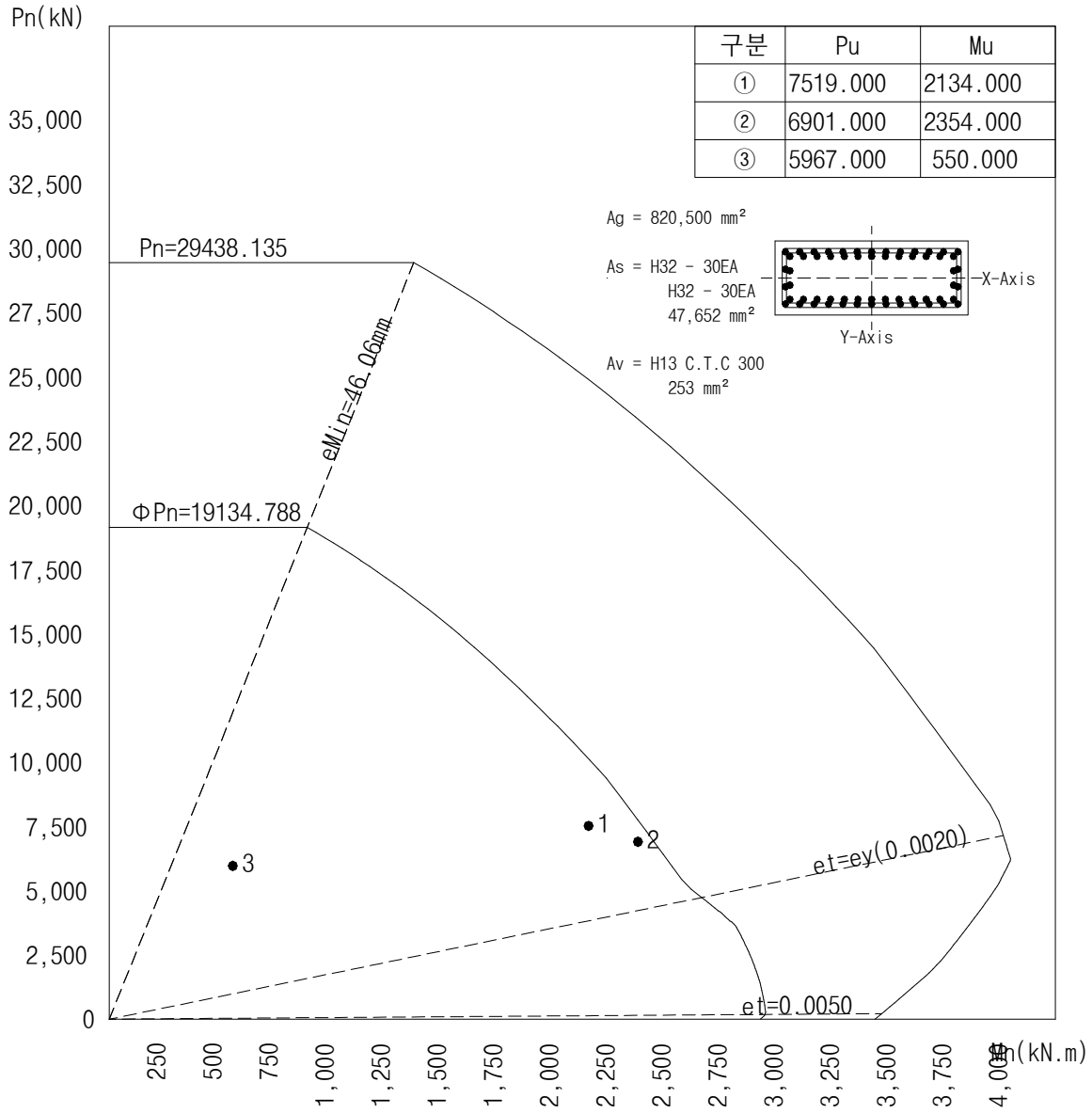
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18567.325 kN ≥ Pn = 15609.465 kN

ΦPn = 0.65 x 15609.465 = 10146.153 kN ≥ Pu = 3317.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.092 = 936.003 kN.m ≥ Mu = 306.000 kN.m ∴ O.K

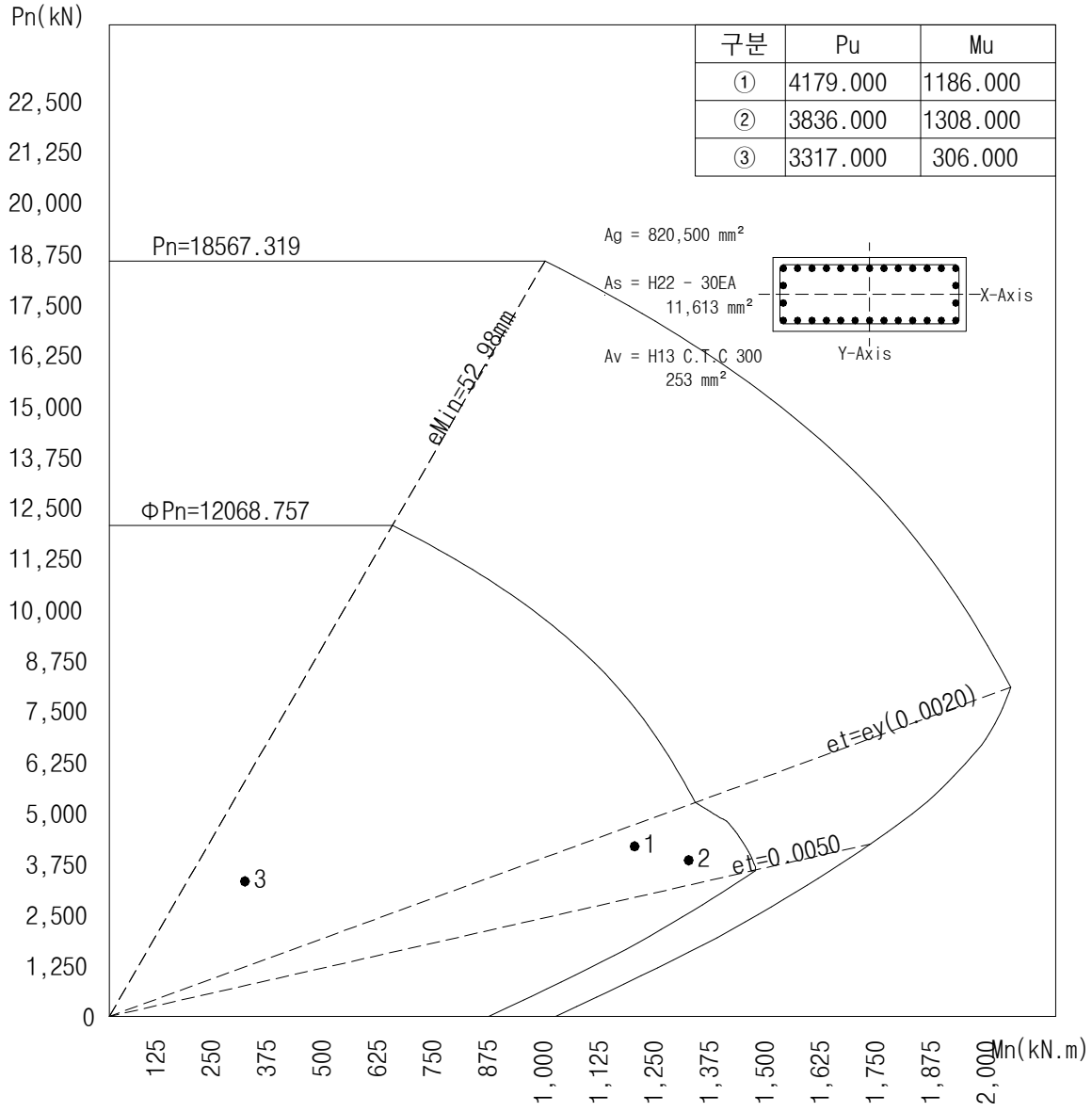
3.3 P-M 상관분석

1) 내측 기둥



구분	Pu	Mu
①	7519.000	2134.000
②	6901.000	2354.000
③	5967.000	550.000

2) 외측 기둥



구분	Pu	Mu
①	4179.000	1186.000
②	3836.000	1308.000
③	3317.000	306.000

제물포 국회대로

STA.0+579.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간슬래브	외측벽체	기둥	거더
상면(벽체외측)	100	80	80	100	90	135
하면(벽체내측)	80	100	80	80	90	90

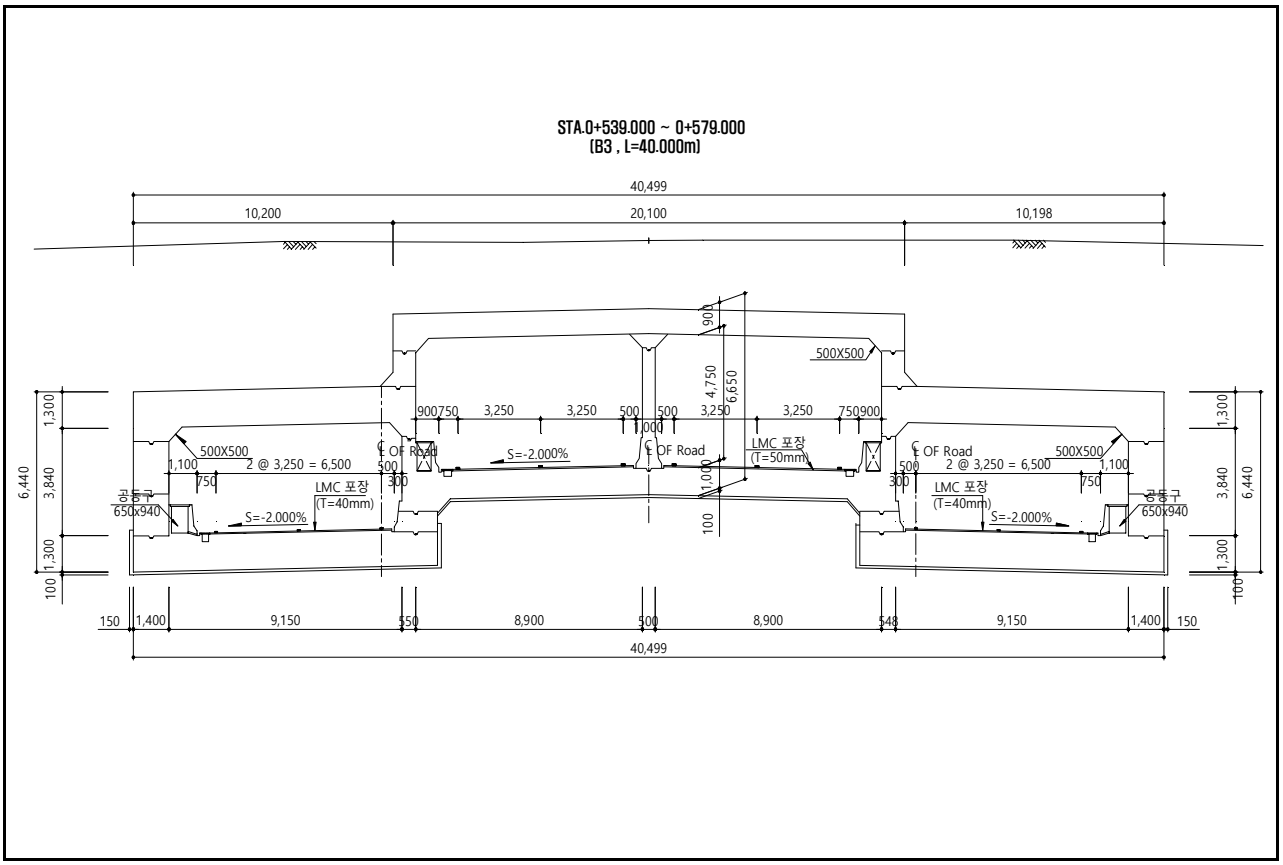
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

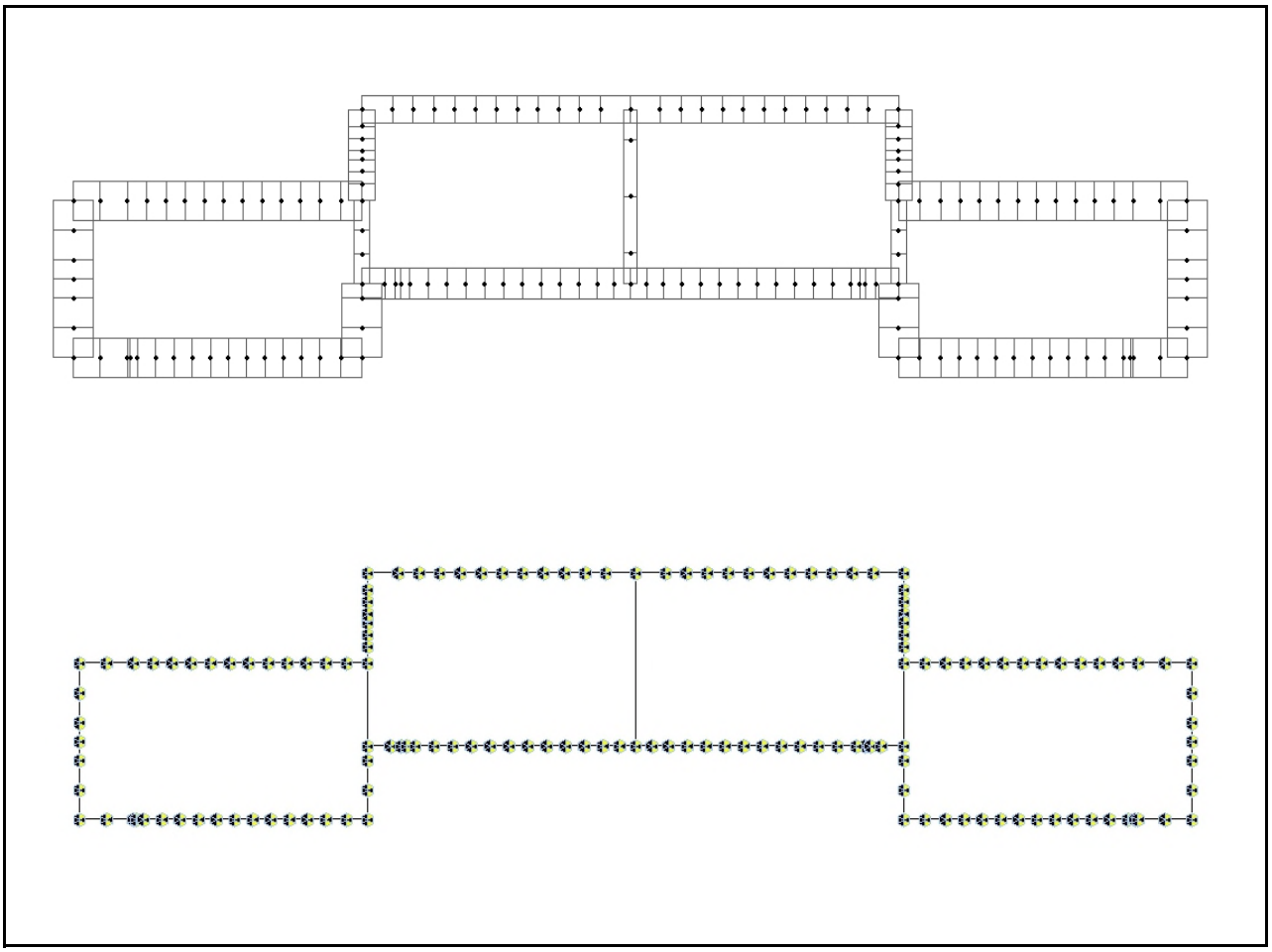
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	1.400	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	9.100	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	18.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	1.500	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 16.600 m = 40.500 m = 8.120 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo} (B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho} (B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,523	23,119	4,508	7,706	107,168	5,282	9,031	1,761	3,010
퇴적층(자갈층)	987,663	48,682	83,231	16,227	27,744	385,806	19,016	32,512	6,339	10,837
풍화토	2,201,831	108,529	185,549	36,176	61,850	860,090	42,394	72,480	14,131	24,160
풍화암	5,043,990	248,619	425,058	82,873	141,686	1,970,308	97,117	166,038	32,372	55,346
연 암	18,933,228	933,221	1,595,507	311,074	531,836	7,395,792	364,539	623,245	121,513	207,748
보통암	15,536,147	765,779	1,309,234	255,260	436,411	6,068,807	299,132	511,419	99,711	170,473
경 암	59,590,479	2,937,222	5,021,700	979,074	1,673,900	23,277,531	1,147,352	1,961,602	382,451	653,867

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	10,288	23,119	3,429	7,706	107,168	4,019	9,031	1,340	3,010
퇴적층(자갈층)	987,663	37,038	83,231	12,346	27,744	385,806	14,468	32,512	4,823	10,837
풍화토	2,201,831	82,571	185,549	27,524	61,850	860,090	32,254	72,480	10,751	24,160
풍화암	5,043,990	189,155	425,058	63,052	141,686	1,970,308	73,888	166,038	24,629	55,346
연 암	18,933,228	710,014	1,595,507	236,671	531,836	7,395,792	277,349	623,245	92,450	207,748
보통암	15,536,147	582,621	1,309,234	194,207	436,411	6,068,807	227,586	511,419	75,862	170,473
경 암	59,590,479	2,234,701	5,021,700	744,900	1,673,900	23,277,531	872,930	1,961,602	290,977	653,867

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.700	0.950	30,557	10,186	87 116
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.950	35,186	11,729	88 115
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.675	30,094	10,031	89 114
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.675	25,001	8,334	90 TO 98 105 TO 113
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.738	26,158	8,719	99 104
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.738	0.738	27,316	9,105	100 103
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.738	0.450	21,991	7,330	101 102
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.450	1.075	37,120	12,373	131 155
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	1.075	0.730	43,936	14,645	132 154
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.730	0.730	35,538	11,846	133 TO 141 145 TO 153
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.730	1.050	43,327	14,442	142 144
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	1.050	1.050	51,116	17,039	143

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화토	82,571	27,524	0.700	0.950	68,121	22,707	1 34
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.950	78,442	26,147	2 33
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.100	43,350	14,450	3 32
풍화토	82,571	27,524	0.100	0.250	14,450	4,817	4 31
풍화토	82,571	27,524	0.250	0.640	36,744	12,248	5 30
풍화토	82,571	27,524	0.640	0.640	52,845	17,615	6to14 21to29
풍화토	82,571	27,524	0.640	0.738	56,871	18,957	15 20
풍화토	82,571	27,524	0.738	0.738	60,896	20,299	16 19
풍화토	82,571	27,524	0.738	0.700	59,348	19,783	17 18
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.800	0.375	28,601	9,534	44 74
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.375	0.200	13,996	4,665	45 73
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.200	0.300	12,171	4,057	46 72
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.300	0.660	23,367	7,789	47 71

퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.660	0.660	32,130	10,710	48to56 62to70
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.660	0.575	30,061	10,020	57 61
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.640	0.738	33,530	11,177	58to60

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.450	0.550	41,615	13,872	131
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.550	0.400	39,534	13,178	129
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.400	33,292	11,097	126
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.280	28,298	9,433	124
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.280	0.400	28,298	9,433	122
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.400	33,292	11,097	120
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.550	39,534	13,178	117
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.550	0.650	49,938	16,646	101
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.650	0.975	67,625	22,542	87
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	85
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.620	66,376	22,125	78
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.620	0.620	51,603	17,201	76
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.620	0.975	66,376	22,125	41
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	35
풍화토	185,549	61,850	0.975	0.650	150,758	50,253	1
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.500	0.470	40,367	13,456	43
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.470	0.975	60,134	20,045	39
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	37
풍화토	185,549	61,850	0.975	0.650	150,758	50,253	17

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.450	0.550	41,615	13,872	155
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.550	0.400	39,534	13,178	130
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.400	33,292	11,097	127
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.280	28,298	9,433	125
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.280	0.400	28,298	9,433	123
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.400	33,292	11,097	121
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.550	39,534	13,178	118
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.550	0.650	49,938	16,646	102
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.650	0.975	67,625	22,542	116
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	86
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.620	66,376	22,125	79
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.620	0.620	51,603	17,201	77
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.620	0.975	66,376	22,125	42
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	36
풍화토	185,549	61,850	0.975	0.650	150,758	50,253	34
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.500	0.470	40,367	13,456	75
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.470	0.975	60,134	20,045	40
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	38

풍화토	185,549	61,850	0.975	0.650	150,758	50,253	18

*** 붕괴방지수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.700	0.950	11,936	3,979	87 116
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.950	13,745	4,582	88 115
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.675	11,755	3,918	89 114
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.675	9,766	3,255	90 TO 98 105 TO 113
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.738	10,218	3,406	99 104
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.738	0.738	10,670	3,557	100 103
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.738	0.450	8,590	2,863	101 102
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.450	1.075	14,500	4,833	131 155
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	1.075	0.730	17,162	5,721	132 154
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.730	0.730	13,882	4,627	133 TO 141 145 TO 153
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.730	1.050	16,925	5,642	142 144
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	1.050	1.050	19,967	6,656	143

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화토	32,254	10,751	0.700	0.950	26,610	8,870	1 34
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.950	30,642	10,214	2 33
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.100	16,933	5,644	3 32
풍화토	32,254	10,751	0.100	0.250	5,644	1,881	4 31
풍화토	32,254	10,751	0.250	0.640	14,353	4,784	5 30
풍화토	32,254	10,751	0.640	0.640	20,643	6,881	6to14 21to29
풍화토	32,254	10,751	0.640	0.738	22,215	7,405	15 20
풍화토	32,254	10,751	0.738	0.738	23,787	7,929	16 19
풍화토	32,254	10,751	0.738	0.700	23,183	7,728	17 18
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.800	0.375	11,172	3,724	44 74
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.375	0.200	5,467	1,822	45 73
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.200	0.300	4,754	1,585	46 72
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.300	0.660	9,128	3,043	47 71
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.660	0.660	12,551	4,184	48to56 62to70
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.660	0.575	11,743	3,914	57 61
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.640	0.738	13,098	4,366	58to60

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.450	0.550	16,256	5,419	131
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.550	0.400	15,443	5,148	129
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.400	13,005	4,335	126
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.280	11,054	3,685	124
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.280	0.400	11,054	3,685	122
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.400	13,005	4,335	120

퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.550	15,443	5,148	117
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.550	0.650	19,507	6,502	101
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.650	0.975	26,416	8,805	87
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	85
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.620	25,928	8,643	78
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.620	0.620	20,157	6,719	76
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.620	0.975	25,928	8,643	41
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	35
풍화토	72,480	24,160	0.975	0.650	58,890	19,630	1
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.500	0.470	15,768	5,256	43
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.470	0.975	23,490	7,830	39
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	37
풍화토	72,480	24,160	0.975	0.650	58,890	19,630	17

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.450	0.550	16,256	5,419	155
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.550	0.400	15,443	5,148	130
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.400	13,005	4,335	127
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.280	11,054	3,685	125
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.280	0.400	11,054	3,685	123
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.400	13,005	4,335	121
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.550	15,443	5,148	118
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.550	0.650	19,507	6,502	102
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.650	0.975	26,416	8,805	116
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	86
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.620	25,928	8,643	79
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.620	0.620	20,157	6,719	77
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.620	0.975	25,928	8,643	42
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	36
풍화토	72,480	24,160	0.975	0.650	58,890	19,630	34
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.500	0.470	15,768	5,256	75
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.470	0.975	23,490	7,830	40
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	38
풍화토	72,480	24,160	0.975	0.650	58,890	19,630	18

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.13 = 0.074 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.13 = 0.182 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

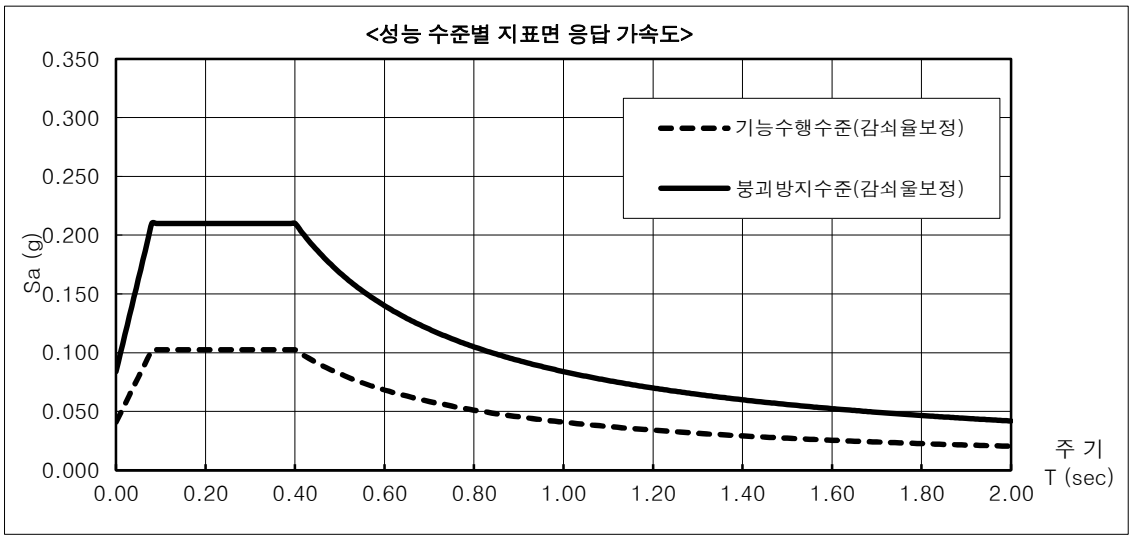
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

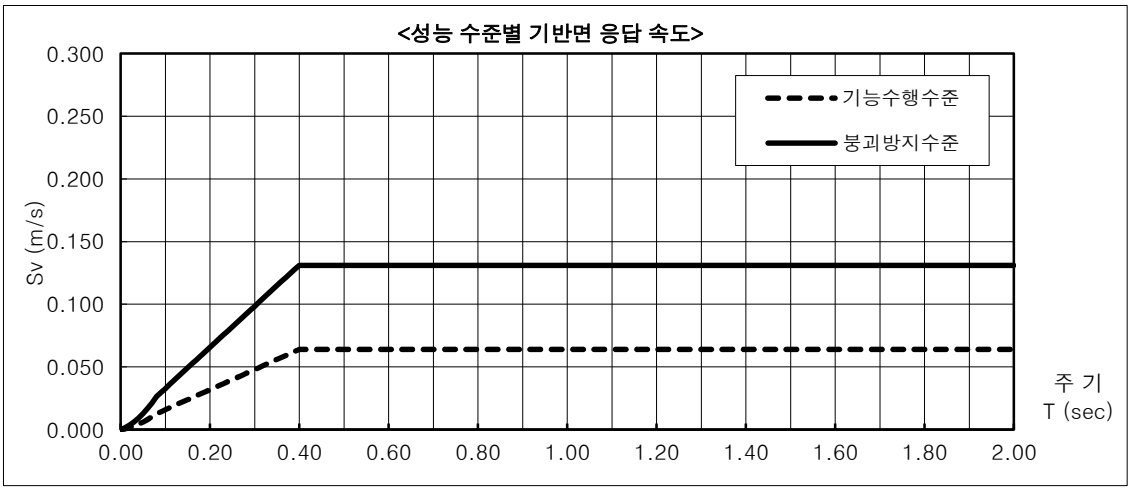
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.400	매립층	-	156	0.036
9.100	퇴적층(자갈층)	-	289	0.126
18.000	풍화토	-	424	0.170
1.500	풍화암	-	631	0.010
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.342

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.342 = 0.43 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.095 g = 0.936 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.400	매립층	-	156	0.036
9.100	퇴적층(자갈층)	-	289	0.126
18.000	풍화토	-	424	0.170
1.500	풍화암	-	631	0.010
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.342

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.342 = 0.43 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.195 g = 1.917 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

U_{h1} = 2 / π^2·Sv ·T_s ·cos(ω_0·x_1/v_{sod1}) 제 1층에서의 변위

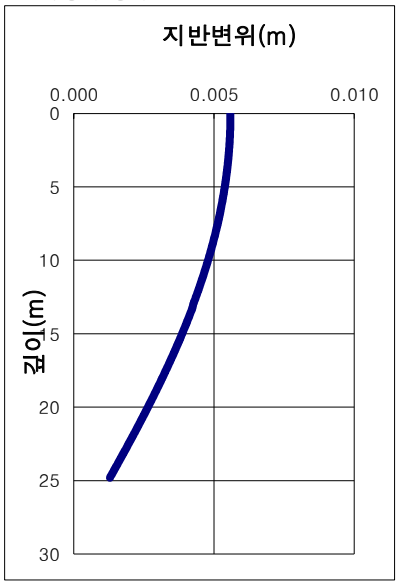
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.9 m, H_1 = 28.5 m, H_2 = 1.5 m, γ_1 = 19.6, γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 368 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.54

ω_0 = 19.935 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.870 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.43 sec

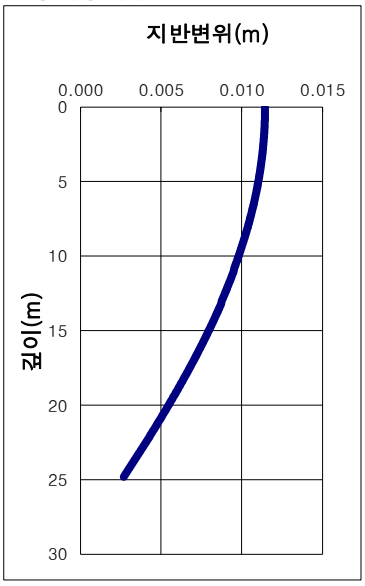
$U(Z_U)$=U(Z=3.170m)

= 0.005501 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.870m)

= 0.004570 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.870 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.43 sec

$U(Z_U)$=U(Z=3.170m)

= 0.011265 m

$U(Z_B)$=J(Z=11.290m

= 0.009358 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

* 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 12,346 \times 0.005501 = \mathbf{67.917}\ kN/m^2$ (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 4,823 \times 0.011265 = \mathbf{54.329}\ kN/m^2$ (붕괴방지수준)

* 측벽에 작용하는 지반변위하중

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	131	3.170	0.005501	0.004570	0.000931	83,231	77.522
	129	3.720	0.005470	0.004570	0.000901	83,231	74.949
	126	4.120	0.005445	0.004570	0.000875	83,231	72.824
	124	4.520	0.005417	0.004570	0.000847	83,231	70.485
	122	4.800	0.005395	0.004570	0.000826	83,231	68.722
	120	5.200	0.005363	0.004570	0.000793	83,231	66.023
	117	5.600	0.005328	0.004570	0.000758	83,231	63.115
	101	6.150	0.005276	0.004570	0.000706	83,231	58.776
	87	6.150	0.005276	0.004570	0.000706	83,231	58.776
	85	7.125	0.005172	0.004570	0.000602	83,231	50.127
	78	8.100	0.005054	0.004570	0.000484	83,231	40.275
	76	8.720	0.004971	0.004570	0.000401	83,231	33.397
	41	9.340	0.004883	0.004570	0.000313	83,231	26.052
	35	10.315	0.004733	0.004570	0.000163	83,231	13.576
	1	11.290	0.004570	0.004570	0.000000	185,549	0.000
	43	8.870	0.004950	0.004570	0.000380	83,231	31.663
	39	9.340	0.004883	0.004570	0.000313	83,231	26.052
	37	10.315	0.004733	0.004570	0.000163	83,231	13.576
	17	11.290	0.004570	0.004570	0.000000	185,549	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	155	3.170	0.005501	0.004570	0.000931	83,231	77.522
	130	3.720	0.005470	0.004570	0.000901	83,231	74.949
	127	4.120	0.005445	0.004570	0.000875	83,231	72.824
	125	4.520	0.005417	0.004570	0.000847	83,231	70.485
	123	4.800	0.005395	0.004570	0.000826	83,231	68.722
	121	5.200	0.005363	0.004570	0.000793	83,231	66.023
	118	5.600	0.005328	0.004570	0.000758	83,231	63.115
	102	6.150	0.005276	0.004570	0.000706	83,231	58.776
	116	6.150	0.005276	0.004570	0.000706	83,231	58.776
	86	7.125	0.005172	0.004570	0.000602	83,231	50.127

행 수 준	79	8.100	0.005054	0.004570	0.000484	83,231	40.275
	77	8.720	0.004971	0.004570	0.000401	83,231	33.397
	42	9.340	0.004883	0.004570	0.000313	83,231	26.052
	36	10.315	0.004733	0.004570	0.000163	83,231	13.576
	34	11.290	0.004570	0.004570	0.000000	185,549	0.000
	75	8.870	0.004950	0.004570	0.000380	83,231	31.663
	40	9.340	0.004883	0.004570	0.000313	83,231	26.052
	38	10.315	0.004733	0.004570	0.000163	83,231	13.576
	18	11.290	0.004570	0.004570	0.000000	185,549	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕 괴 방 지 수 준	131	3.170	0.011265	0.009358	0.001907	32,512	62.012
	129	3.720	0.011202	0.009358	0.001844	32,512	59.954
	126	4.120	0.011150	0.009358	0.001792	32,512	58.253
	124	4.520	0.011092	0.009358	0.001734	32,512	56.383
	122	4.800	0.011049	0.009358	0.001691	32,512	54.972
	120	5.200	0.010982	0.009358	0.001624	32,512	52.813
	117	5.600	0.010911	0.009358	0.001553	32,512	50.487
	101	6.150	0.010804	0.009358	0.001446	32,512	47.016
	87	6.150	0.010804	0.009358	0.001446	32,512	47.016
	85	7.125	0.010591	0.009358	0.001233	32,512	40.097
	78	8.100	0.010349	0.009358	0.000991	32,512	32.217
	76	8.720	0.010180	0.009358	0.000822	32,512	26.715
	41	9.340	0.009999	0.009358	0.000641	32,512	20.840
	35	10.315	0.009692	0.009358	0.000334	32,512	10.860
	1	11.290	0.009358	0.009358	0.000000	72,480	0.000
	43	8.870	0.010137	0.009358	0.000779	32,512	25.328
	39	9.340	0.009999	0.009358	0.000641	32,512	20.840
	37	10.315	0.009692	0.009358	0.000334	32,512	10.860
	17	11.290	0.009358	0.009358	0.000000	72,480	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
	155	3.170	0.011265	0.009358	0.001907	32,512	62.012
	130	3.720	0.011202	0.009358	0.001844	32,512	59.954
	127	4.120	0.011150	0.009358	0.001792	32,512	58.253
	125	4.520	0.011092	0.009358	0.001734	32,512	56.383
	123	4.800	0.011049	0.009358	0.001691	32,512	54.972

붕괴방지수준	121	5.200	0.010982	0.009358	0.001624	32,512	52.813
	118	5.600	0.010911	0.009358	0.001553	32,512	50.487
	102	6.150	0.010804	0.009358	0.001446	32,512	47.016
	116	6.150	0.010804	0.009358	0.001446	32,512	47.016
	86	7.125	0.010591	0.009358	0.001233	32,512	40.097
	79	8.100	0.010349	0.009358	0.000991	32,512	32.217
	77	8.720	0.010180	0.009358	0.000822	32,512	26.715
	42	9.340	0.009999	0.009358	0.000641	32,512	20.840
	36	10.315	0.009692	0.009358	0.000334	32,512	10.860
	34	11.290	0.009358	0.009358	0.000000	72,480	0.000
	75	8.870	0.010137	0.009358	0.000779	32,512	25.328
	40	9.340	0.009999	0.009358	0.000641	32,512	20.840
	38	10.315	0.009692	0.009358	0.000334	32,512	10.860
	18	11.290	0.009358	0.009358	0.000000	72,480	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1} \sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 5.359$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos {w_0x_2}/{v_{s0d2}}}{\tan {w_0H_2}/{v_{s0d2}}}\right) = 18.606 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 11.983$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1} \sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 4.287$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos {w_0x_2}/{v_{s0d2}}}{\tan {w_0H_2}/{v_{s0d2}}}\right) = 14.884 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 9.585$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1} \sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 5.359$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos {w_0x_2}/{v_{s0d2}}}{\tan {w_0H_2}/{v_{s0d2}}}\right) = 8.212 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 6.786 kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\ \sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 4.287 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right)$$ = 6.569 kN/m^2

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 5.428 kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 3.170 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.952 = 1.588 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.952 = 3.900 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 6.150 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.074 × 0.908 = 2.186 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.182 × 0.908 = 5.369 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 1.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.870 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.000 × 25.0 × 0.074 × 0.867 = 1.606 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.000 × 25.0 × 0.182 × 0.867 = 3.945 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 11.290 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.074 × 0.831 = 2.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.182 × 0.831 = 4.913 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 좌측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1−0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
접합부 상단	131	3.170	0.900	25.0	0.074	0.182	0.952	1.588	3.900
	129	3.720	0.900	25.0	0.074	0.182	0.944	1.574	3.866
	126	4.120	0.900	25.0	0.074	0.182	0.938	1.564	3.842
	124	4.520	0.900	25.0	0.074	0.182	0.932	1.554	3.817
	122	4.800	0.900	25.0	0.074	0.182	0.928	1.547	3.800
	120	5.200	0.900	25.0	0.074	0.182	0.922	1.537	3.776
	117	5.600	0.900	25.0	0.074	0.182	0.916	1.527	3.751

	101	6.150	0.900	25.0	0.074	0.182	0.908	1.513	3.717
접합부내측	83	7.125	0.550	25.0	0.074	0.182	0.893	0.910	2.235
	81	7.895	0.550	25.0	0.074	0.182	0.882	0.898	2.206
	43	8.870	0.550	25.0	0.074	0.182	0.867	0.883	2.170
접합부 하단	43	8.870	1.400	25.0	0.074	0.182	0.867	2.248	5.522
	39	9.340	1.400	25.0	0.074	0.182	0.860	2.230	5.478
	37	10.315	1.400	25.0	0.074	0.182	0.845	2.192	5.384
	17	11.290	1.400	25.0	0.074	0.182	0.831	2.154	5.291
외측부	87	6.150	1.400	25.0	0.074	0.182	0.908	2.354	5.782
	85	7.125	1.400	25.0	0.074	0.182	0.893	2.316	5.689
	78	8.100	1.400	25.0	0.074	0.182	0.879	2.278	5.596
	76	8.720	1.400	25.0	0.074	0.182	0.869	2.254	5.537
	41	9.340	1.400	25.0	0.074	0.182	0.860	2.230	5.478
	35	10.315	1.400	25.0	0.074	0.182	0.845	2.192	5.384
	1	11.290	1.400	25.0	0.074	0.182	0.831	2.154	5.291

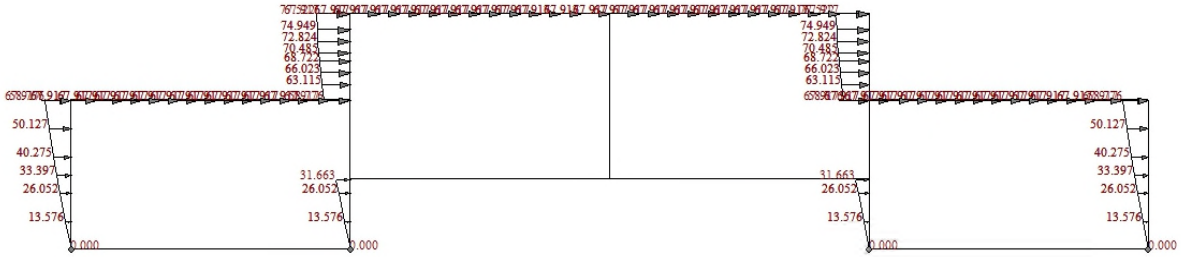
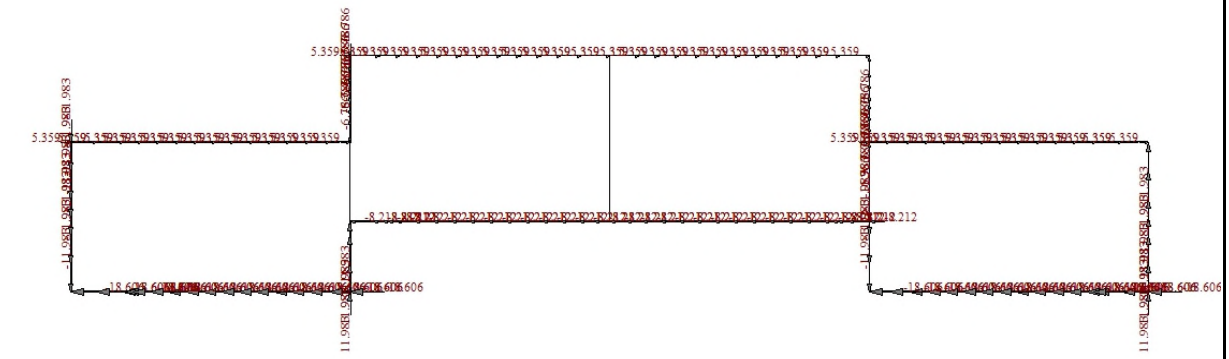
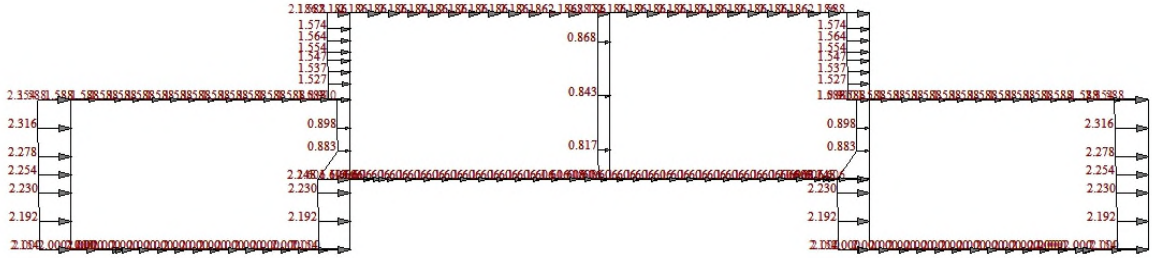
- 우측벽체 관성력

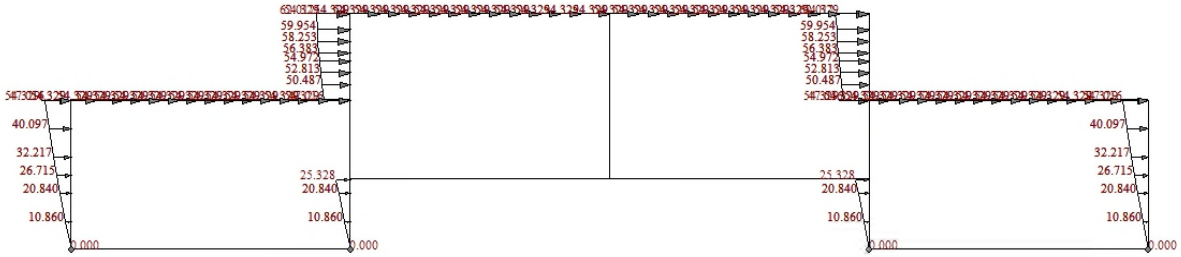
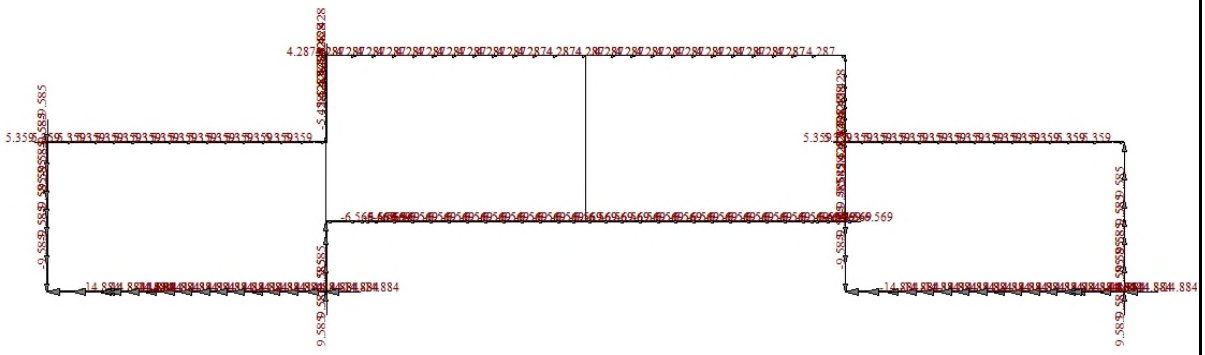
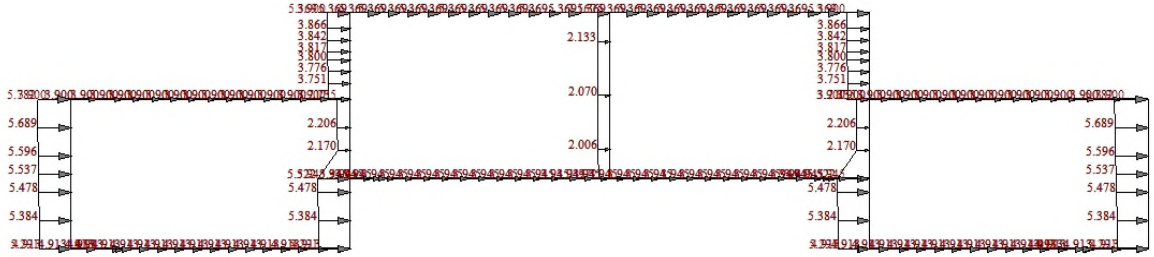
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
접합부 상단	155	3.170	0.900	25.0	0.074	0.182	0.952	1.588	3.900
	130	3.720	0.900	25.0	0.074	0.182	0.944	1.574	3.866
	127	4.120	0.900	25.0	0.074	0.182	0.938	1.564	3.842
	125	4.520	0.900	25.0	0.074	0.182	0.932	1.554	3.817
	123	4.800	0.900	25.0	0.074	0.182	0.928	1.547	3.800
	121	5.200	0.900	25.0	0.074	0.182	0.922	1.537	3.776
	118	5.600	0.900	25.0	0.074	0.182	0.916	1.527	3.751
	102	6.150	0.900	25.0	0.074	0.182	0.908	1.513	3.717
접합부내측	84	7.125	0.550	25.0	0.074	0.182	0.893	0.910	2.235
	82	7.895	0.550	25.0	0.074	0.182	0.882	0.898	2.206
	75	8.870	0.550	25.0	0.074	0.182	0.867	0.883	2.170
접합부 하단	75	8.870	1.400	25.0	0.074	0.182	0.867	2.248	5.522
	40	9.340	1.400	25.0	0.074	0.182	0.860	2.230	5.478
	38	10.315	1.400	25.0	0.074	0.182	0.845	2.192	5.384
	18	11.290	1.400	25.0	0.074	0.182	0.831	2.154	5.291
외측부	116	6.150	1.400	25.0	0.074	0.182	0.908	2.354	5.782
	86	7.125	1.400	25.0	0.074	0.182	0.893	2.316	5.689
	79	8.100	1.400	25.0	0.074	0.182	0.879	2.278	5.596
	77	8.720	1.400	25.0	0.074	0.182	0.869	2.254	5.537
	42	9.340	1.400	25.0	0.074	0.182	0.860	2.230	5.478
	36	10.315	1.400	25.0	0.074	0.182	0.845	2.192	5.384
	34	11.290	1.400	25.0	0.074	0.182	0.831	2.154	5.291

- 중앙벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
중앙벽체	143	3.170	0.500	25.0	0.074	0.182	0.952	0.882	2.167
	128	4.170	0.500	25.0	0.074	0.182	0.937	0.868	2.133
	119	6.020	0.500	25.0	0.074	0.182	0.910	0.843	2.070
	80	7.870	0.500	25.0	0.074	0.182	0.882	0.817	2.006
	59	8.870	0.500	25.0	0.074	0.182	0.867	0.803	1.972

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

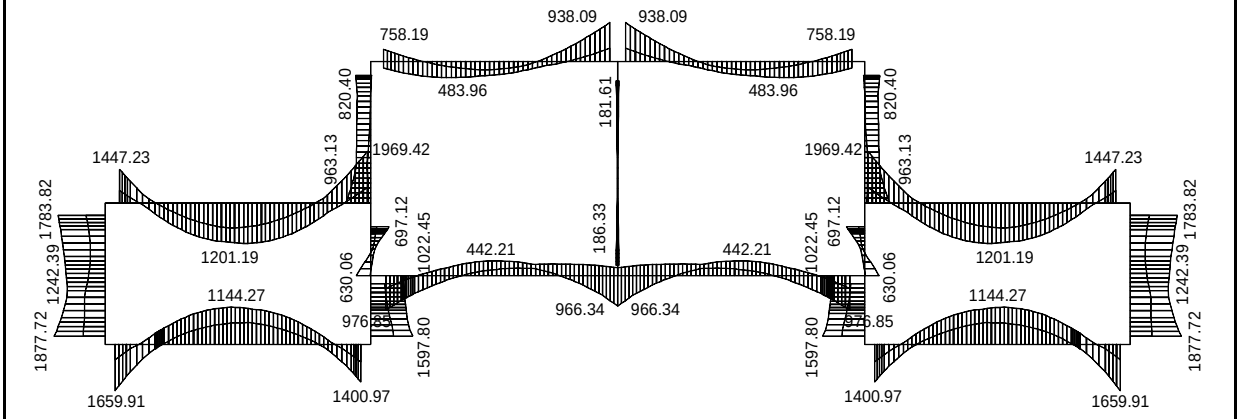
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

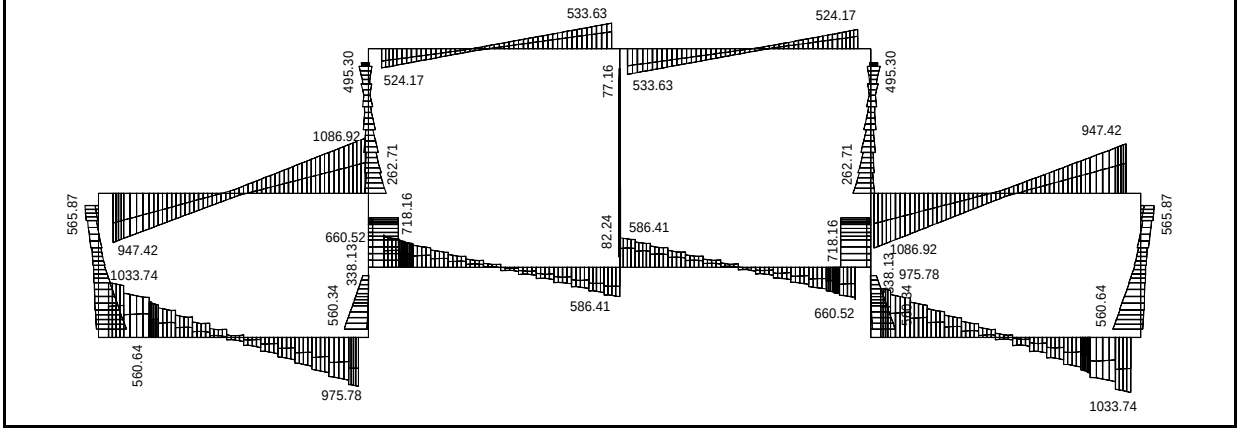
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	

6. 단면력도

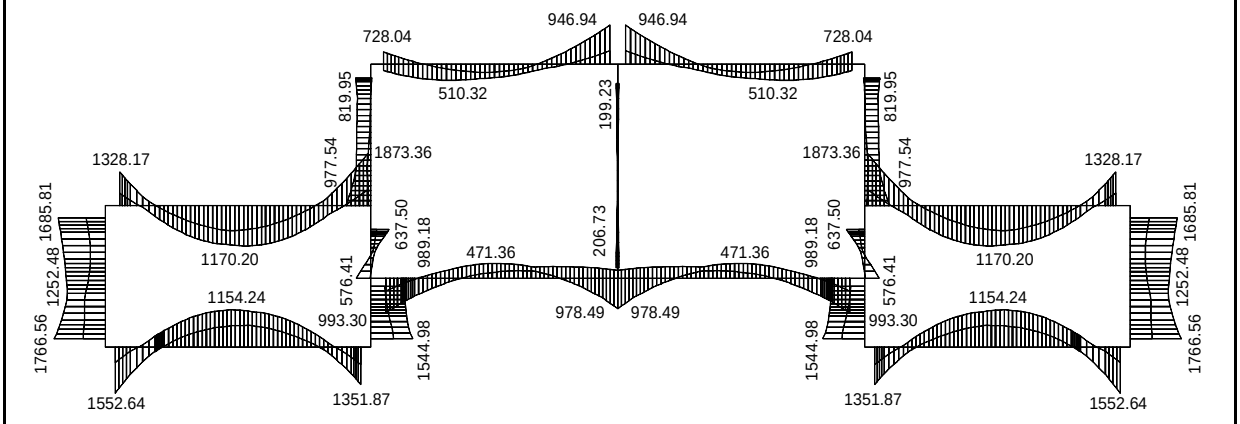
기능수행수준 – 모멘트도(B.M.D)



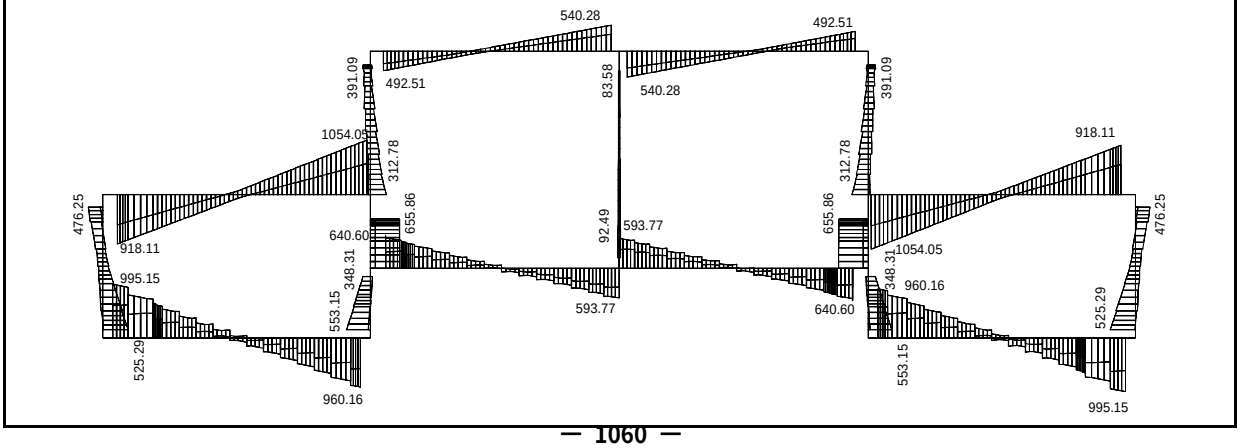
기능수행수준 – 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 – 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 – 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	91	I[87]	1447.230	-	710.800	-
	램프중앙부	97	I[93]	1187.570	-	-	-
	램프접합부	104	J[101]	1969.420	-	834.800	-
	본선접합부	135	I[131]	758.190	-	449.220	-
	본선중앙부	138	I[134]	438.970	-	-	-
	중앙벽체부	146	J[143]	938.090	-	455.580	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1659.910	-	704.190	-
	램프중앙부	9	I[9]	1144.220	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1400.970	-	723.560	-
	본선접합부	45	I[43]	976.850	-	557.180	-
	본선중앙부	53	J[52]	433.650	-	-	-
	중앙벽체부	60	J[59]	966.340	-	426.270	-
	램프측구	4	J[5]	696.140	-	673.520	-
	본선측구	48	I[46]	582.050	-	523.000	-

7.1.2 벽체

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	88	J[87]	1783.820	525.910	416.620	
		P_{max}	88	I[85]	278.390	1047.240	416.620	
	중앙 부모멘트	M_{max}	43	I[41]	1323.090	707.730	-	
		P_{max}	43	I[41]	447.690	1071.550	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	1877.720	770.000	366.800	
		P_{max}	33	I[1]	440.460	1149.830	366.800	
접합부 상단 벽체	상단	M_{max}	133	J[131]	820.400	195.970	355.800	
		P_{max}	133	I[129]	146.380	589.740	355.800	
	하단	M_{max}	119	I[101]	963.130	276.840	301.940	
		P_{max}	119	I[101]	145.080	637.620	301.940	
접합부 하단 벽체	상단	M_{max}	41	I[39]	1022.450	996.750	338.130	
		P_{max}	41	I[39]	1022.450	996.750	338.130	
	하단	M_{max}	35	I[17]	1597.800	1114.230	474.810	
		P_{max}	35	I[17]	1597.800	1114.230	474.810	
접합부 중간 벽체	상단	M_{max}	86	J[101]	697.120	1514.490	718.160	
		P_{max}	86	I[83]	625.320	1528.290	718.160	
	하단	M_{max}	80	I[43]	630.060	981.570	721.250	
		P_{max}	80	I[43]	264.590	1553.000	721.250	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	132	J[143]	181.610	1080.630	77.160	
		P_{max}	132	I[128]	158.520	1095.340	77.160	
	하단	M_{max}	79	I[59]	186.330	1164.480	82.240	
		P_{max}	79	I[59]	186.330	1164.480	82.240	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	91	I[87]	1328.170	-	686.000	-
	램프중앙부	97	I[93]	1162.190	-	-	-
	램프접합부	104	J[101]	1873.360	-	808.230	-
	본선접합부	135	I[131]	728.040	-	424.700	-
	본선중앙부	138	I[134]	457.370	-	-	-
	중앙벽체부	146	J[143]	946.940	-	463.430	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1552.640	-	671.160	-
	램프중앙부	9	I[9]	1154.240	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1351.870	-	713.880	-
	본선접합부	45	I[43]	993.300	-	546.500	-
	본선중앙부	53	J[52]	459.450	-	-	-
	중앙벽체부	60	J[59]	978.490	-	434.720	-
	램프측구	4	J[5]	657.410	-	641.870	-
	본선측구	48	I[46]	606.520	-	513.590	-

8.1.2 벽체

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	88	J[87]	1685.810	549.350	370.680	
		P_{max}	88	I[85]	325.290	1030.820	370.680	
	중앙 부모멘트	M_{max}	43	I[41]	1264.860	701.070	-	
		P_{max}	43	I[41]	505.920	1078.210	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	1766.560	1596.100	327.280	
		P_{max}	33	I[1]	551.620	1123.920	327.280	
접합부 상단 벽체	상단	M_{max}	133	J[131]	819.950	227.050	320.640	
		P_{max}	133	I[129]	141.680	560.900	320.640	
	하단	M_{max}	119	I[101]	977.540	295.370	309.430	
		P_{max}	119	I[101]	130.670	619.090	309.430	
접합부 하단 벽체	상단	M_{max}	41	J[43]	989.180	970.090	348.310	
		P_{max}	41	I[39]	968.480	993.950	348.310	
	하단	M_{max}	35	I[17]	1544.980	1097.830	476.430	
		P_{max}	35	I[17]	1544.980	1097.830	476.430	
접합부 중간 벽체	상단	M_{max}	86	J[101]	637.500	1500.110	655.860	
		P_{max}	86	I[83]	571.920	1513.910	655.860	
	하단	M_{max}	80	I[43]	576.410	995.950	661.300	
		P_{max}	80	I[43]	210.940	1538.620	661.300	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	132	J[143]	199.230	1080.630	83.580	
		P_{max}	132	I[128]	174.250	1095.340	83.580	
	하단	M_{max}	79	I[59]	206.730	1164.480	92.490	
		P_{max}	79	I[59]	206.730	1164.480	92.490	

제물포 국회대로

STA.0+579.000

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	풍 화 토	210.87	400.00	O.K
본선	자 갈 층	149.48	200.00	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
구체	4004.08	6691.067	1.671	O.K

3. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 횡철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
상부슬래브	램프 벽체부	903.06	611.66	-	1447.23	1447.23	710.80	2309.76		1.00	1.467 / 1.367	0.100	H29@250 + H29@250		1.60	628.84	125.00
	램프 중앙부	1471.57	991.14	-	1187.57	1471.57		2053.48		1.00	1.300 / 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		1.40	452.83	125.00
	램프 접합부	1898.00	1303.20	-	1969.42	1969.42	926.70	2832.70	1732.70	1.00	1.467 / 1.367	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.44	275.42	125.00
	본선 접합부	504.88	336.36		758.19	758.19	449.22	1283.60		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.69	633.00	125.00
	본선 중앙부	701.35	489.17		457.37	701.35		834.97		1.00	0.900 / 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.19	335.33	125.00
	중앙 벽체부	1646.70	1101.81		946.94	1646.70	673.33	1968.61	1155.14	1.00	1.067 / 0.967	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.20	190.81	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 횡철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1698.94	1185.29		1659.91	1698.94	750.43	2053.48		1.00	1.300 / 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		1.21	222.94	125.00
	램프 중앙부	1060.40	798.52		1154.24	1154.24		1632.75		1.00	1.300 / 1.220	0.080	H25@250 + H25@250		1.41	439.56	125.00
	램프 접합부	1504.35	1049.29		1400.97	1504.35	781.24	2053.48		1.00	1.300 / 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		1.37	273.06	125.00
	본선 접합부	1131.11	741.88		993.30	1131.11	587.02	1867.80		1.00	1.000 / 0.920	0.080	H32@250 + H32@250		1.65	405.39	125.00
	본선 중앙부	564.25	383.01		459.45	564.25		940.26		1.00	1.000 / 0.920	0.080	H22@250 + H22@250		1.67	557.84	125.00
	중앙 벽체부	1164.40	793.21		978.49	1164.40	540.93	1529.29		1.00	1.000 / 0.920	0.080	H29@250 + H29@250		1.31	267.59	125.00
	램프측구	298.44	234.92		696.14	696.14	716.77	1581.71	1371.72	1.00	1.030 / 0.950	0.080	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	2.27	1204.59	125.00
	본선측구	752.79	484.10		606.52	752.79	548.54	1392.55	1078.13	1.00	0.800 / 0.700	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.85	441.49	125.00

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 처짐검토
16. 지지력검토
17. 신축이음부 검토
18. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 5.500 m	GL -1.000m	풍화토	60MPa	지반조사보고서 참고

(실제토피 H = 5.310 m)

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

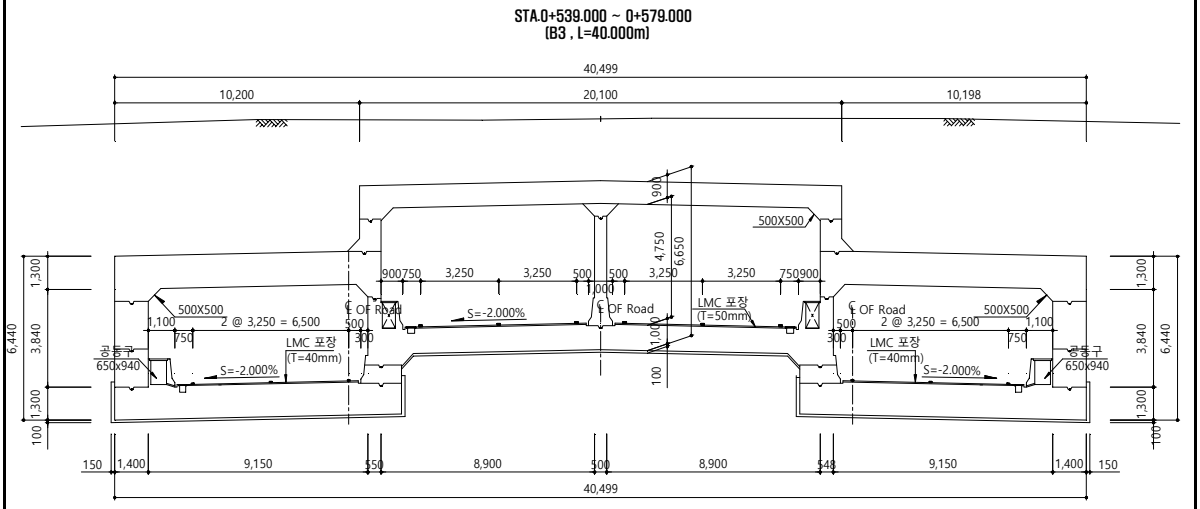
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

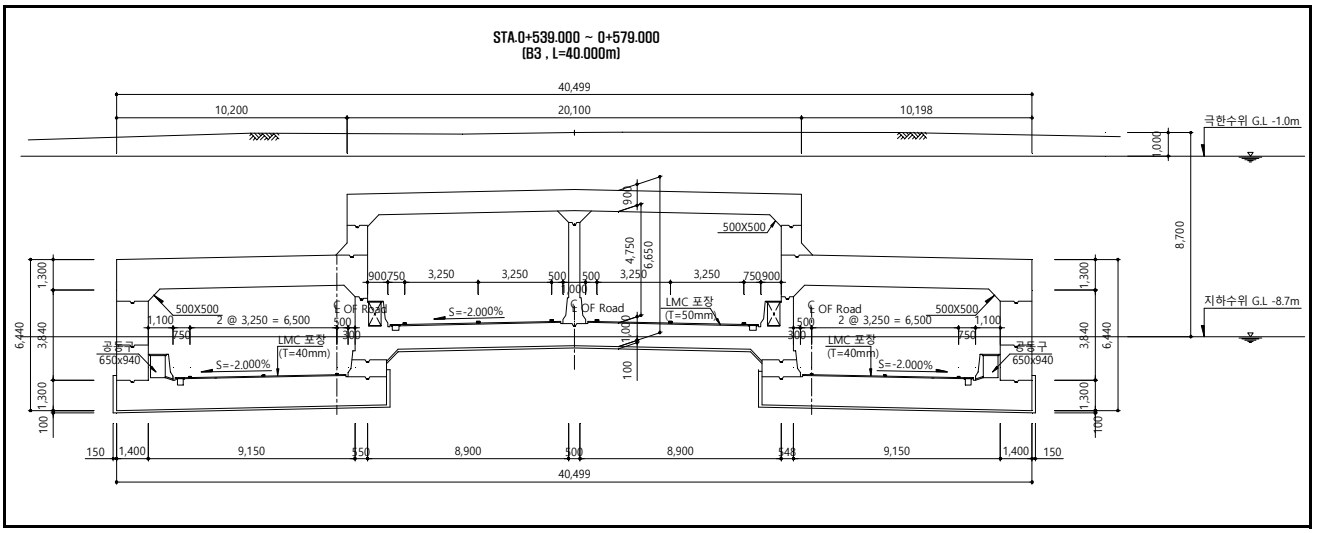
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


STA.0+539.000 ~ 0+579.000
(B3 , L=40.000m)
40,499
10,200
20,100
10,198
500X500
900
4,750
6,650
1,300
3,840
6,440
100
900
750
3,250
3,250
500
500
3,250
3,250
750
900
1,000
1,000
100
℄ OF Road
S=-2.000%
LMC 포장
(T=50mm)
500X500
1,100
2 @ 3,250 = 6,500
500
750
300
LMC 포장
(T=40mm)
S=-2.000%
하중구
650x940
공동구
650x940
150
1,400
9,150
550
8,900
500
8,900
548
9,150
1,400
150
40,499

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	239.000	1,834.250	지하수위를 4.117m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -8.7m)	885.580	6,398.422	F.S = 7.225 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	4,004.080	6,691.067	F.S = 1.671 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 11.940 m

3.2.2 부력 작용폭 : 40.500 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 23.900 m = 239.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 16.600 m = 166.000 Hw kN/m

= 405.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1834.250 + 0.000 + 0.000 = 1834.250 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 램프 하부슬래브

(1.300 × 23.900)× 25.000 = 776.750 kN/m

② 벽 체

외측벽체

(1.400 × 3.840)× 2 EA × 25.000 = 268.800 kN/m

접합부 벽체-하단

(1.400 × 1.270)× 2 EA × 25.000 = 88.900 kN/m

접합부 벽체-중간

(0.550 × 1.570)× 2 EA × 25.000 = 43.175 kN/m

접합부 벽체-상단

(0.900 × 1.880)× 2 EA × 25.000 = 84.600 kN/m

③ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 3.308 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 1.629 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.766 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 5.145 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 2.058 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.919 kN/m

소 계 = 1276.050 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 본선 하부슬래브

(1.000 × 19.400)× 25.000 = 485.000 kN/m

② 벽 체

중앙부 벽체

(0.500 × 4.750)× 1 EA × 25.000 = 59.375 kN/m

③ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 3.308 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 1.629 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.766 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 5.145 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 2.058 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.919 kN/m

소 계 = 558.200 kN/m

TOTAL = 1834.250 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1834.250}{405.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 4.117\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 4.117m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하 수위 : G.L-8.7m)

3.3.1 굴착고 : 11.940 m

3.3.2 부력 작용폭 : 40.500 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 3.240 × 23.900 = 774.360 KN/m

10.000 × 0.670 × 16.600 = 111.220 KN/m

= 885.580 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3033.000 + 3260.826 + 104.596 = 6398.422 KN/m

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1276.050 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(1.300 × 22.200)× 25.000 = 721.500 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 4 EA × 25.000 = 12.500 kN/m

소 계 = 2010.050 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 558.200 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(0.900 × 20.100)× 25.000 = 452.250 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 4 EA × 25.000 = 12.500 kN/m

소 계 = 1022.950 kN/m

TOTAL = 3033.000 kN/m

(3) W3 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 20.400)× 23.000 = 211.140 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (5.050 × 20.400)× 19.000 = 1957.380 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.400)× 20.000 = 0.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (2.720 × 20.100)× 19.000 = 1038.768 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.100)× 20.000 = 0.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

③ 방수몰탈

(0.050 × 40.500)× 21.500 = 43.538 kN/m

TOTAL = 3260.826 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 5.500 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 5.500 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 5.500 × 0.000)× tan 20° = 104.596 kN/m

3.3.5 안정검토

$F_s = \frac{R}{U} = \frac{6398.422}{885.580} = 7.225 \geq 1.200$ ∴ O.K

3.4 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L - 1.000 m)

3.4.1 굴착고 : 11.940 m

3.4.2 부력 작용폭 : 40.500 m

3.4.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 10.940 × 23.900 = 2614.660 KN/m

10.000 × 8.370 × 16.600 = 1389.420 KN/m

= 4004.080 KN/m

3.4.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3033.000 + 3586.638 + 71.429 = 6691.067 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 실수위시부력검토 구체자중 = 3033.000 KN/m

TOTAL = 3033.000 kN/m

(2) W_2 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 22.200)× 23.000 = 229.770 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (0.550 × 22.200)× 19.000 = 231.990 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (4.500 × 22.200)× 20.000 = 1998.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (1.000 × 20.100)× 19.000 = 381.900 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (1.720 × 20.100)× 20.000 = 691.440 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

③ 방수몰탈

(0.050 × 40.500)× 21.500 = 43.538 kN/m

TOTAL = 3586.638 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi =$ 1 − sin = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 1.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 4.500 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 30.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 1.000 ² + 10.0 × 4.500 ²

+ 2 × 19.0 × 1.000 × 4.500)× tan 20° = 71.429 kN/m

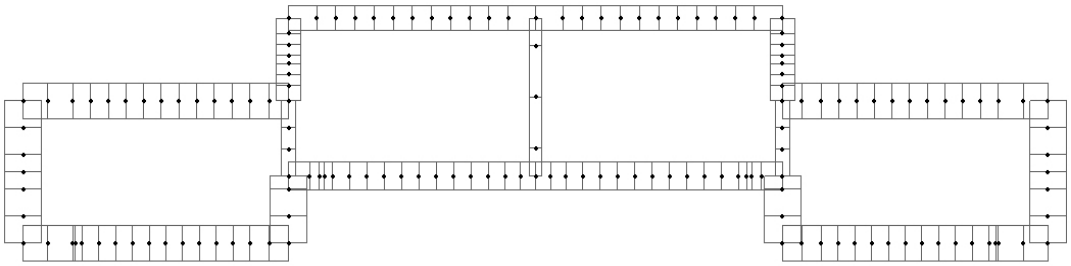
3.4.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{6691.067}{4004.080} = 1.671 \geq 1.050$$ ∴ O.K

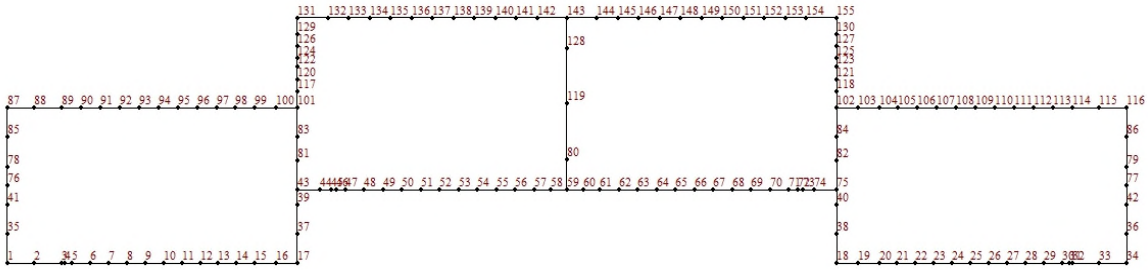
4. 해석모델링

4.1 Modeling

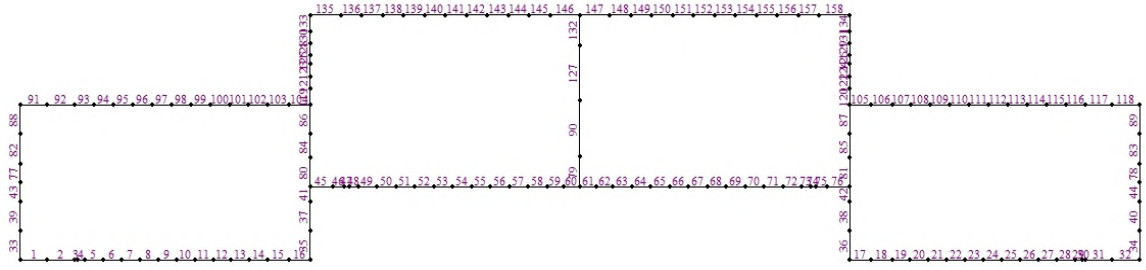
모델링



절점번호



부재번호



4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 상부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 상부슬래브
	3	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 하부슬래브
	4	1.000	1.000	1.000	0.0833333	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	1.400	1.400	0.2286667	램프 외측 벽체
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	접합부 벽체 상단
	3	0.875	0.550	0.481	0.0121315	접합부 벽체 하단

4.3 강역산정

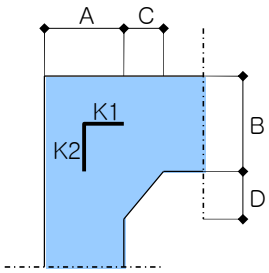
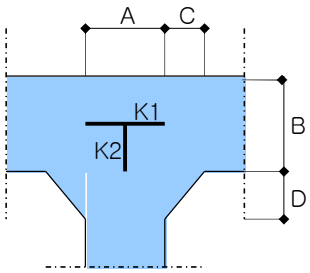
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

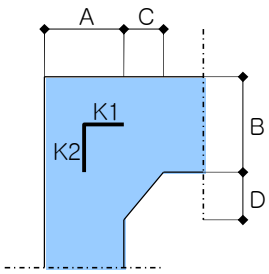
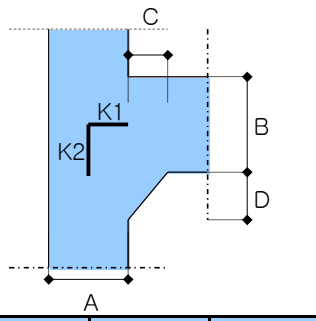
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

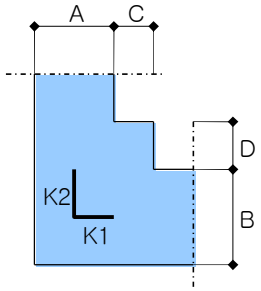
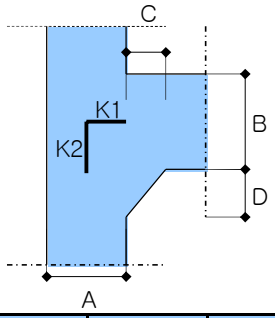
CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

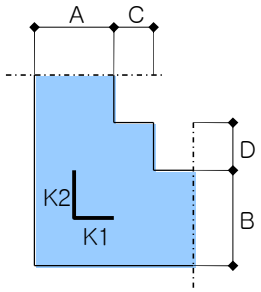
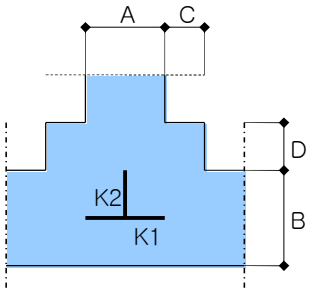
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	(단부)			(중앙부)		
상부슬래브(본선)						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.500	m	K1	0.300	m
	K2	0.500	m	K2	0.700	m

구분	(단부)			(중간단부 아래)		
상부슬래브(램프)						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.400	m	A	0.550	m
	B	1.300	m	B	1.300	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.550	m	K1	0.125	m
	K2	0.450	m	K2	0.875	m

구분	(단부)			(연결부)		
하부슬래브(램프)						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.400	m	A	1.400	m
	B	1.300	m	B	1.000	m
	C		m	C	0.500	m
	D		m	D	0.500	m
	Θ1		°	Θ1	45.000	°
	Θ2		°	Θ2	45.000	°
	K1	0.375	m	K1	0.700	m
	K2	0.300	m	K2	0.300	m

구분				(중앙부)		
하부슬래브(본선)						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A		m	A	0.500	m
	B		m	B	1.000	m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1		m	K1		m
	K2		m	K2	0.375	m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = (1 / 0.3)·α·E_0

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 60000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 60000 = 800000 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(23.90 × 23.90) = 23.90 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 800000 x (23.90 / 0.3) $^{-3/4}$ = 30,001 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.7000 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	24,751	1 34
2	(0.9500 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	28,501	2 33
3	(0.9500 + 0.1000) / 2 × 30,001	=	15,750	3 32
4	(0.1000 + 0.2500) / 2 × 30,001	=	5,250	4 31
5	(0.2500 + 0.6400) / 2 × 30,001	=	13,350	5 30
6	(0.6400 + 0.6400) / 2 × 30,001	=	19,200	6to14 21to29
7	(0.6400 + 0.7375) / 2 × 30,001	=	20,663	15 20
8	(0.7375 + 0.7375) / 2 × 30,001	=	22,126	16 19
9	(0.7375 + 0.7000) / 2 × 30,001	=	21,563	17 18

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(16.60 × 16.60) = 16.60 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (16.60 / 0.3) $^{-3/4}$ = 18,402 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8000 + 0.3750) / 2 × 18,402	=	10,811	44 74
2	(0.3750 + 0.2000) / 2 × 18,402	=	5,290	45 73
3	(0.2000 + 0.3000) / 2 × 18,402	=	4,600	46 72
4	(0.3000 + 0.6600) / 2 × 18,402	=	8,833	47 71
5	(0.6600 + 0.6600) / 2 × 18,402	=	12,145	48to56 62to70
6	(0.6600 + 0.5750) / 2 × 18,402	=	11,363	57 61
7	(0.5750 + 0.5750) / 2 × 18,402	=	10,581	58to60

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

6.2 활하중 ····· LC02~07

(1) 노면 활하중

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m²)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

D/B0 < 0.5		
D/B0	Pvl × D, kN/m2	비 고
0.1	17.000	* D/B0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B0 중노면활하중(Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

D/B_0 = 5.500 / 10.200 = 0.539

노면활하중 Pvl = 10.000 kN/㎡

노면활하중에 의한 측압 (hl) = 10.000 × 0.500 = 5 kN/㎡

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W_{L1}) ∴ W_{L1} = **10.000** kN/m^2

② 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (연직하중 – 지하수가 없을 경우) ····· LC8

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000 kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000 kN/m^2
· 토 사	:	2.670	×	19.00	=	50.730 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**61.805** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350 kN/m^2
· 토 사	:	5.000	×	19.00	=	95.000 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**106.425** kN/m^2

6.4 토압 (연직하중 - 지하수가 있는 경우 : GL -1.000 m) ····· LC9

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000	kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	1.000	×	19.00	=	19.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	1.670	×	10.00	=	16.700	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**46.775**	kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.550	×	19.00	=	10.450	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	4.450	×	10.00	=	44.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**66.375**	kN/m^2

6.5 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.45 × 23.00 + (2.72 + 0.90 / 2) × 19.0] = **35.290** kN/m^2

· W_{h2} = 35.290 + 0.500 × [2.980 x 19.0] = **63.600** kN/m^2

· W_{h3} = 63.600 + 0.500 × [5.140 x 19.0] = **112.430** kN/m^2

· W_{h4} = 63.600 + 0.500 × [2.720 x 19.0] = **89.440** kN/m^2

· W_{h5} = 89.440 + 0.500 × [2.420 x 19.0] = **112.430** kN/m^2

6.6토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.45 × 23.00 + 0.55 × 19.00 + (1.72 + 0.90 / 2) × 10.0] = **21.250** kN/m^2

· W_{h2} = 21.250 + 0.500 × [2.980 x 10.0] = **36.150** kN/m^2

· W_{h3} = 36.150 + 0.500 × [5.140 x 10.0] = **61.850** kN/m^2

· W_{h4} = 36.150 + 0.500 × [2.720 x 10.0] = **49.750** kN/m^2

· W_{h5} = 49.750 + 0.500 × [2.420 x 10.0] = **61.850** kN/m^2

6.7 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 상부슬래브 : 본선

· W_{w1} = (1.72 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **17.200** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프

· W_{w1} = (4.50 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **45.000** kN/m^2

③ 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{w1} = (2.72 + 6.650 - 1.00) × 10.0 = **83.700** kN/m^2

④ 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{w1} = (5.50 + 6.440 - 1.00) × 10.0 = **109.400** kN/m^2

6.8 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

- W_{w1} = (2.72 − 1.00 + 0.90 / 2) × 10.0 = 21.700 kN/m²
- W_{w2} = 21.700 + (2.980) x 10.0 = 51.500 kN/m²
- W_{w3} = 51.500 + (5.140) x 10.0 = 102.900 kN/m²
- W_{w4} = 51.500 + (2.720) x 10.0 = 78.700 kN/m²
- W_{w5} = 78.700 + (2.420) x 10.0 = 102.900 kN/m²

6.9 건조수축 : − 15℃ (상부슬래브만 재하) ····· LC14

건조수축률 ε = 0.00015

온도선팽창계수 α = 0.00001

6.10 부등침하 : ····· LC15

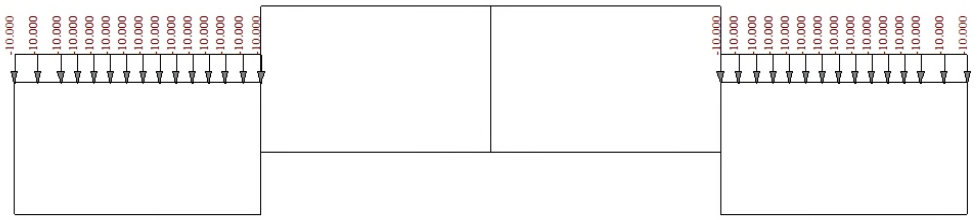
부등 침하량 차이 δ = 3.47mm 지반조사보고서 참조

7. 하중재하도

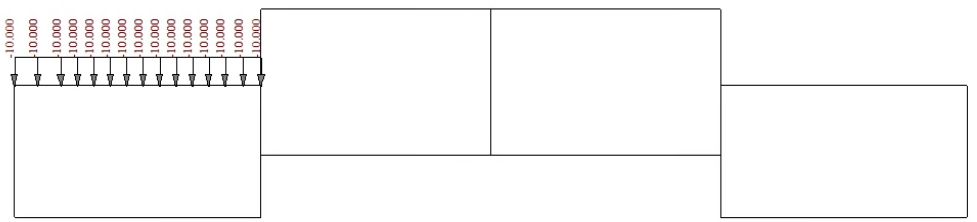
LC1. 고정하중(자중)

프로그램내에서 자동 계산

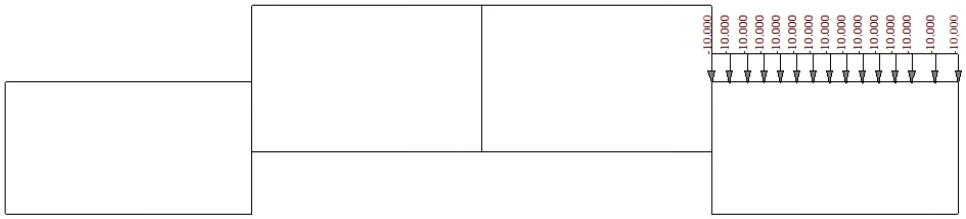
LC2. 활하중(연직하중 만재하시)



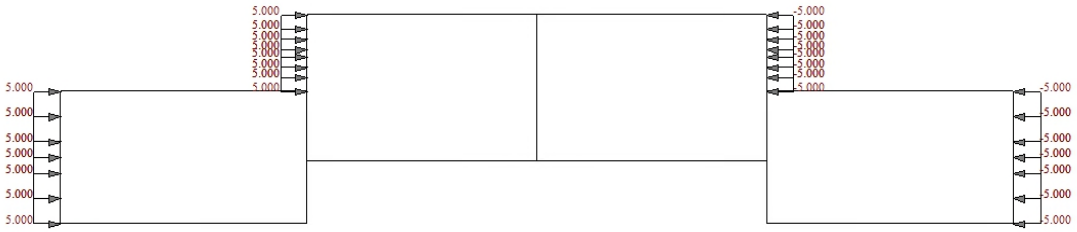
LC3. 활하중(연직하중 좌측편재하시)



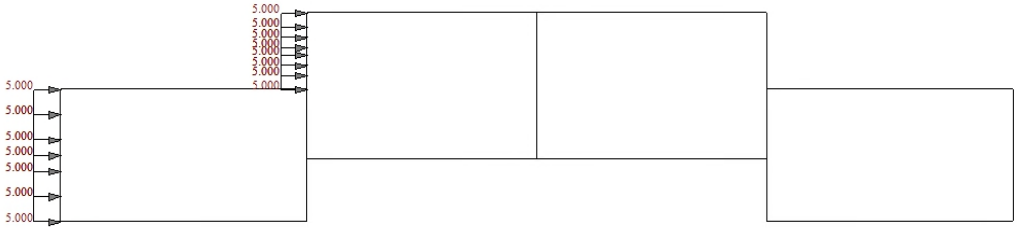
LC4. 활하중(연직하중 우측편재하시)



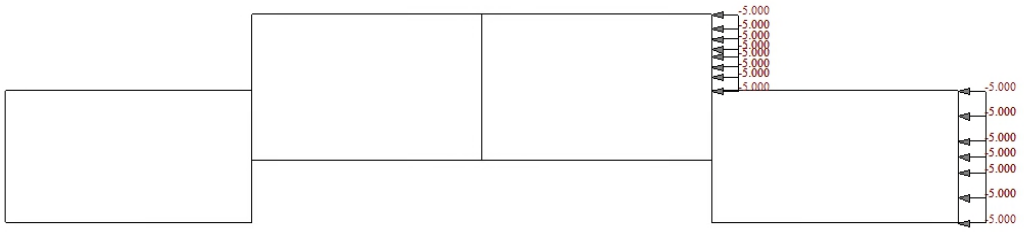
LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



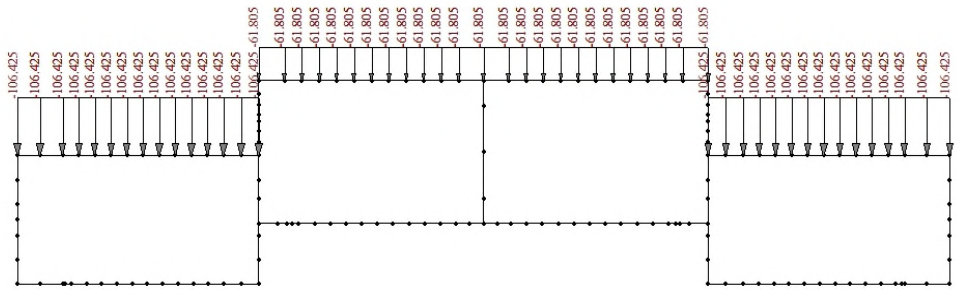
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



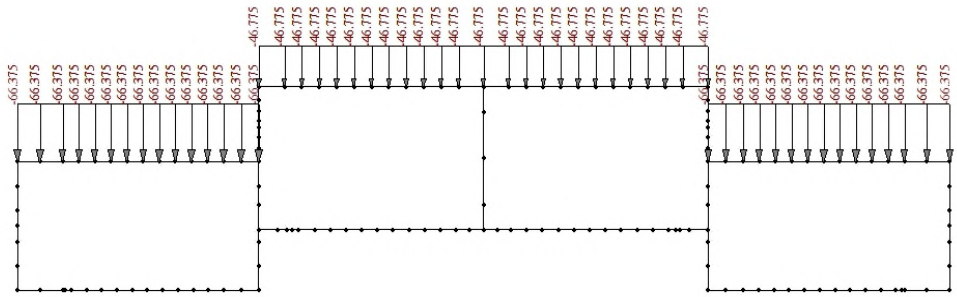
LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



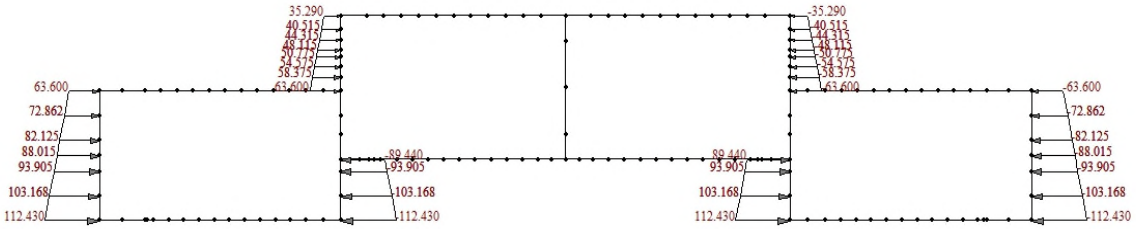
LC8. 토압(연직하중 지하수無)



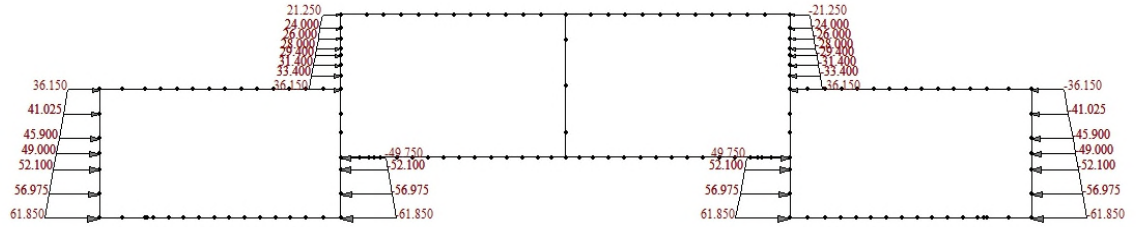
LC9. 토압(연직하중 지하수有)



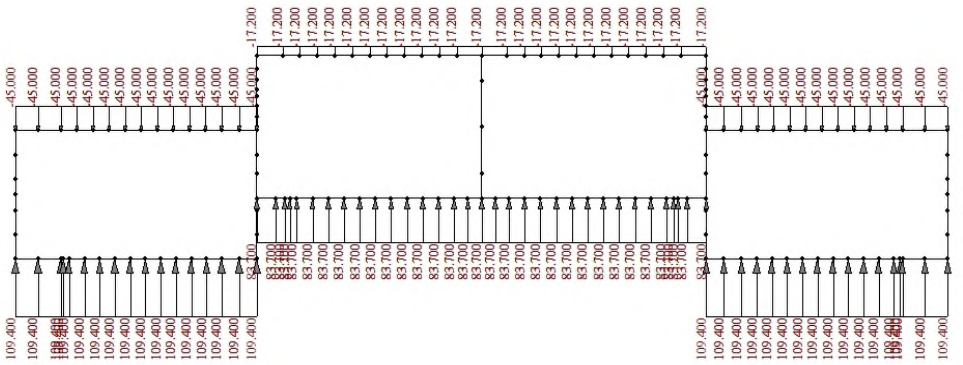
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



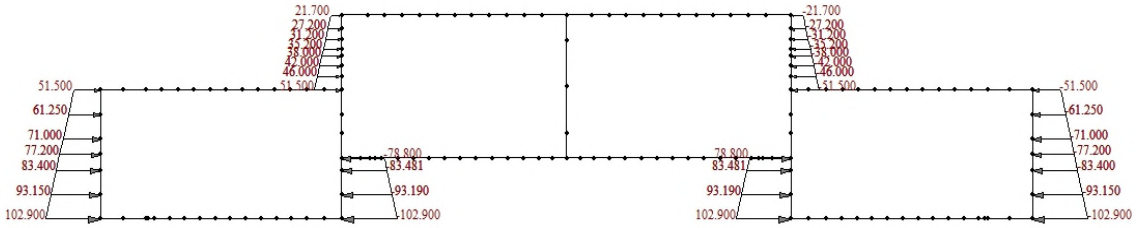
LC11. 토압(수평하중 지하수有)



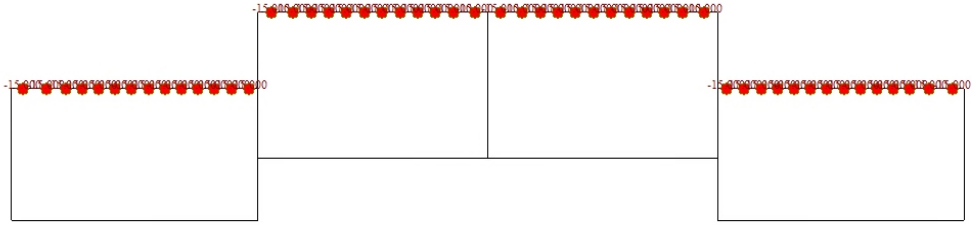
LC12. 수압(연직하중)



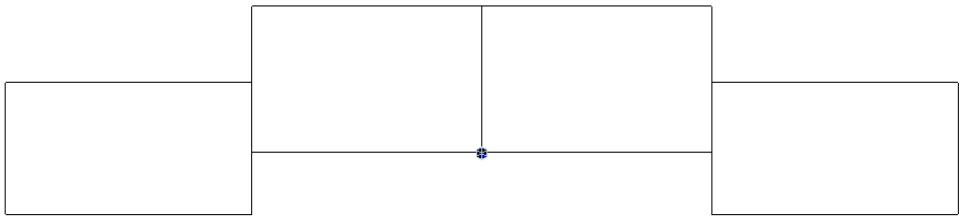
LC13. 수압(수평하중)



LC14. 건조수축하중



LC15. 부등침하



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

$h \leq 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

$h > 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$

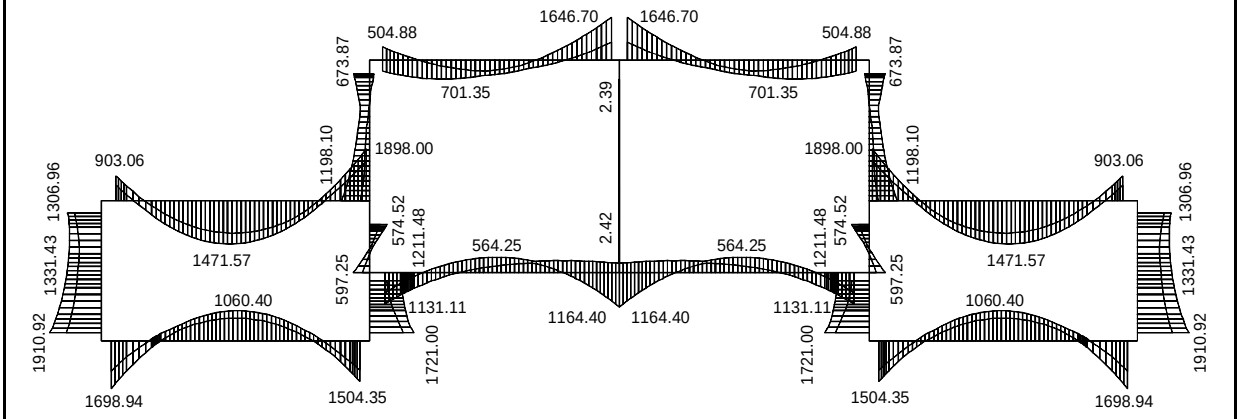
적용토피 = 3.000 m $\alpha_H = 1.05 - 0.025 \times 3.00$

$= 0.975 \geq 0.875$ $\therefore \alpha_H = 0.975$

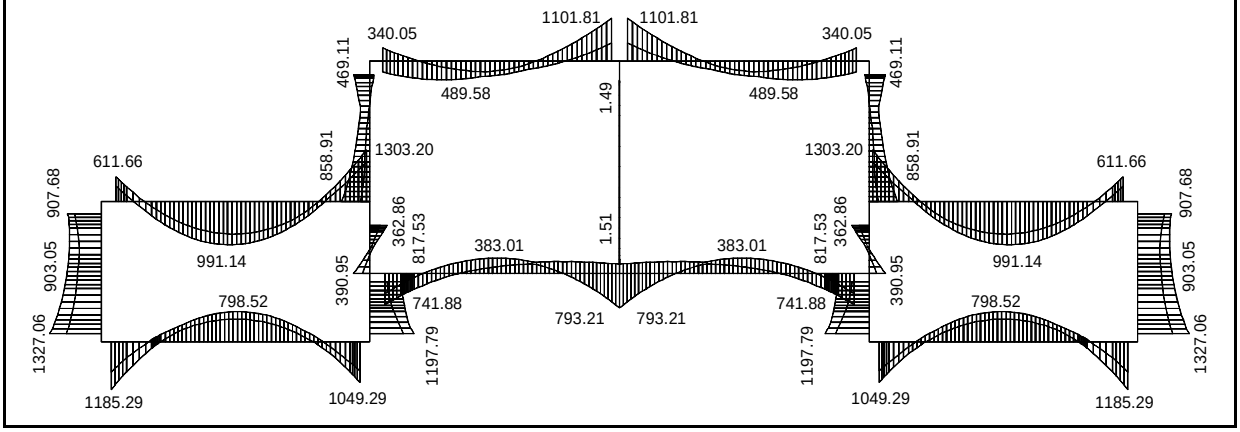
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	부등침하	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC15	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	12.0	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			

9. 단면력도

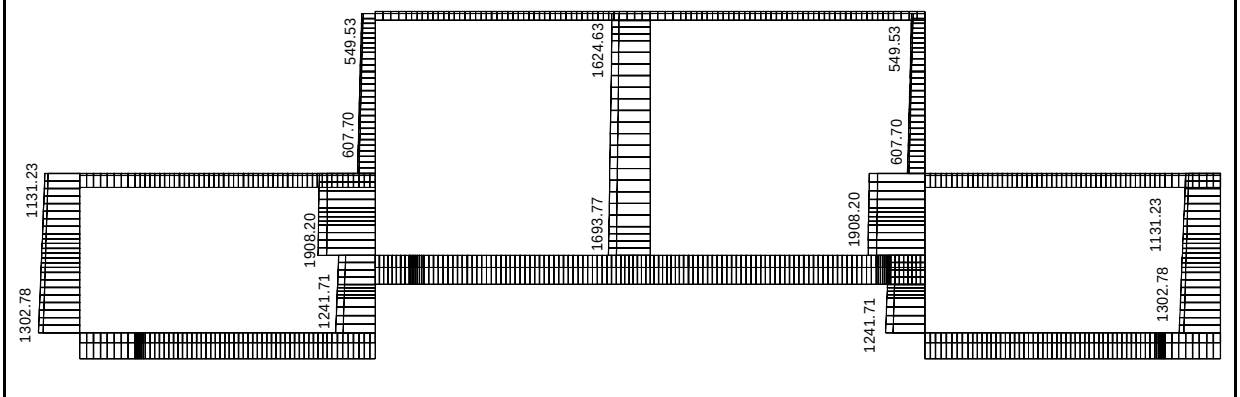
계수하중 – 모멘트도(B.M.D)



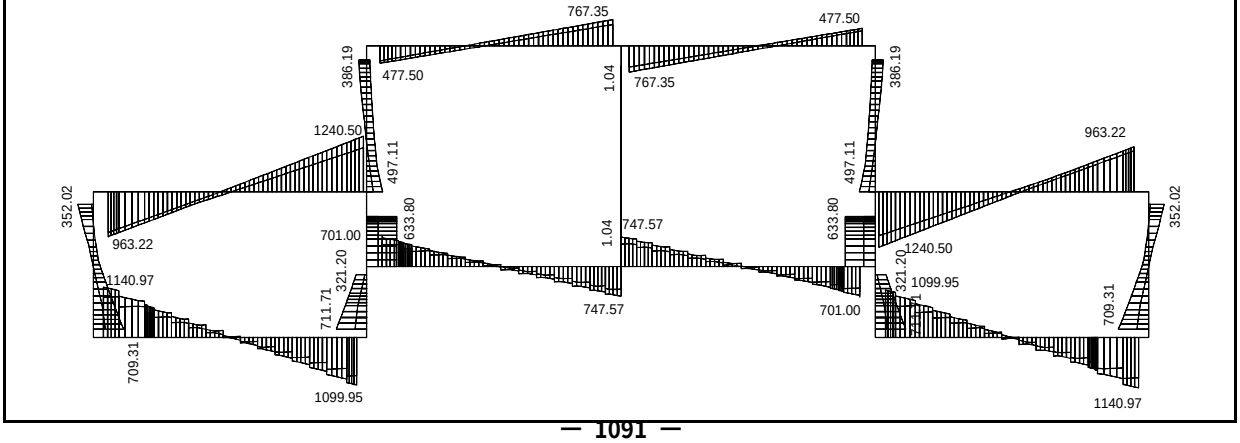
사용하중 – 모멘트도(B.M.D)



계수하중 – 축력도(A.F.D)



계수하중 – 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	램프벽체부	903.060		649.420	611.660	1447.230		710.800	1447.230	-	710.800	611.660	지진시	지진시
	램프중앙부	1471.570		0.000	991.140	1187.570		0.000	1471.570	-	0.000	991.140	상시	상시
	램프접합부	1898.000		926.700	1303.200	1969.420		834.800	1969.420	-	926.700	1303.200	지진시	상시
	본선접합부	504.880		407.330	336.360	758.190		449.220	758.190	0.000	449.220	336.360	지진시	지진시
	본선중앙부	701.350		0.000	489.170	457.370		0.000	701.350	0.000	0.000	489.170	상시	상시
	중앙벽체부	1646.700		673.330	1101.810	946.940		463.430	1646.700	0.000	673.330	1101.810	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1698.940	-	750.430	1185.290	1659.910	-	704.190	1698.940	-	750.430	1185.290	상시	상시
	램프중앙부	1060.400	-	0.000	798.520	1154.240	-	0.000	1154.240	-	0.000	798.520	지진시	상시
	램프접합부	1504.350	-	781.240	1049.290	1400.970	-	723.560	1504.350	-	781.240	1049.290	상시	상시
	본선접합부	1131.110	-	587.020	741.880	993.300	0.000	557.180	1131.110	0.000	587.020	741.880	상시	상시
	본선중앙부	564.250	-	0.000	383.010	459.450	0.000	0.000	564.250	0.000	0.000	383.010	상시	상시
	중앙벽체부	1164.400	-	540.930	793.210	978.490	0.000	434.720	1164.400	0.000	540.930	793.210	상시	상시
	램프측구	298.440	-	716.770	234.920	696.140	0.000	673.520	696.140	0.000	716.770	234.920	지진시	상시
	본선측구	752.790	-	548.540	484.100	606.520	0.000	523.000	752.790	0.000	548.540	484.100	상시	상시

※ 벽체

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
램프 벽체	상단부	Mmax	1306.960	1023.990	269.420	907.680	1783.820	549.350	416.620	1783.820	549.350	416.620	907.680	지진시	지진시
		Pmax	921.080	1131.230	269.420	907.680	325.290	1047.240	416.620	921.080	1131.230	416.620	907.680	상시	지진시
	중앙부(-)	Mmax	1331.430	1219.980	0.000	903.050	1323.090	707.730	0.000	1331.430	1219.980	0.000	903.050	상시	상시
		Pmax	1085.790	1222.460	0.000	903.050	505.920	1078.210	0.000	1085.790	1222.460	0.000	903.050	상시	상시
	하단부	Mmax	1910.920	1300.220	305.720	1327.060	1877.720	1596.100	366.800	1910.920	1300.220	366.800	1327.060	상시	지진시
		Pmax	1910.880	1302.780	305.720	1327.060	551.620	1149.830	366.800	1910.880	1302.780	366.800	1327.060	상시	지진시
접합부 상단 벽체	상단부	Mmax	673.870	534.980	417.750	469.110	820.400	227.050	355.800	820.400	227.050	417.750	469.110	지진시	상시
		Pmax	632.940	549.530	417.750	469.110	146.380	589.740	355.800	146.380	589.740	417.750	469.110	지진시	상시
	하단부	Mmax	1198.100	580.430	448.400	858.910	977.540	295.370	309.430	1198.100	580.430	448.400	858.910	상시	상시
		Pmax	867.870	607.700	448.400	858.910	145.080	637.620	309.430	145.080	637.620	448.400	858.910	지진시	상시
접합부 하단 벽체	상단부	Mmax	1211.480	1129.620	321.200	817.530	1022.450	996.750	348.310	1211.480	1129.620	348.310	817.530	상시	지진시
		Pmax	860.560	1161.390	321.200	817.530	1022.450	996.750	348.310	860.560	1161.390	348.310	817.530	상시	지진시
	하단부	Mmax	1721.000	1227.650	544.080	1197.790	1597.800	1114.230	476.430	1721.000	1227.650	544.080	1197.790	상시	상시
		Pmax	1700.420	1241.710	544.080	1197.790	1597.800	1114.230	476.430	1700.420	1241.710	544.080	1197.790	상시	상시

※ 벽체

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
접합부 중간벽체	상단부	Mmax	574.520	1869.040	633.800	362.860	697.120	1514.490	718.160	697.120	1514.490	718.160	362.860	지진시	지진시
		Pmax	511.090	1883.490	633.800	362.860	625.320	1528.290	718.160	511.090	1883.490	718.160	362.860	상시	지진시
	하단부	Mmax	597.250	1751.360	633.800	390.950	630.060	995.950	721.250	630.060	995.950	721.250	390.950	지진시	지진시
		Pmax	541.550	1908.200	633.800	390.950	264.590	1553.000	721.250	541.550	1908.200	721.250	390.950	상시	지진시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	2.390	1601.810	1.040	1.490	199.230	1080.630	83.580	199.230	1080.630	83.580	1.490	지진시	지진시
		Pmax	2.390	1624.630	1.040	1.490	174.250	1095.340	83.580	2.390	1624.630	83.580	1.490	상시	지진시
	하단부	Mmax	2.420	1685.660	1.040	1.510	206.730	1164.480	92.490	206.730	1164.480	92.490	1.510	지진시	지진시
		Pmax	2.420	1693.770	1.040	1.510	206.730	1164.480	92.490	2.420	1693.770	92.490	1.510	상시	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
상부슬래브	램프 벽체부	903.06	611.66	-	1447.23	1447.23	710.80	2309.76		1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250		**1.60**	628.84	125.00
	램프 중앙부	1471.57	991.14	-	1187.57	1471.57		2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		**1.40**	452.83	125.00
	램프 접합부	1898.00	1303.20	-	1969.42	1969.42	926.70	2832.70	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	**1.44**	275.42	125.00
	본선 접합부	504.88	336.36		758.19	758.19	449.22	1283.60		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		**1.69**	633.00	125.00
	본선 중앙부	701.35	489.17		457.37	701.35		834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		**1.19**	335.33	125.00
	중앙 벽체부	1646.70	1101.81		946.94	1646.70	673.33	1968.61	1155.14	1.00	1.067 0.967	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	**1.20**	190.81	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1698.94	1185.29		1659.91	1698.94	750.43	2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		**1.21**	222.94	125.00
	램프 중앙부	1060.40	798.52		1154.24	1154.24		1632.75		1.00	1.300 1.220	0.080	H25@250 + H25@250		**1.41**	439.56	125.00
	램프 접합부	1504.35	1049.29		1400.97	1504.35	781.24	2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		**1.37**	273.06	125.00
	본선 접합부	1131.11	741.88		993.30	1131.11	587.02	1867.80		1.00	1.000 0.920	0.080	H32@250 + H32@250		**1.65**	405.39	125.00
	본선 중앙부	564.25	383.01		459.45	564.25		940.26		1.00	1.000 0.920	0.080	H22@250 + H22@250		**1.67**	557.84	125.00
	중앙 벽체부	1164.40	793.21		978.49	1164.40	540.93	1529.29		1.00	1.000 0.920	0.080	H29@250 + H29@250		**1.31**	267.59	125.00
	램프측구	298.44	234.92		696.14	696.14	716.77	1581.71	1371.72	1.00	1.030 0.950	0.080	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	**2.27**	1204.59	125.00
	본선측구	752.79	484.10		606.52	752.79	548.54	1392.55	1078.13	1.00	0.800 0.700	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	**1.85**	441.49	125.00

12. 단면설계

12.1 상부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1447.230	710.800	611.660	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 55.407 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1447230000 = 0

∴ Required As = 3178.997 ㎟ [p = 0.00233]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4238.662 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 65.185 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 65.185) / 65.185

= 0.0599

· ε_t = 0.0599 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2309.759 kN.m > Mu = 1447.230 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN > Vu = 710.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 710.800 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00376

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 279.659 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.435 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 93.462 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 93.462 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 628.841 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 674.073 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 628.841 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1471.570	0.000	991.140	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 63.485 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1471570000 = 0

∴ Required As = 3642.431 ㎟ [p = 0.00299]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4856.575 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 74.688 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 74.688) / 74.688

= 0.0460

· ε_t = 0.0460 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2053.484 kN.m > Mu = 1471.570 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00421

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 262.474 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.669 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 170.293 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 170.293 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 452.833 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 493.266 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 452.833 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1969.420	926.700	1303.200	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 75.983 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1969420000 = 0

∴ Required As = 4359.540 ㎟ [p = 0.00319]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5812.720 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 89.392 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 89.392) / 89.392

= 0.0429

· ε_t = 0.0429 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2832.697 kN.m > Mu = 1969.420 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 926.700 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 926.700 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 61.365 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 61.365 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 926.700 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00465

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.225

· j = 1 - k / 3 = 0.925

· x = k·d = 307.012 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.715 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 162.230 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 162.230 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 275.422 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 388.338 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 275.422 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
758.190	449.220	336.360	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 41.080 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 758190000 = 0

∴ Required As = 2356.947 ㎟ [p = 0.00244]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3142.596 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 48.329 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 48.329) / 48.329

= 0.0570

· ε_t = 0.0570 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1283.597 kN.m > Mu = 758.190 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 449.220 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 449.220 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.557 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.611 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 92.457 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 92.457 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 633.001 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 681.400 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 633.001 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
701.350	0.000	489.170	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 45.084 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 701350000 = 0

∴ Required As = 2586.712 ㎟ [p = 0.00315]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3448.950 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 53.040 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 53.040) / 53.040

= 0.0434

· ε_t = 0.0434 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 701.350 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토, (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.617 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 206.764 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 206.764 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 335.325 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 406.260 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 335.325 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1646.700	673.330	1101.810	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 91.671 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 1646700000 = 0

∴ Required As = 5259.635 ㎟ [p = 0.00544]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 7012.847 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 107.848 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 107.848) / 107.848
= 0.0239

· ε_t = 0.0239 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1968.607 kN.m > Mu = 1646.700 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN < Vu = 673.330 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 673.330 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 96.072 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 96.072 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.615 kN + 635.520 kN

= 1155.135 kN > Vu = 673.330 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00657

· k = $- np + \sqrt{((np)^2 + 2np)}$ = 0.261

· j = 1 - k / 3 = 0.913

· x = k·d = 252.111 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.903 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 196.475 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 196.475 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 190.813 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 320.651 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 190.813 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 하부슬래브 단면검토

12.2.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1698.940	750.430	1185.290	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 73.607 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1698940000 = 0

∴ Required As = 4223.206 ㎟ [p = 0.00346]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5630.941 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 86.597 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 86.597) / 86.597

= 0.0393

· ε_t = 0.0393 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2053.484 kN.m > Mu = 1698.940 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 750.430 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN < Vu = 750.430 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00421

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 262.474 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.975 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 203.652 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 203.652 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 222.940 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 309.352 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 222.940 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1154.240	0.000	798.520	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 49.504 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1154240000 = 0

∴ Required As = 2840.267 ㎟ [p = 0.00233]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3787.022 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 58.239 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 58.239) / 58.239

= 0.0598

· ε_t = 0.0598 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1632.747 kN.m > Mu = 1154.240 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00332

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.194

· j = 1 - k / 3 = 0.935

· x = k·d = 236.277 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.923 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 172.611 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 172.611 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 439.556 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 486.644 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 439.556 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1504.350	781.240	1049.290	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 64.939 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1504350000 = 0

∴ Required As = 3725.848 ㎟ [p = 0.00305]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4967.797 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 76.398 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 76.398) / 76.398

= 0.0449

· ε_t = 0.0449 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2053.484 kN.m > Mu = 1504.350 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 781.240 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN < Vu = 781.240 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00421

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 262.474 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.060 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 180.285 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 180.285 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 273.059 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 349.448 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 273.059 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1131.110	587.020	741.880	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 65.346 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 1131110000 = 0

∴ Required As = 3749.231 ㎟ [p = 0.00408]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4998.975 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 76.878 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 76.878) / 76.878

= 0.0329

· ε_t = 0.0329 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1867.797 kN.m > Mu = 1131.110 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 587.020 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN < Vu = 587.020 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00691

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.266

· j = 1 - k / 3 = 0.911

· x = k·d = 245.029 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.223 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 139.284 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 139.284 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 405.391 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 452.312 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 405.391 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
564.250	0.000	383.010	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 31.996 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 564250000 = 0

∴ Required As = 1835.791 ㎟ [p = 0.002]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2447.722 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 37.643 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 37.643) / 37.643

= 0.0703

· ε_t = 0.0703 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 940.264 kN.m > Mu = 564.250 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00337

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.195

· j = 1 - k / 3 = 0.935

· x = k·d = 179.212 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.969 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 143.769 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 143.769 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 557.837 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 584.270 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 557.837 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1164.400	540.930	793.210	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 67.345 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 1164400000 = 0

∴ Required As = 3863.929 ㎟ [p = 0.0042]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5151.905 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 79.230 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 79.230) / 79.230

= 0.0318

· ε_t = 0.0318 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1529.286 kN.m > Mu = 1164.400 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 540.930 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN < Vu = 540.930 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00559

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.243

· j = 1 - k / 3 = 0.919

· x = k·d = 223.808 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.385 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 182.571 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 182.571 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 267.589 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 345.071 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 267.589 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1030.000	950.000	950.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
696.140	716.770	234.920	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 38.338 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 323000.000 As - 696140000 = 0

∴ Required As = 2199.615 ㎟ [p = 0.00232]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20876.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3085.216 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2932.820 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 45.103 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (950.000 - 45.103) / 45.103

= 0.0602

· ε_t = 0.0602 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1581.706 kN.m > Mu = 696.140 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 617.043 kN < Vu = 716.770 kN

· 1/2·Øv·Vc = 308.522 kN < Vu = 716.770 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 475 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 52.488 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 52.488 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 617.043 kN + 754.680 kN

= 1371.723 kN > Vu = 716.770 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00541

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.240

· j = 1 - k / 3 = 0.920

· x = k·d = 227.930 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.358 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 52.300 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 52.300 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1341.987 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1204.590 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1204.590 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	800.000	700.000	700.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
752.790	548.540	484.100	100.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 57.489 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 238000.000 As - 752790000 = 0

∴ Required As = 3298.428 ㎟ [p = 0.00471]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 15382.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2450.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2273.317 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2450.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4397.904 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 67.634 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - 67.634) / 67.634

= 0.0280

· ε_t = 0.0280 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1392.547 kN.m > Mu = 752.790 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 484.974 kN < Vu = 548.540 kN

· 1/2·Øv·Vc = 242.487 kN < Vu = 548.540 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 350 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 42.567 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 42.567 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 484.974 kN + 593.152 kN

= 1078.126 kN > Vu = 548.540 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00908

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.299

· j = 1 - k / 3 = 0.900

· x = k·d = 208.987 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.350 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 120.877 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 120.877 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 441.491 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 521.193 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 441.491 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3 램프벽체 단면검토

12.3.1 램프 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1783.820	416.620	549.350	907.680
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3247.147	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0043] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 758.247 mn

· d" = X - H + d = 658.247 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 15694.744 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9235.923 kN.m

· eb = Mb / Pb = 588.472 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 3905.394 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 549.350 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1783.820 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 865.523 kN > Vu = 416.620 kN
· 1/2·Øv·Vc = 432.762 kN > Vu = 416.620 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00350
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198
· j = 1 - k / 3 = 0.934
· x = k·d = 290.400 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.563 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 128.931 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 128.931 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 397.042 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 488.633 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 397.042 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.2 램프 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	921.080	416.620	1131.230	907.680
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
814.229	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0043] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 758.247 mn

· d" = X - H + d = 658.247 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 15694.744 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9235.923 kN.m

· eb = Mb / Pb = 588.472 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1472.476 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1131.230 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 921.080 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 887.924 kN > Vu = 416.620 kN
· 1/2·Øv·Vc = 443.962 kN > Vu = 416.620 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00350
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198
· j = 1 - k / 3 = 0.934
· x = k·d = 290.400 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.563 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 128.931 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 128.931 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 397.042 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 488.633 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 397.042 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.3 램프 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1331.430	0.000	1219.980	903.050
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1091.354	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 675.595 mn

· d" = X - H + d = 575.595 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13743.994 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7537.842 kN.m

· eb = Mb / Pb = 548.446 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1666.949 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1219.980 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1331.430 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 896.932 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 448.466 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.496 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 145.290 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 145.290 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 328.269 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 433.616 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 328.269 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.4 램프 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1085.790	0.000	1222.460	903.050
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
888.201	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.595 mn

· d" = X - H + d = 575.595 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13743.994 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7537.842 kN.m

· eb = Mb / Pb = 548.446 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1463.796 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1222.460 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1085.790 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 897.039 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 448.520 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.496 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 145.290 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 145.290 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 328.269 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 433.616 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 328.269 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.5 램프 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1910.920	366.800	1300.220	1327.060
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1469.690	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 675.595 mn

· d" = X - H + d = 575.595 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13743.994 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7537.842 kN.m

· eb = Mb / Pb = 548.446 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2045.285 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1300.220 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1910.920 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 900.389 kN > Vu = 366.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 450.195 kN > Vu = 366.800 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.077 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 213.507 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 213.507 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 155.090 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 295.072 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 155.090 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.6 램프 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1910.880	366.800	1302.780	1327.060
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1466.771	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.595 mn

· d" = X - H + d = 575.595 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13743.994 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7537.842 kN.m

· eb = Mb / Pb = 548.446 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2042.366 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1302.780 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1910.880 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 900.499 kN > Vu = 366.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 450.250 kN > Vu = 366.800 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.077 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 213.507 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 213.507 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 155.090 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 295.072 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 155.090 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.7 접합부 상단벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	820.400	417.750	227.050	469.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3613.301	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0057] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 520.882 mn

· d" = X - H + d = 420.882 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10457.115 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4424.601 kN.m

· eb = Mb / Pb = 423.119 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 4034.183 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 227.050 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 820.400 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 527.516 kN > Vu = 417.750 kN

· 1/2·Øv·Vc = 263.758 kN < Vu = 417.750 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.833 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.030 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 128.959 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 128.959 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 391.909 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 488.527 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 391.909 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.8 접합부 상단벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	146.380	417.750	589.740	469.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
248.211	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0057] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 520.882 mn

· d" = X - H + d = 420.882 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10457.115 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4424.601 kN.m

· eb = Mb / Pb = 423.119 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 669.093 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 589.740 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 146.380 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 540.136 kN > Vu = 417.750 kN

· 1/2·Øv·Vc = 270.068 kN < Vu = 417.750 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.833 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.030 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 128.959 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 128.959 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 391.909 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 488.527 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 391.909 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.9 접합부 상단벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1198.100	448.400	580.430	858.910
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2064.159	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0080] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 432.164 mn

· d" = X - H + d = 332.164 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8072.125 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3449.664 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.355 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2396.323 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 580.430 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1198.100 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 543.552 kN > Vu = 448.400 kN

· 1/2·Øv·Vc = 271.776 kN < Vu = 448.400 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.382 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 228.568 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 228.568 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 130.786 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 275.629 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 130.786 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.10 접합부 상단벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	145.080	448.400	637.620	858.910
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
227.534	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴	USE As'	= 1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0080] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 432.164 mn

· d" = X - H + d = 332.164 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8072.125 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3449.664 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.355 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 559.698 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 637.620 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 145.080 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 545.910 kN > Vu = 448.400 kN

· 1/2·Øv·Vc = 272.955 kN < Vu = 448.400 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.382 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 228.568 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 228.568 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 130.786 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 275.629 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 130.786 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.11 접합부 하단벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1211.480	348.310	1129.620	817.530
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1072.467	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 683.071 mn

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1655.538 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1129.620 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1211.480 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 893.039 kN > Vu = 348.310 kN
· 1/2·Øv·Vc = 446.520 kN > Vu = 348.310 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00395
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209
· j = 1 - k / 3 = 0.930
· x = k·d = 271.700 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.976 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 131.530 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 131.530 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 384.973 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 478.978 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 384.973 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.12 접합부 하단벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	860.560	348.310	1161.390	817.530
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
740.974	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 683.071 mn

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1324.045 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1161.390 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 860.560 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 894.408 kN > Vu = 348.310 kN
· 1/2·Øv·Vc = 447.204 kN > Vu = 348.310 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00395
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209
· j = 1 - k / 3 = 0.930
· x = k·d = 271.700 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.976 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 131.530 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 131.530 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 384.973 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 478.978 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 384.973 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.13 접합부 하단벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1721.000	544.080	1227.650	1197.790
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1401.865	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mn

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1984.936 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1227.650 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1721.000 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 897.262 kN > Vu = 544.080 kN

· 1/2·Øv·Vc = 448.631 kN < Vu = 544.080 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.290 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 192.710 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 192.710 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 194.895 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 326.916 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 194.895 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.14 접합부 하단벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1700.420	544.080	1241.710	1197.790
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1369.418	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mn

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1952.489 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1241.710 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1700.420 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 897.868 kN > Vu = 544.080 kN

· 1/2·Øv·Vc = 448.934 kN < Vu = 544.080 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.290 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 192.710 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 192.710 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 194.895 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 326.916 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 194.895 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.15 접합부 중간벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	697.120	718.160	1514.490	362.860
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
875.000	716.667	636.667	80.000	100.000	470.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
460.300	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5559.400	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0133] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 382.000 mm

· a = β1·c = 324.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 14391563 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 339.621 mn

· d" = X - H + d = 259.621 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6520.382 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1048.086 kN

· Ts = fy·As = 2223.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5344.708 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2267.600 kN.m

· eb = Mb / Pb = 424.270 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 719.921 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (636.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1514.490 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 697.120 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 313.195 kN < Vu = 718.160 kN
· 1/2·Øv·Vc = 156.598 kN < Vu = 718.160 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 235 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 114.844 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 430.814 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 430.814 ㎟
· USE Av = H 19 × 2 EA/M = 573.000 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 313.195 kN + 538.620 kN
= 851.815 kN > Vu = 718.160 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00998
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.310
· j = 1 - k / 3 = 0.897
· x = k·d = 197.367 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.361 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 114.332 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 114.332 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm
· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 758.378 mm
· s_2 = 300·(280 / fst = 734.702 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 734.702 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.16 접합부 중간벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	511.090	718.160	1883.490	362.860
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
875.000	716.667	636.667	80.000	100.000	470.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
271.353	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5559.400	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0133] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 382.000 mm

· a = β1·c = 324.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 14391563 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 339.621 mn

· d" = X - H + d = 259.621 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6520.382 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1048.086 kN

· Ts = fy·As = 2223.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5344.708 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2267.600 kN.m

· eb = Mb / Pb = 424.270 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 530.974 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (636.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1883.490 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 511.090 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 324.422 kN < Vu = 718.160 kN
· 1/2·Øv·Vc = 162.211 kN < Vu = 718.160 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 235 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 114.844 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 418.870 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 418.870 ㎟
· USE Av = H 19 × 2 EA/M = 573.000 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 324.422 kN + 538.620 kN
= 863.042 kN > Vu = 718.160 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00998
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.310
· j = 1 - k / 3 = 0.897
· x = k·d = 197.367 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.361 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 114.332 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 114.332 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm
· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 758.378 mm
· s_2 = 300·(280 / fst = 734.702 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 734.702 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.17 접합부 중간벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	630.060	721.250	995.950	390.950
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
875.000	550.000	470.000	80.000	100.000	470.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
632.622	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5559.400	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0173] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 282.000 mm

· a = β1·c = 239.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11044688 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 258.376 mn

· d" = X - H + d = 178.376 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4813.476 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1048.086 kN

· Ts = fy·As = 2223.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3637.802 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1424.334 kN.m

· eb = Mb / Pb = 391.537 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 810.998 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (470.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 995.950 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 630.060 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 306.600 kN < Vu = 721.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 153.300 kN < Vu = 721.250 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 235 mm ∴ **O.K**

= 845.220 kN > Vu = 721.250 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01352

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.351

· j = 1 - k / 3 = 0.883

· x = k·d = 164.970 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 13.052 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 169.447 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 169.447 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 459.663 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 495.730 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 459.663 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.18 접합부 중간벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	541.550	721.250	1908.200	390.950
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
875.000	550.000	470.000	80.000	100.000	470.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
283.801	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5559.400	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0173] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 282.000 mm

· a = β1·c = 239.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11044688 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 258.376 mn

· d" = X - H + d = 178.376 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4813.476 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1048.086 kN

· Ts = fy·As = 2223.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3637.802 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1424.334 kN.m

· eb = Mb / Pb = 391.537 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 462.177 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (470.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1908.200 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 541.550 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 342.767 kN < Vu = 721.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 171.384 kN < Vu = 721.250 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 235 mm ∴ **O.K**

= 881.387 kN > Vu = 721.250 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01352

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.351

· j = 1 - k / 3 = 0.883

· x = k·d = 164.970 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 13.052 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 169.447 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 169.447 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 459.663 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 495.730 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 459.663 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.19 중앙부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	199.230	83.580	1080.630	1.490
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
184.365	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mn

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 432.355 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1080.630 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 199.230 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 304.383 kN > Vu = 83.580 kN

· 1/2·Øv·Vc = 152.192 kN > Vu = 83.580 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.052 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 1.699 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 1.699 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 61621.059 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 49440.848 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 49440.848 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.20 중앙부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2.390	83.580	1624.630	1.490
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1.471	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mn

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 249.461 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1624.630 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2.390 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 320.283 kN > Vu = 83.580 kN

· 1/2·Øv·Vc = 160.142 kN > Vu = 83.580 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.052 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 1.699 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 1.699 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 61621.059 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 49440.848 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 49440.848 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.21 중앙부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	206.730	92.490	1164.480	1.510
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
177.530	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mn

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 342.672 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1164.480 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 206.730 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 318.179 kN > Vu = 92.490 kN

· 1/2·Øv·Vc = 159.090 kN > Vu = 92.490 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.090 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 2.429 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 2.429 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 43047.666 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 34582.133 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 34582.133 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.22 중앙부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2.420	92.490	1693.770	1.510
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1.429	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mn

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 166.571 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1693.770 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2.420 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 338.806 kN > Vu = 92.490 kN
· 1/2·Øv·Vc = 169.403 kN > Vu = 92.490 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00378
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205
· j = 1 - k / 3 = 0.932
· x = k·d = 86.100 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.090 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 2.429 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 2.429 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm
· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 43047.666 mm
· s_2 = 300·(280 / fst = 34582.133 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 34582.133 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

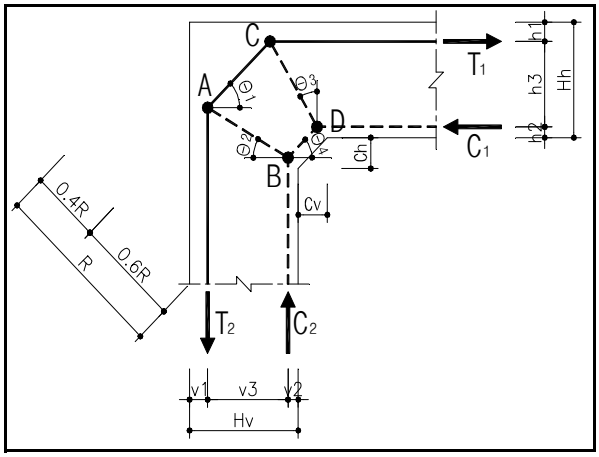
13. 우각부 보강검토

13.1 상부슬래브 (램프 외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1783.820 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 2262.74 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

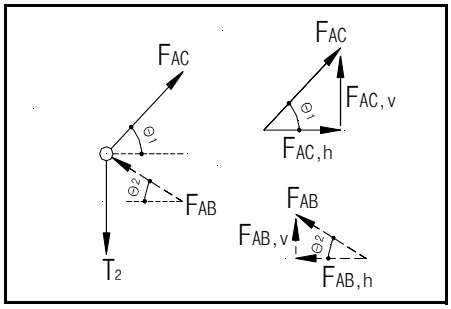
θ_2 = 15.92°

θ_3 = 21.80°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

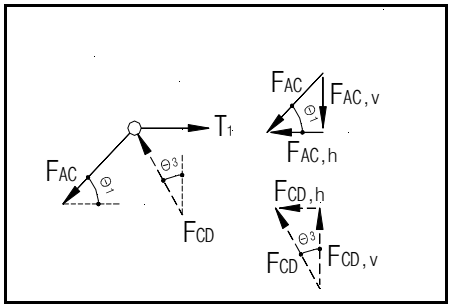
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2) \quad \cdots\cdots ③$$

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{1{,}783.820}{1.120} =$ 1,592.696 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{1{,}783.820}{1.220} =$ 1,462.148 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,608.866 kN

식 ⑥ 으로부터

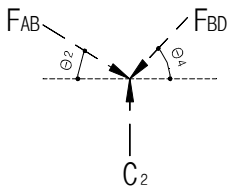
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,608.866 kN

따라서 F_{AC} = **1,608.866** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}183.018 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}608.866 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}225.276 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,608.866	타이
AB	-1,183.018	스트럿
BD	-1,608.866	스트럿
CD	-1,225.276	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,608.866 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}608{,}866.350}{0.85 \times 400} = 4{,}731.96 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2 (1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2 (2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2 (1 단)
	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2 (2 단)
				합계	=	**5,666.40**	mm^2

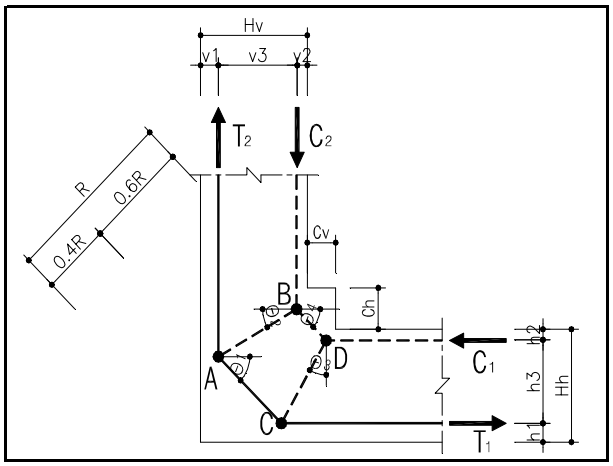
$A_{s,used}$ = 5,666.40 mm^2 > 4,731.96 mm^2 ……O.K

13.2 하부슬래브(램프 외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1910.920 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1910.50 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

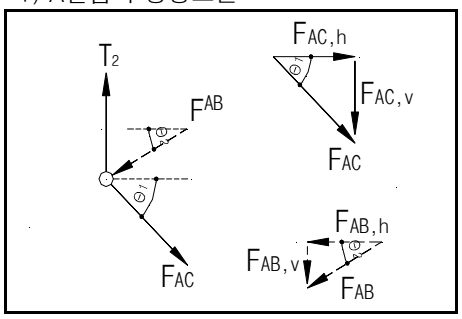
θ_2 = 7.38°

θ_3 = 12.97°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

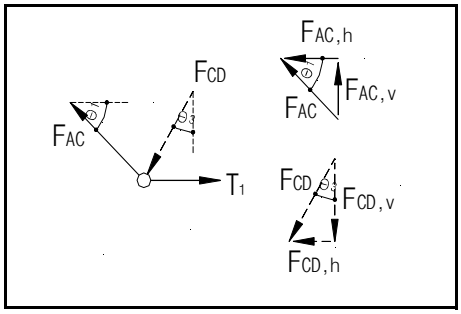
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{1{,}910.920}{1.120} =$ 1,706.179 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{1{,}910.920}{1.220} =$ 1,566.328 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,961.218 kN

식 ⑥ 으로부터

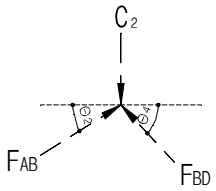
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,961.218 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,961.218** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}398.364 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}961.218 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}423.094 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,961.218**	타이
AB	**-1,398.364**	스트럿
BD	**-1,961.218**	스트럿
CD	**-1,423.094**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,961.218 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}961{,}218.122}{0.85 \times 400} = 5{,}768.29 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2 (1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2 (2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2 (1 단)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2 (2 단)
				합계	=	**6,623.20**	mm^2

$A_{s,used}$ = 6,623.20 mm^2 > 5,768.29 mm^2 ……O.K

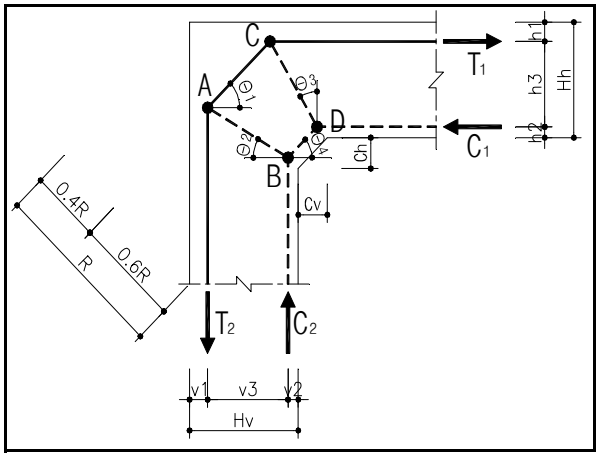
13. 우각부 보강검토

13.3 상부슬래브 (본선 접합부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	820.400 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1626.35 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

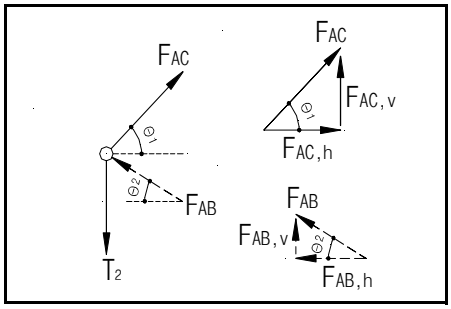
θ_2 = 29.48°

θ_3 = 29.48°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

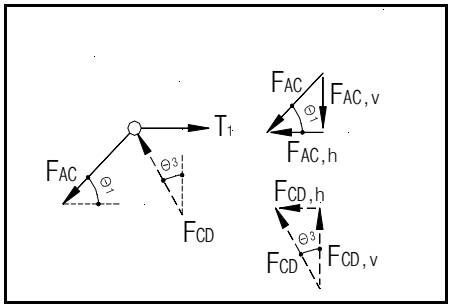
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{820.400}{0.720} =$ 1,139.444 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{820.400}{0.720} =$ 1,139.444 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,029.477 kN

식 ⑥ 으로부터

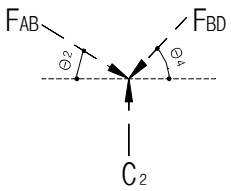
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,029.477 kN

따라서 F_{AC} = **1,029.477** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 836.205 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,029.477 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 836.205 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,029.477	타이
AB	-836.205	스트럿
BD	-1,029.477	스트럿
CD	-836.205	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,029.477 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,029,477.202}{0.85 \times 400} = 3,027.87 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2 (1 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2 (2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2 (1 단)
	= H		@		=	0.00	mm^2 (2 단)
				합계	=	**3,575.20**	mm^2

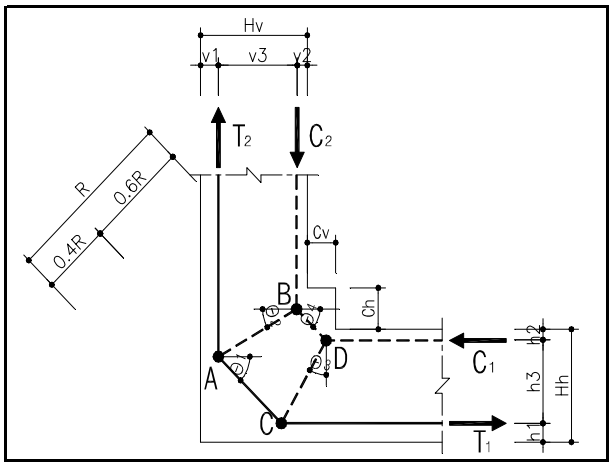
$A_{s,used}$ = 3,575.20 mm^2 > 3,027.87 mm^2 ……O.K

13.4 하부슬래브(램프 접합부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	30 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1721.000 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1910.50 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

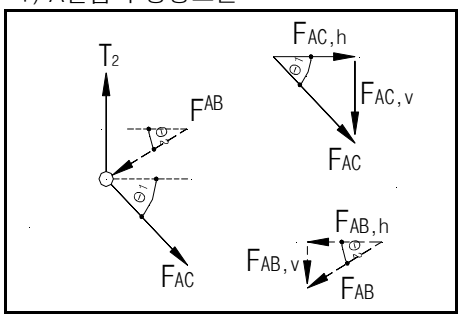
Θ_2 = 7.38°

Θ_3 = 12.97°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

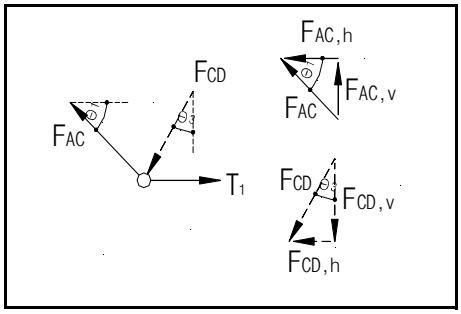
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$ => $F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{1{,}721.000}{1.120} =$ 1,536.607 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{1{,}721.000}{1.220} =$ 1,410.656 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,766.299 kN

식 ⑥ 으로부터

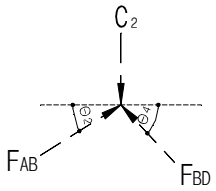
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,766.299 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,766.299** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}259.385 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}766.299 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}281.658 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,766.299**	타이
AB	**-1,259.385**	스트럿
BD	**-1,766.299**	스트럿
CD	**-1,281.658**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,766.299 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}766{,}299.158}{0.85 \times 400} = 5{,}195.00 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2 (1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2 (2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2 (1 단)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2 (2 단)
				합계	=	**6,623.20**	mm^2

$A_{s,used}$ = 6,623.20 mm^2 > 5,195.00 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
램프 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 접합부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
본선 접합부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
본선 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
램프 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
본선 접합부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
본선 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중앙 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.5 램프 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.6 접합부 상단 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.7 접하부 하단 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.8 접합부 중간벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1100.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1100.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.9 중간 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

15. 사용성 검토

부 재	최소두께 또는 높이 t (mm)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
일방향 슬래브	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
보	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

부 재	지간 L (mm)	최소두께 t (mm)	사용두께 t (mm)	평 가
상부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	1300.00	O.K
상부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	900.00	O.K
하부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	1300.00	O.K
하부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	1000.00	O.K
외측 벽체	3840.00	160.00	1400.00	O.K
접합부 벽체	3840.00	137.14	550.00	O.K
중앙 벽체	6850.00	285.42	500.00	O.K

16. 지지력 검토

16.1 하중 산정 : 램프

16.1.1 고정하중

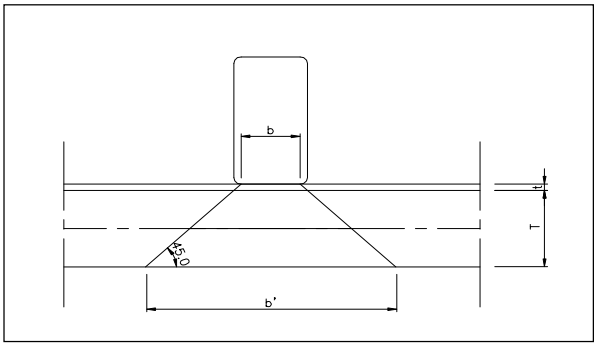
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 2010.05 / 23.900 = 84.103 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 106.425 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

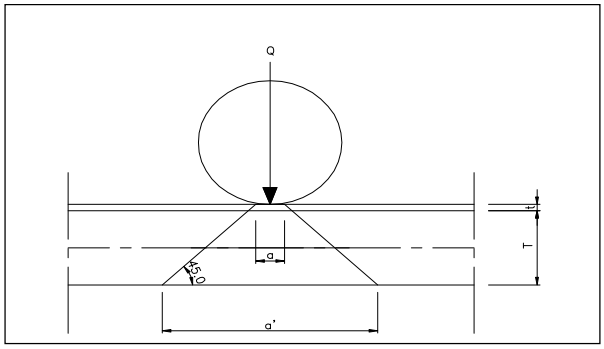


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1300.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.300 + 0.050) x cot 45°

= 3.20 m



a' = 0.200 + 2 x (1.300 + 0.050) x cot 45°

= 2.90 m

Qz' = 96.000 / (3.200 x 2.900) = 10.34 kN/m^2

16.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 84.103 + 106.425 + 0.000 + 10.000 + 10.345

= 210.873 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 210.873 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16.3 하중 산정 : 본선

16.3.1 고정하중

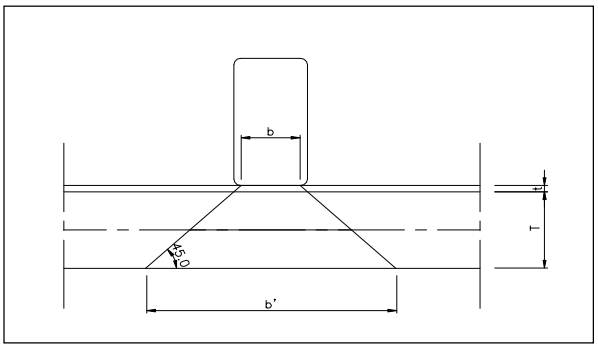
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1022.95 / 16.600 = 61.623 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 61.805 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

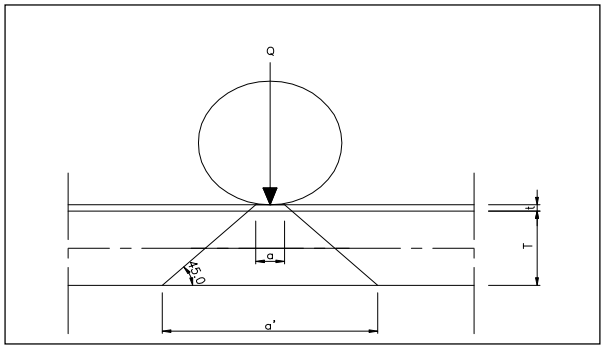


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1000.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.60 m



a' = 0.200 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.30 m

Qz' = 96.000 / (2.600 x 2.300) = 16.05 kN/m^2

16.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 61.623 + 61.805 + 0.000 + 10.000 + 16.054

= 149.482 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

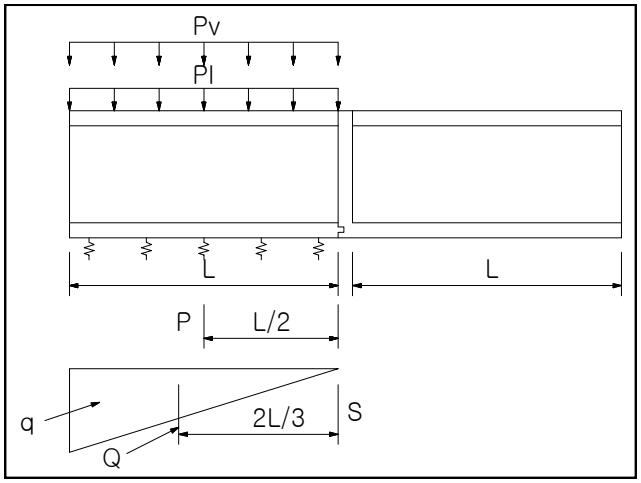
Qmax = 149.482 kN/m^2 < Qa = 200.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

17. 신축이음부 검토

17-1. 램프

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 11.95 \times 5.5 \times 19.0$

$= 1248.78 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (1248.78 + 153.6) \times 40.0 = 56095.0 \ kN$

$S = P / 4 = 56095 / 4 = 14023.8 \ kN$

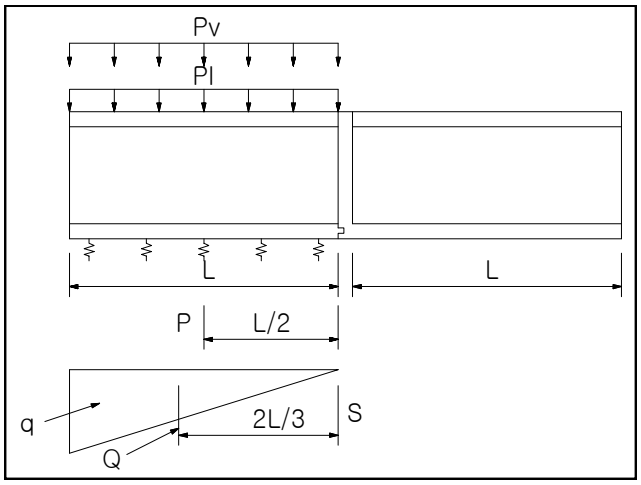
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 $Areq = S / \tau a = 14023.8 \times 1000 / 80 = 175,297 \ mm^2$

☞ 사용철근량 As = D32- 182 EA = 794.2 x 182 = 144,544 mm^2

17-2. 본선

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 16.6 \times 0.55 \times 19.0$

$= 173.47 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (173.47 + 153.6) \times 40.0 = 13082.8 \ kN$

$S = P / 4 = 13082.8 / 4 = 3270.7 \ kN$

$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 3270.7 x 1000 / 80 = 40,884 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 267 EA = 794.2 x 267 = 212,051 mm²

※ 일체구조로 검토 : 램프x2ea + 본선

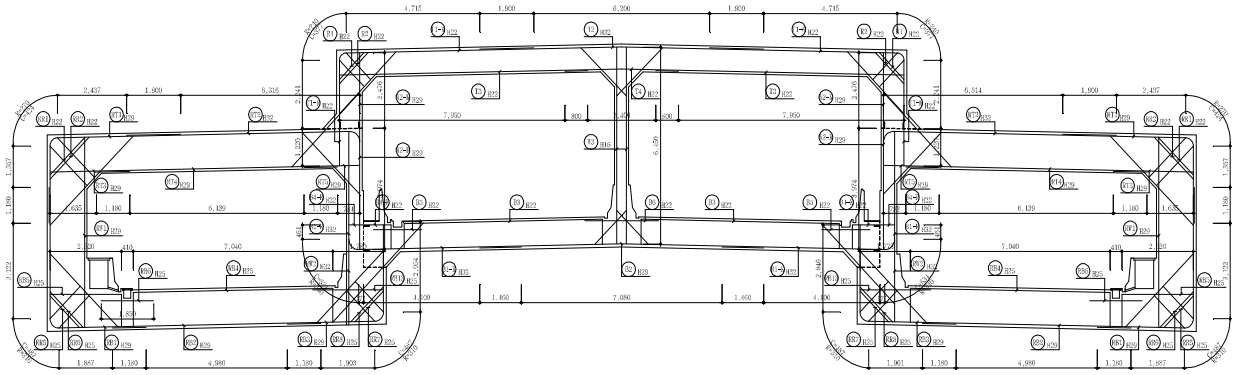
☞ 소요철근량 Areq = 350,594 + 40,884 = 391,478 mm²

☞ 사용철근량 As = 289,089 + 212,051 = 501,140 mm²

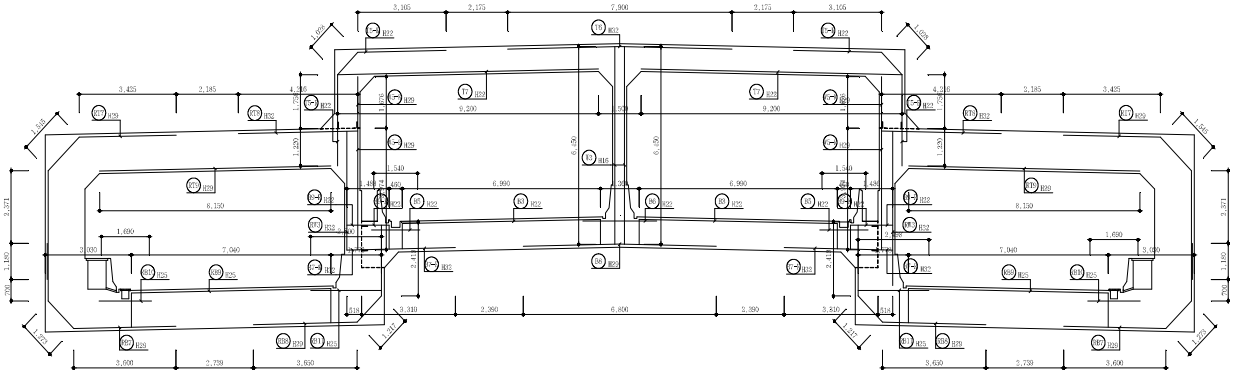
∴ O.K

18. 주철근조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



국회대로 지하차도

STA.0+619.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간슬래브	외측벽체	기둥	거더
상면(벽체외측)	100	80	80	100	90	135
하면(벽체내측)	80	100	80	80	90	90

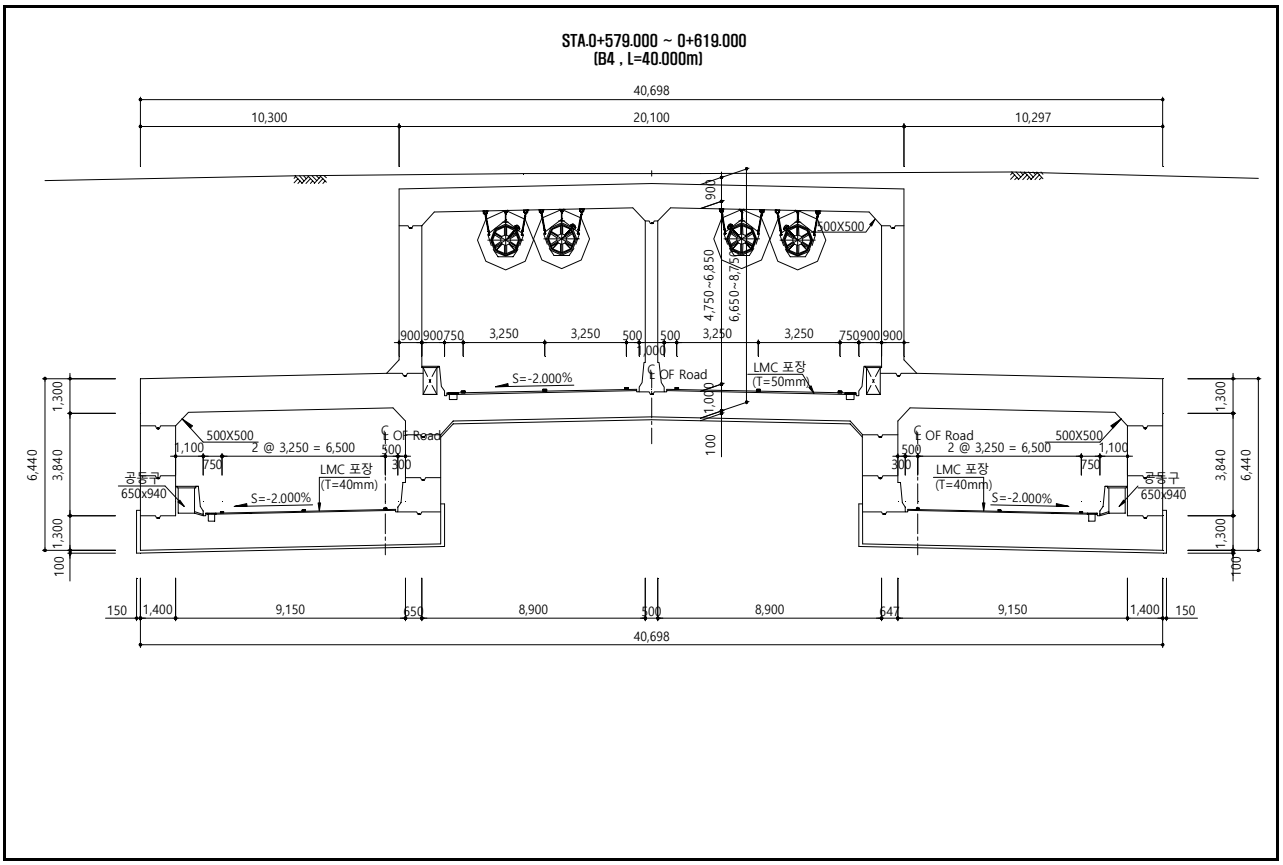
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

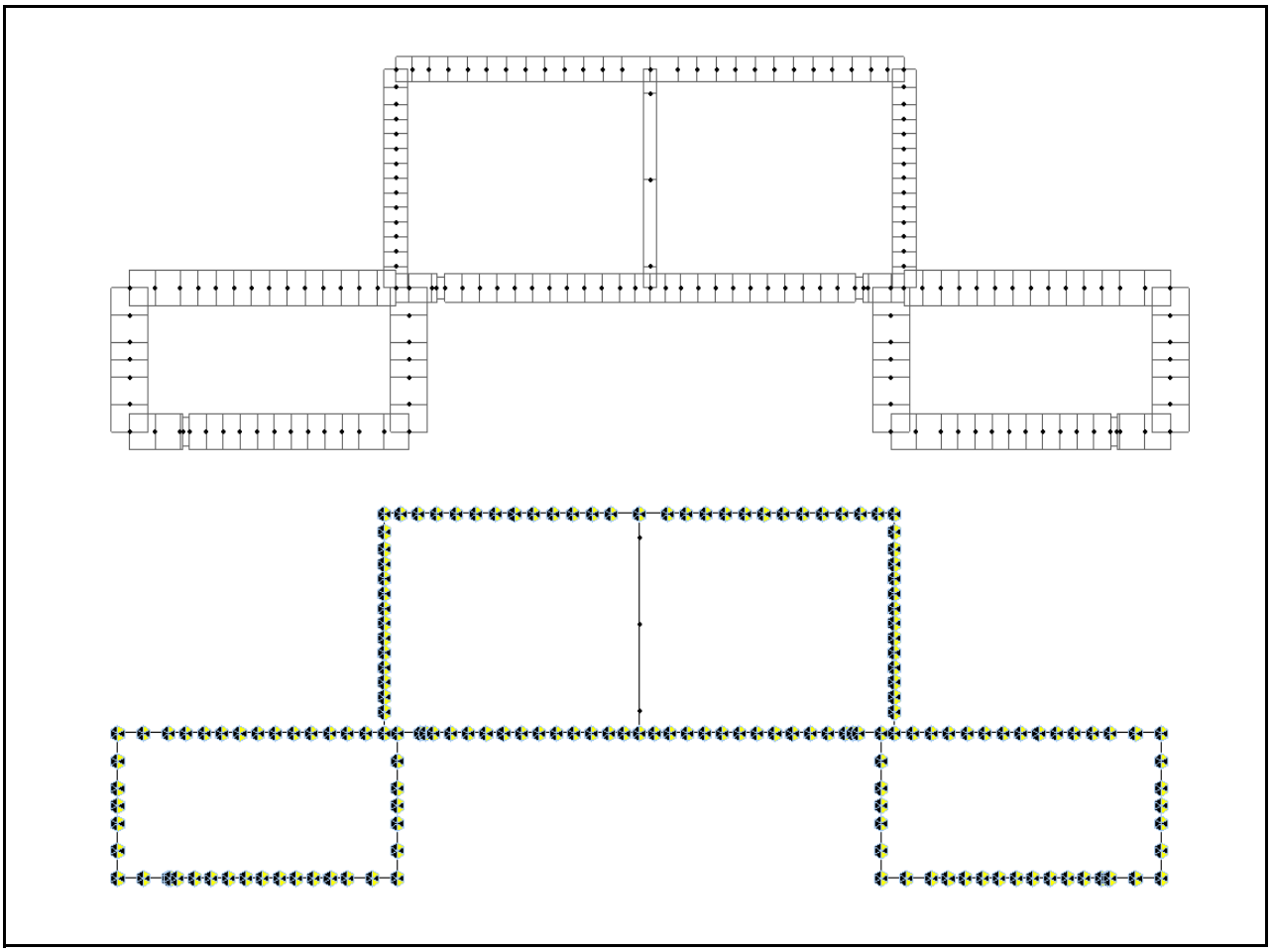
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.200	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	9.400	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	4.100	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	0.000	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	14.300	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 16.800 m = 40.700 m = 12.940 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,402	16,300	4,467	5,433	107,168	2,696	6,367	899	2,122
퇴적층(자갈층)	987,663	48,247	58,681	16,082	19,560	385,806	18,846	22,922	6,282	7,641
풍화토	2,201,831	107,558	130,820	35,853	43,607	860,090	42,015	51,102	14,005	17,034
풍화암	5,043,990	246,396	299,685	82,132	99,895	1,970,308	96,248	117,064	32,083	39,021
연 암	18,933,228	924,876	1,124,903	308,292	374,968	7,395,792	361,280	439,415	120,427	146,472
보통암	15,536,147	758,931	923,068	252,977	307,689	6,068,807	296,457	360,573	98,819	120,191
경 암	59,590,479	2,910,957	3,540,520	970,319	1,180,173	23,277,531	1,137,093	1,383,016	379,031	461,005

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	10,288	32,578	3,429	10,859	107,168	4,019	12,726	1,340	4,242
퇴적층(자갈층)	987,663	37,038	117,281	12,346	39,094	385,806	14,468	45,813	4,823	15,271
풍화토	2,201,831	82,571	261,458	27,524	87,153	860,090	32,254	102,132	10,751	34,044
풍화암	5,043,990	189,155	598,953	63,052	199,651	1,970,308	73,888	233,966	24,629	77,989

연 암	18,933,228	710,014	2,248,243	236,671	749,414	7,395,792	277,349	878,220	92,450	292,740
보통암	15,536,147	582,621	1,844,854	194,207	614,951	6,068,807	227,586	720,646	75,862	240,215
경 암	59,590,479	2,234,701	7,076,125	744,900	2,358,708	23,277,531	872,930	2,764,111	290,977	921,370

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
매립층	13,402	4,467	0.425	0.625	7,036	2,345	145 171
매립층	13,402	4,467	0.625	0.625	8,376	2,792	146 170
매립층	13,402	4,467	0.625	0.730	9,080	3,027	147 169
매립층	13,402	4,467	0.730	0.730	9,783	3,261	148to156 160to168
매립층	13,402	4,467	0.730	1.050	11,928	3,976	157 159
매립층	13,402	4,467	1.050	1.050	14,072	4,691	158
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.700	0.950	30,557	10,186	55 115
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.950	35,186	11,729	56 114
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.675	30,094	10,031	57 113
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.675	25,001	8,334	58TO66 104TO112
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.700	25,464	8,488	67 103
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.700	0.700	25,927	8,642	68 102
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.700	0.450	21,297	7,099	69 101

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화토	82,571	27,524	0.700	0.950	68,121	22,707	1 34
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.950	78,442	26,147	2 33
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.100	43,350	14,450	3 32
풍화토	82,571	27,524	0.100	0.250	14,450	4,817	4 31
풍화토	82,571	27,524	0.250	0.640	36,744	12,248	5 30
풍화토	82,571	27,524	0.640	0.640	52,845	17,615	6TO14 21TO29
풍화토	82,571	27,524	0.640	0.950	65,644	21,881	15 20
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.950	78,442	26,147	16 19
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.700	68,121	22,707	17 18
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.850	0.200	25,330	8,443	71 99
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.200	0.300	12,062	4,021	72 98
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.300	0.660	23,158	7,719	73 97
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.660	0.660	31,843	10,614	74TO82 88TO96
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.660	0.575	29,792	9,931	83 87
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.575	0.575	27,742	9,247	84 TO 86

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.450	0.625	31,541	10,514	145
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.625	36,676	12,225	143

퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.525	33,742	11,247	140
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	138
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	136
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	134
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	132
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	129
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	127
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	125
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	123
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	121
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.530	30,954	10,318	119
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.530	0.770	38,143	12,714	116
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.770	0.650	41,664	13,888	69
퇴적층(자갈층)	117,281	39,094	0.650	0.975	95,291	31,764	55
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	51
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.620	208,513	69,504	47
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.620	162,104	54,035	43
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.975	208,513	69,504	39
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	35
연 암	2,248,243	749,414	0.975	0.650	1,826,698	608,899	1
퇴적층(자갈층)	117,281	39,094	0.650	0.975	95,291	31,764	70
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	52
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.620	208,513	69,504	48
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.620	162,104	54,035	44
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.975	208,513	69,504	40
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	36
연 암	2,248,243	749,414	0.975	0.650	1,826,698	608,899	17

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.450	0.625	31,541	10,514	171
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.625	36,676	12,225	144
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.525	33,742	11,247	141
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	139
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	137
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	135
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	133
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	131
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	128
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	126
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	124
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	122
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.530	30,954	10,318	120
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.530	0.770	38,143	12,714	117
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.770	0.650	41,664	13,888	101
퇴적층(자갈층)	117,281	39,094	0.650	0.975	95,291	31,764	115
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	54

풍화토	261,458	87,153	0.975	0.620	208,513	69,504	50
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.620	162,104	54,035	46
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.975	208,513	69,504	42
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	38
연 암	2,248,243	749,414	0.975	0.650	1,826,698	608,899	34
퇴적층(자갈층)	117,281	39,094	0.650	0.975	95,291	31,764	100
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	53
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.620	208,513	69,504	49
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.620	162,104	54,035	45
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.975	208,513	69,504	41
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	37
연 암	2,248,243	749,414	0.975	0.650	1,826,698	608,899	18

*** 붕괴방지수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
매립층	2,696	899	0.425	0.625	1,415	472	145 171
매립층	2,696	899	0.625	0.625	1,685	562	146 170
매립층	2,696	899	0.625	0.730	1,826	609	147 169
매립층	2,696	899	0.730	0.730	1,968	656	148to156 160to168
매립층	2,696	899	0.730	1.050	2,399	800	157 159
매립층	2,696	899	1.050	1.050	2,831	944	158
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.700	0.950	11,936	3,979	55 115
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.950	13,745	4,582	56 114
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.675	11,755	3,918	57 113
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.675	9,766	3,255	58TO66 104TO112
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.700	9,947	3,316	67 103
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.700	0.700	10,128	3,376	68 102
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.700	0.450	8,319	2,773	69 101

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화토	32,254	10,751	0.700	0.950	26,610	8,870	1 34
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.950	30,642	10,214	2 33
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.100	16,933	5,644	3 32
풍화토	32,254	10,751	0.100	0.250	5,644	1,881	4 31
풍화토	32,254	10,751	0.250	0.640	14,353	4,784	5 30
풍화토	32,254	10,751	0.640	0.640	20,643	6,881	6TO14 21TO29
풍화토	32,254	10,751	0.640	0.950	25,642	8,547	15 20
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.950	30,642	10,214	16 19
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.700	26,610	8,870	17 18
퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.850	0.200	9,894	3,298	71 99
퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.200	0.300	4,712	1,571	72 98
퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.300	0.660	9,046	3,015	73 97
퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.660	0.660	12,439	4,146	74TO82 88TO96
퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.660	0.575	11,638	3,879	83 87

퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.575	0.575	10,837	3,612	84 TO 86

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.450	0.625	12,321	4,107	145
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.625	14,326	4,775	143
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.525	13,180	4,393	140
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	138
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	136
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	134
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	132
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	129
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	127
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	125
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	123
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	121
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.530	12,092	4,031	119
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.530	0.770	14,900	4,967	116
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.770	0.650	16,275	5,425	69
퇴적층(자갈층)	45,813	15,271	0.650	0.975	37,223	12,408	55
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	51
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.620	81,450	27,150	47
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.620	63,322	21,107	43
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.975	81,450	27,150	39
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	35
연 암	878,220	292,740	0.975	0.650	713,554	237,851	1
퇴적층(자갈층)	45,813	15,271	0.650	0.975	37,223	12,408	70
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	52
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.620	81,450	27,150	48
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.620	63,322	21,107	44
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.975	81,450	27,150	40
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	36
연 암	878,220	292,740	0.975	0.650	713,554	237,851	17

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.450	0.625	12,321	4,107	171
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.625	14,326	4,775	144
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.525	13,180	4,393	141
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	139
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	137
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	135
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	133
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	131
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	128
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	126

퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	124
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	122
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.530	12,092	4,031	120
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.530	0.770	14,900	4,967	117
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.770	0.650	16,275	5,425	101
퇴적층(자갈층)	45,813	15,271	0.650	0.975	37,223	12,408	115
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	54
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.620	81,450	27,150	50
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.620	63,322	21,107	46
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.975	81,450	27,150	42
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	38
연 암	878,220	292,740	0.975	0.650	713,554	237,851	34
퇴적층(자갈층)	45,813	15,271	0.650	0.975	37,223	12,408	100
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	53
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.620	81,450	27,150	49
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.620	63,322	21,107	45
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.975	81,450	27,150	41
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	37
연 암	878,220	292,740	0.975	0.650	713,554	237,851	18

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.16 = 0.091 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.16 = 0.224 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

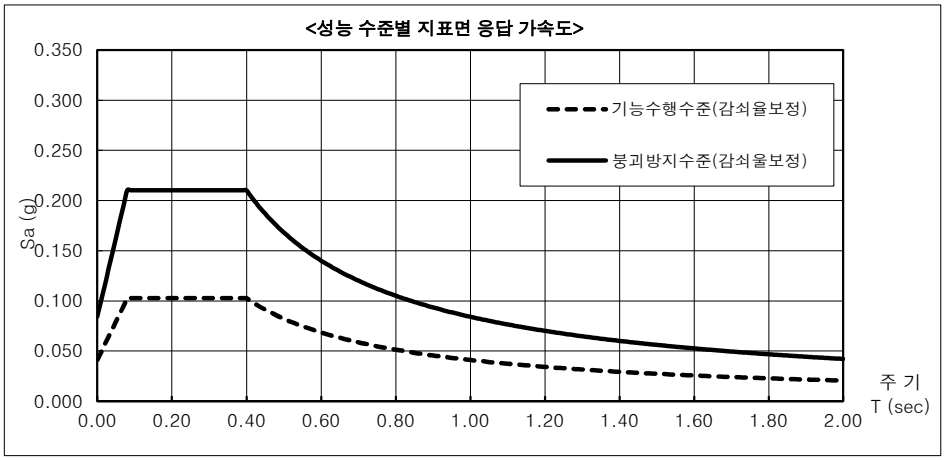
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

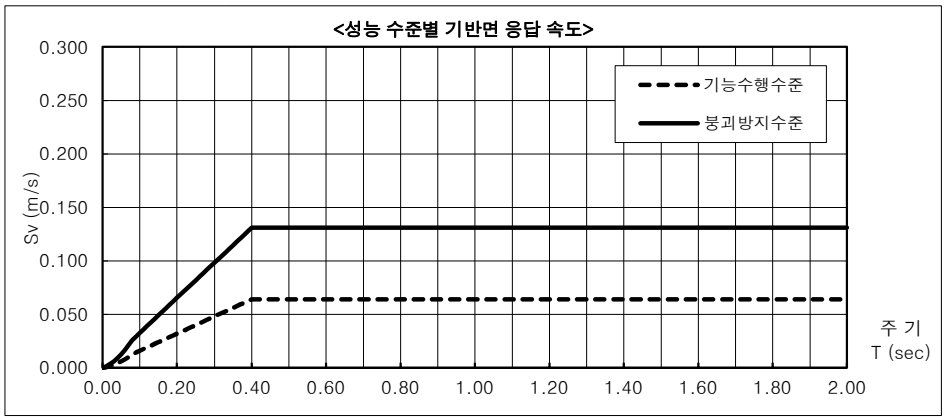
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.200	매립층	-	156	0.056
9.400	퇴적층(자갈층)	-	289	0.130
4.100	풍화토	-	424	0.039
0.000	풍화암	-	631	0.000
14.300	연 암	-	1216	0.047
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.272

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.272 = 0.34 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.103 g = 1.007 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.054 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.200	매립층	-	156	0.056
9.400	퇴적층(자갈층)	-	289	0.130
4.100	풍화토	-	424	0.039
0.000	풍화암	-	631	0.000
14.300	연 암	-	1216	0.047
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.272

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.272 = 0.34 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.210 g = 2.061 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.112 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

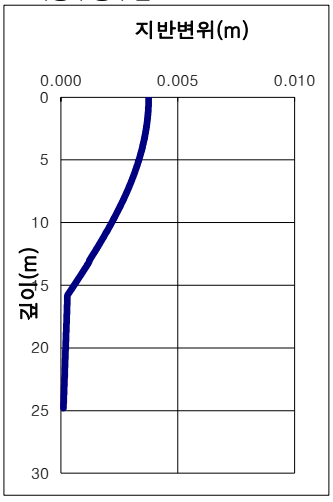
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.65 m, H_1 = 15.7 m, H_2 = 14.3 m, γ_1 = 19.1 , γ_2 = 23.0

V_{s0d1} = 306 m/s V_{s0d2} = 1216 m/s α = 0.21

ω_0 = 29.130 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.650 m

Sv = 0.054 m/s

Ts = 0.34 sec

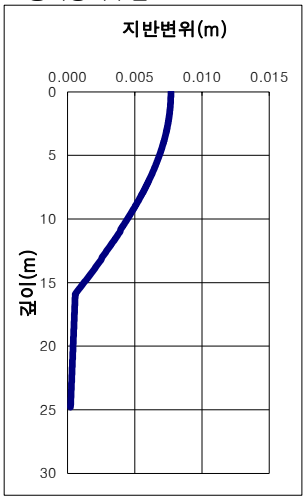
$U(Z_U)$=U(Z=0.850m)

= 0.003740 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.650m)

= 0.000951 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.650 m

Sv = 0.112 m/s

Ts = 0.34 sec

$U(Z_U)$=U(Z=0.850m)

= 0.007659 m

$U(Z_B)$=J(Z=13.790m

= 0.001948 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,467 \times 0.003740 = \mathbf{16.709}\ kN/m^2$ (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 899 \times 0.007659 = \mathbf{6.883}\ kN/m^2$ (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	145	0.850	0.003740	0.000951	0.002789	58,681	163.653
	143	1.475	0.003716	0.000951	0.002764	58,681	162.203
	140	2.100	0.003678	0.000951	0.002726	58,681	159.979
	138	2.625	0.003636	0.000951	0.002684	58,681	157.518
	136	3.150	0.003585	0.000951	0.002633	58,681	154.524
	134	3.675	0.003525	0.000951	0.002573	58,681	151.003
	132	4.200	0.003456	0.000951	0.002504	58,681	146.963
	129	4.725	0.003378	0.000951	0.002427	58,681	142.417
	127	5.250	0.003292	0.000951	0.002341	58,681	137.373
	125	5.775	0.003198	0.000951	0.002247	58,681	131.846
	123	6.300	0.003096	0.000951	0.002145	58,681	125.849
	121	6.825	0.002986	0.000951	0.002035	58,681	119.398
	119	7.350	0.002869	0.000951	0.001917	58,681	112.507
	116	7.880	0.002743	0.000951	0.001791	58,681	105.124
	69	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	58,681	93.670
	55	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	117,281	187.210
	51	9.625	0.002281	0.000951	0.001330	261,458	347.626
	47	10.600	0.001995	0.000951	0.001043	261,458	272.751
	43	11.220	0.001803	0.000951	0.000852	261,458	222.754
	39	11.840	0.001606	0.000951	0.000654	261,458	171.111
	35	12.815	0.001284	0.000951	0.000333	261,458	87.005
	1	13.790	0.000951	0.000951	0.000000	2,248,243	0.000
	70	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	117,281	187.210
	52	9.625	0.002281	0.000951	0.001330	261,458	347.626
	48	10.600	0.001995	0.000951	0.001043	261,458	272.751
	44	11.220	0.001803	0.000951	0.000852	261,458	222.754
	40	11.840	0.001606	0.000951	0.000654	261,458	171.111
	36	12.815	0.001284	0.000951	0.000333	261,458	87.005
	17	13.790	0.000951	0.000951	0.000000	2,248,243	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	171	0.850	0.003740	0.000951	0.002789	58,681	163.653
	144	1.475	0.003716	0.000951	0.002764	58,681	162.203
	141	2.100	0.003678	0.000951	0.002726	58,681	159.979
	139	2.625	0.003636	0.000951	0.002684	58,681	157.518
	137	3.150	0.003585	0.000951	0.002633	58,681	154.524
	135	3.675	0.003525	0.000951	0.002573	58,681	151.003
	133	4.200	0.003456	0.000951	0.002504	58,681	146.963
	131	4.725	0.003378	0.000951	0.002427	58,681	142.417
	128	5.250	0.003292	0.000951	0.002341	58,681	137.373
	126	5.775	0.003198	0.000951	0.002247	58,681	131.846
	124	6.300	0.003096	0.000951	0.002145	58,681	125.849
	122	6.825	0.002986	0.000951	0.002035	58,681	119.398
	120	7.350	0.002869	0.000951	0.001917	58,681	112.507
	117	7.880	0.002743	0.000951	0.001791	58,681	105.124
	101	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	58,681	93.670
	115	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	117,281	187.210
	54	9.625	0.002281	0.000951	0.001330	261,458	347.626
	50	10.600	0.001995	0.000951	0.001043	261,458	272.751
	46	11.220	0.001803	0.000951	0.000852	261,458	222.754
	42	11.840	0.001606	0.000951	0.000654	261,458	171.111
	38	12.815	0.001284	0.000951	0.000333	261,458	87.005
	34	13.790	0.000951	0.000951	0.000000	2,248,243	0.000
	100	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	117,281	187.210
	53	9.625	0.002281	0.000951	0.001330	261,458	347.626
	49	10.600	0.001995	0.000951	0.001043	261,458	272.751
	45	11.220	0.001803	0.000951	0.000852	261,458	222.754
	41	11.840	0.001606	0.000951	0.000654	261,458	171.111
	37	12.815	0.001284	0.000951	0.000333	261,458	87.005
	18	13.790	0.000951	0.000951	0.000000	2,248,243	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	145	0.850	0.007659	0.001948	0.005711	22,922	130.910
	143	1.475	0.007609	0.001948	0.005660	22,922	129.750
	140	2.100	0.007531	0.001948	0.005583	22,922	127.971
	138	2.625	0.007445	0.001948	0.005497	22,922	126.003
	136	3.150	0.007341	0.001948	0.005392	22,922	123.607
	134	3.675	0.007218	0.001948	0.005270	22,922	120.791
	132	4.200	0.007077	0.001948	0.005129	22,922	117.560
	129	4.725	0.006918	0.001948	0.004970	22,922	113.922
	127	5.250	0.006742	0.001948	0.004794	22,922	109.888
	125	5.775	0.006549	0.001948	0.004601	22,922	105.467
	123	6.300	0.006340	0.001948	0.004392	22,922	100.670
	121	6.825	0.006115	0.001948	0.004167	22,922	95.509
	119	7.350	0.005874	0.001948	0.003926	22,922	89.997
	116	7.880	0.005617	0.001948	0.003669	22,922	84.091
	69	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	22,922	74.929
	55	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	45,813	149.754
	51	9.625	0.004671	0.001948	0.002723	102,132	278.075
	47	10.600	0.004084	0.001948	0.002136	102,132	218.180
	43	11.220	0.003693	0.001948	0.001745	102,132	178.187
	39	11.840	0.003288	0.001948	0.001340	102,132	136.876
	35	12.815	0.002630	0.001948	0.000681	102,132	69.597
	1	13.790	0.001948	0.001948	0.000000	878,220	0.000
	70	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	45,813	149.754
	52	9.625	0.004671	0.001948	0.002723	102,132	278.075
	48	10.600	0.004084	0.001948	0.002136	102,132	218.180
	44	11.220	0.003693	0.001948	0.001745	102,132	178.187
	40	11.840	0.003288	0.001948	0.001340	102,132	136.876
	36	12.815	0.002630	0.001948	0.000681	102,132	69.597
	17	13.790	0.001948	0.001948	0.000000	878,220	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	171	0.850	0.007659	0.001948	0.005711	22,922	130.910
	144	1.475	0.007609	0.001948	0.005660	22,922	129.750
	141	2.100	0.007531	0.001948	0.005583	22,922	127.971
	139	2.625	0.007445	0.001948	0.005497	22,922	126.003
	137	3.150	0.007341	0.001948	0.005392	22,922	123.607
	135	3.675	0.007218	0.001948	0.005270	22,922	120.791
	133	4.200	0.007077	0.001948	0.005129	22,922	117.560
	131	4.725	0.006918	0.001948	0.004970	22,922	113.922
	128	5.250	0.006742	0.001948	0.004794	22,922	109.888
	126	5.775	0.006549	0.001948	0.004601	22,922	105.467
	124	6.300	0.006340	0.001948	0.004392	22,922	100.670
	122	6.825	0.006115	0.001948	0.004167	22,922	95.509
	120	7.350	0.005874	0.001948	0.003926	22,922	89.997
	117	7.880	0.005617	0.001948	0.003669	22,922	84.091
	101	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	22,922	74.929
	115	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	45,813	149.754
	54	9.625	0.004671	0.001948	0.002723	102,132	278.075
	50	10.600	0.004084	0.001948	0.002136	102,132	218.180
	46	11.220	0.003693	0.001948	0.001745	102,132	178.187
	42	11.840	0.003288	0.001948	0.001340	102,132	136.876
	38	12.815	0.002630	0.001948	0.000681	102,132	69.597
	34	13.790	0.001948	0.001948	0.000000	878,220	0.000
	100	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	45,813	149.754
	53	9.625	0.004671	0.001948	0.002723	102,132	278.075
	49	10.600	0.004084	0.001948	0.002136	102,132	218.180
	45	11.220	0.003693	0.001948	0.001745	102,132	178.187
	41	11.840	0.003288	0.001948	0.001340	102,132	136.876
	37	12.815	0.002630	0.001948	0.000681	102,132	69.597
	18	13.790	0.001948	0.001948	0.000000	878,220	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 2.997$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 4.311 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.654$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 2.397$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 3.448 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 2.923$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.827$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 1.903 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 1.365$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.662$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 1.522 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 1.092$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.850 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.091 × 0.987 = 2.026 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.224 × 0.987 = 4.976 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.290 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.091 × 0.876 = 2.595 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.224 × 0.876 = 6.375 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 1.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.650 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.000 × 25.0 × 0.091 × 0.870 = 1.984 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.000 × 25.0 × 0.224 × 0.870 = 4.873 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 13.790 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.091 × 0.793 = 2.351 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.224 × 0.793 = 5.774 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 좌측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	145	0.850	0.900	25.0	0.091	0.224	0.987	2.026	4.976
	143	1.475	0.900	25.0	0.091	0.224	0.978	2.007	4.928
	140	2.100	0.900	25.0	0.091	0.224	0.969	1.987	4.881
	138	2.625	0.900	25.0	0.091	0.224	0.961	1.971	4.842
	136	3.150	0.900	25.0	0.091	0.224	0.953	1.955	4.802
	134	3.675	0.900	25.0	0.091	0.224	0.945	1.939	4.762
	132	4.200	0.900	25.0	0.091	0.224	0.937	1.923	4.722
	129	4.725	0.900	25.0	0.091	0.224	0.929	1.907	4.683
	127	5.250	0.900	25.0	0.091	0.224	0.921	1.890	4.643
	125	5.775	0.900	25.0	0.091	0.224	0.913	1.874	4.603
	123	6.300	0.900	25.0	0.091	0.224	0.906	1.858	4.564
	121	6.825	0.900	25.0	0.091	0.224	0.898	1.842	4.524
	119	7.350	0.900	25.0	0.091	0.224	0.890	1.826	4.484
	116	7.880	0.900	25.0	0.091	0.224	0.882	1.809	4.444
	69	8.650	0.900	25.0	0.091	0.224	0.870	1.786	4.386
램프	55	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	51	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	47	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	43	11.220	1.400	25.0	0.091	0.224	0.832	2.655	6.521
	39	11.840	1.400	25.0	0.091	0.224	0.822	2.625	6.448
	35	12.815	1.400	25.0	0.091	0.224	0.808	2.578	6.333
	1	13.790	1.400	25.0	0.091	0.224	0.793	2.532	6.218
	70	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	52	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	48	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	44	11.220	1.400	25.0	0.091	0.224	0.832	2.655	6.521
	40	11.840	1.400	25.0	0.091	0.224	0.822	2.625	6.448
	36	12.815	1.400	25.0	0.091	0.224	0.808	2.578	6.333
	17	13.790	1.400	25.0	0.091	0.224	0.793	2.532	6.218

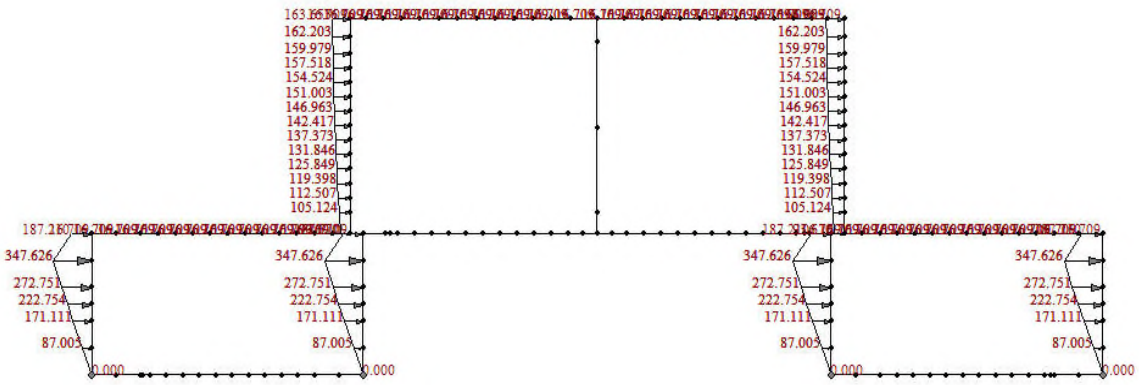
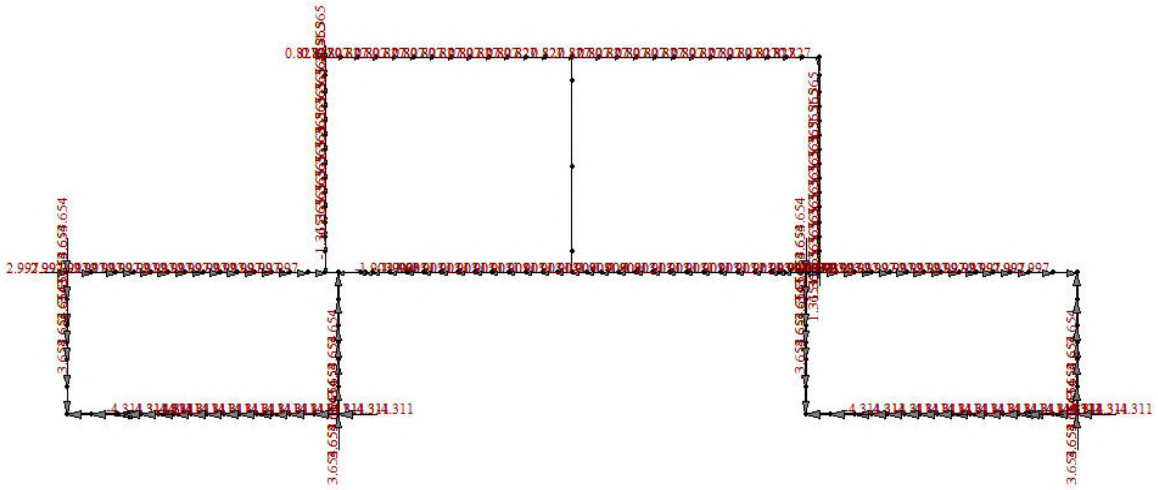
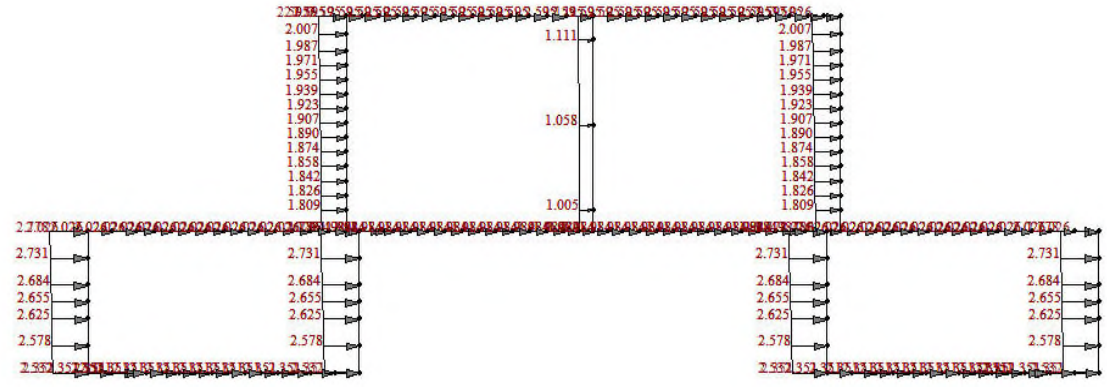
- 우측벽체 관성력

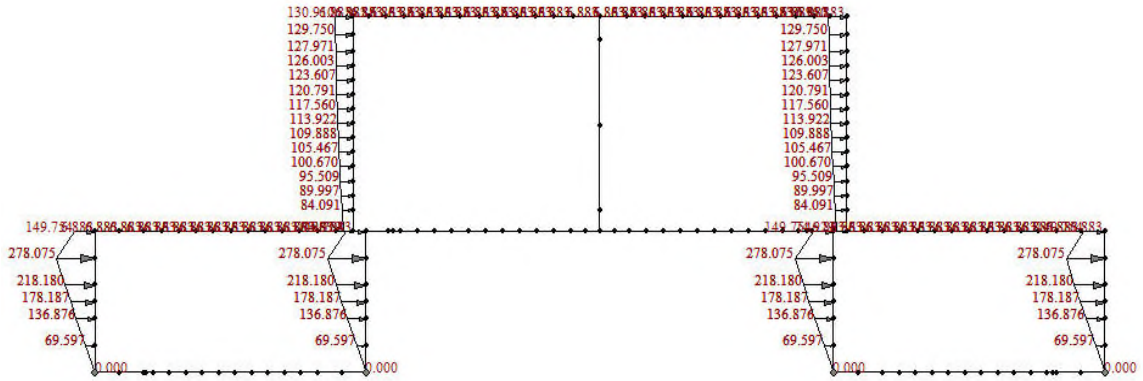
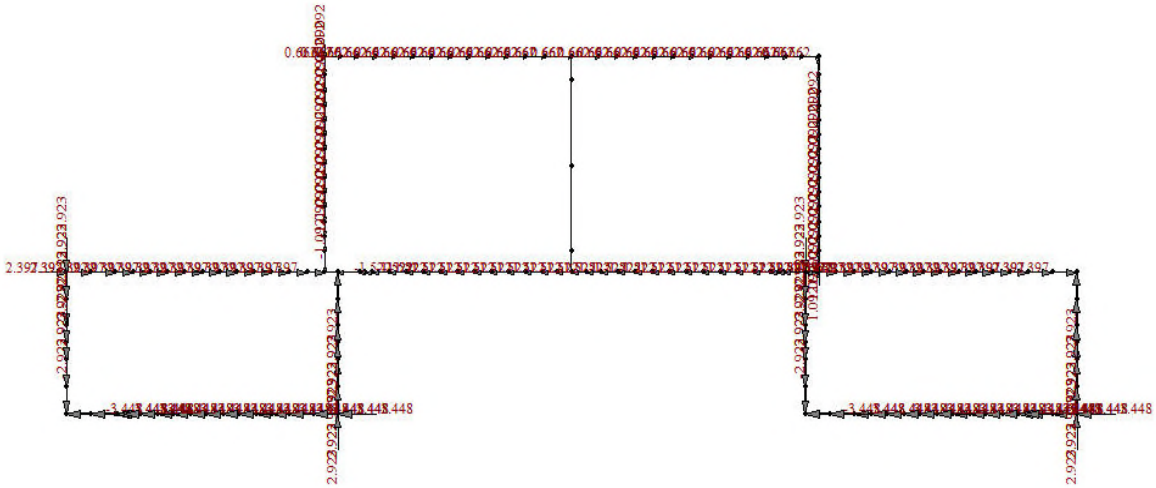
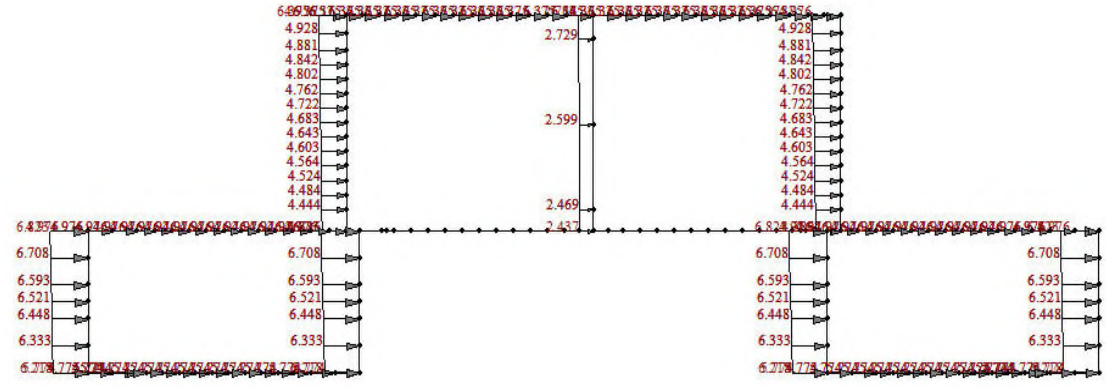
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	171	0.850	0.900	25.0	0.091	0.224	0.987	2.026	4.976
	144	1.475	0.900	25.0	0.091	0.224	0.978	2.007	4.928
	141	2.100	0.900	25.0	0.091	0.224	0.969	1.987	4.881
	139	2.625	0.900	25.0	0.091	0.224	0.961	1.971	4.842
	137	3.150	0.900	25.0	0.091	0.224	0.953	1.955	4.802
	135	3.675	0.900	25.0	0.091	0.224	0.945	1.939	4.762
	133	4.200	0.900	25.0	0.091	0.224	0.937	1.923	4.722
	131	4.725	0.900	25.0	0.091	0.224	0.929	1.907	4.683
	128	5.250	0.900	25.0	0.091	0.224	0.921	1.890	4.643
	126	5.775	0.900	25.0	0.091	0.224	0.913	1.874	4.603
	124	6.300	0.900	25.0	0.091	0.224	0.906	1.858	4.564
	122	6.825	0.900	25.0	0.091	0.224	0.898	1.842	4.524
	120	7.350	0.900	25.0	0.091	0.224	0.890	1.826	4.484
	117	7.880	0.900	25.0	0.091	0.224	0.882	1.809	4.444
	101	8.650	0.900	25.0	0.091	0.224	0.870	1.786	4.386
램프	115	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	54	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	50	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	46	11.220	1.400	25.0	0.091	0.224	0.832	2.655	6.521
	42	11.840	1.400	25.0	0.091	0.224	0.822	2.625	6.448
	38	12.815	1.400	25.0	0.091	0.224	0.808	2.578	6.333
	34	13.790	1.400	25.0	0.091	0.224	0.793	2.532	6.218
	100	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	53	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	49	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	45	11.220	1.400	25.0	0.091	0.224	0.832	2.655	6.521
	41	11.840	1.400	25.0	0.091	0.224	0.822	2.625	6.448
	37	12.815	1.400	25.0	0.091	0.224	0.808	2.578	6.333
	18	13.790	1.400	25.0	0.091	0.224	0.793	2.532	6.218

- 본선 중앙벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
중앙벽체	158	0.850	0.500	25.0	0.091	0.224	0.987	1.125	2.764
	142	1.700	0.500	25.0	0.091	0.224	0.975	1.111	2.729
	130	4.790	0.500	25.0	0.091	0.224	0.928	1.058	2.599
	118	7.880	0.500	25.0	0.091	0.224	0.882	1.005	2.469
	85	8.650	0.500	25.0	0.091	0.224	0.870	0.992	2.437

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

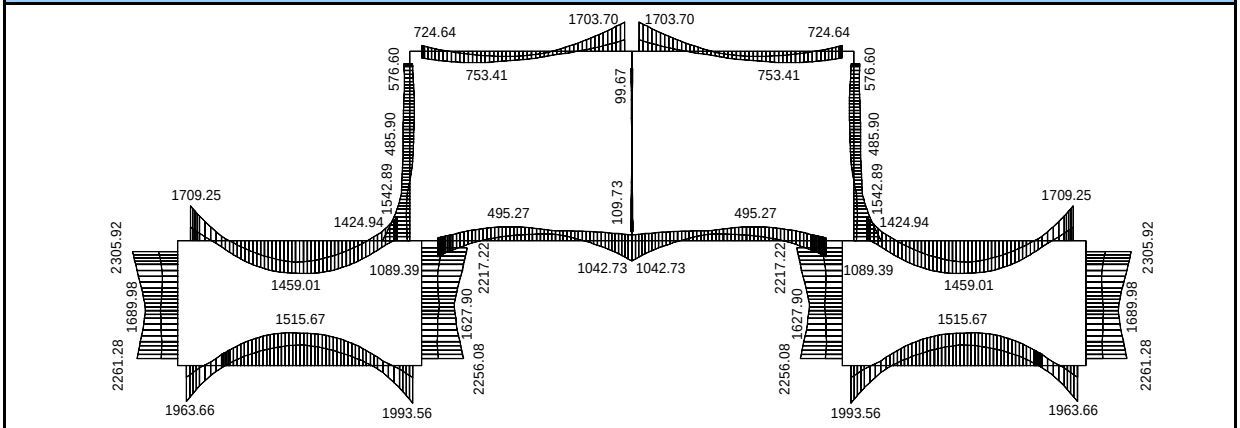
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

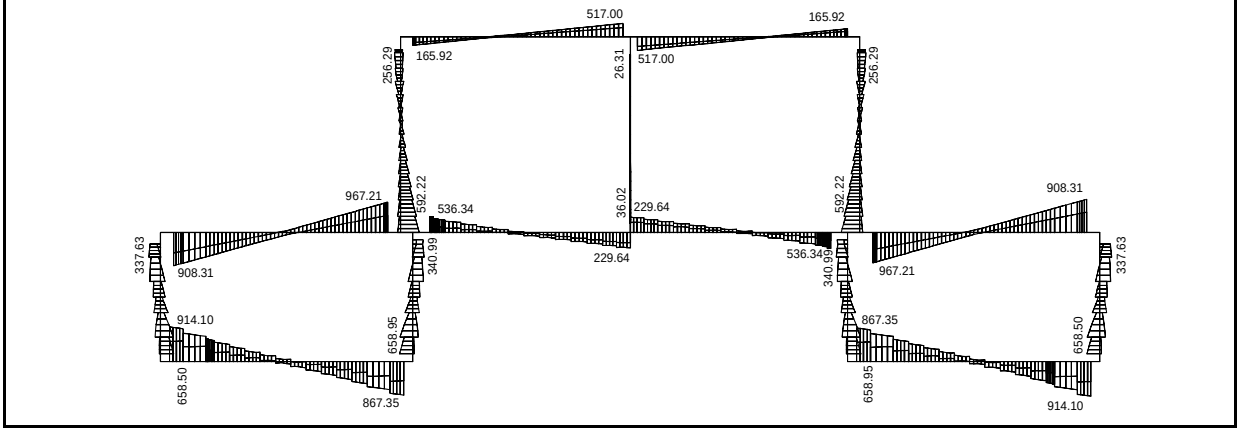
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	

6. 단면력도

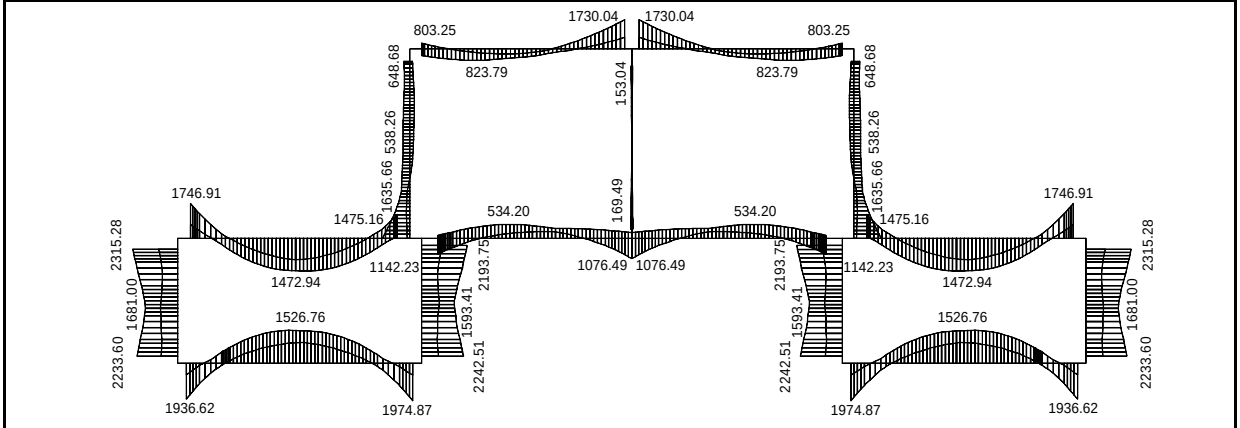
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



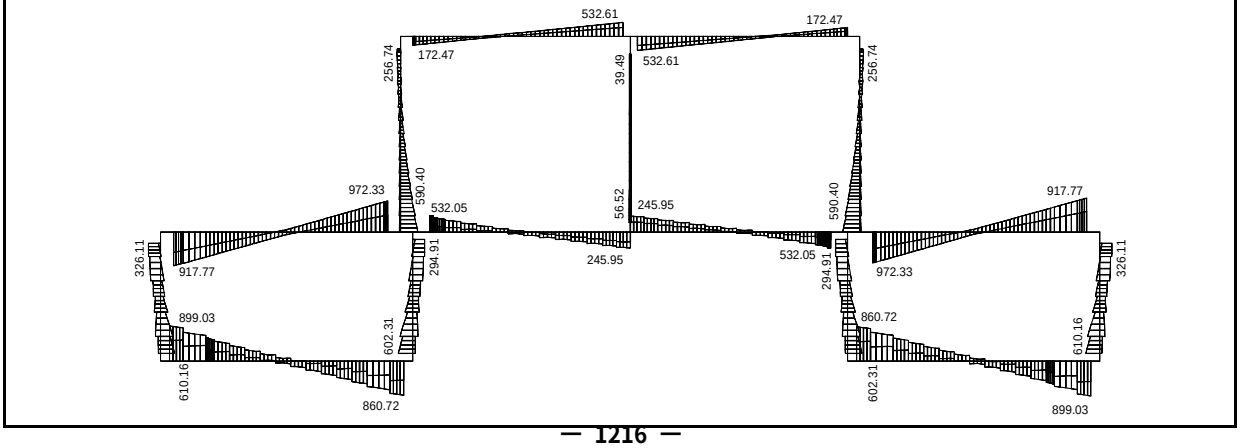
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	57	I[55]	1709.250	-	908.310	-
	램프중앙부	63	J[62]	1459.010	-	-	-
	램프접합부	70	J[69]	1424.940	-	967.210	-
	본선접합부	149	J[146]	724.640	-	165.920	-
	본선중앙부	152	I[148]	753.410	-	-	-
	중앙벽체부	161	J[158]	1703.700	-	517.000	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1963.660	-	914.100	-
	램프중앙부	9	I[9]	1515.670	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1993.560	-	867.350	-
	본선접합부	72	I[70]	1089.390	0.000	536.340	-
	본선중앙부	79	3/4	495.270	0.000	-	-
	중앙벽체부	86	J[85]	1042.730	0.000	229.640	-
	램프측구	4	J[5]	892.250	0.000	872.370	-
	본선측구	74	I[72]	889.880	0.000	501.600	-

7.1.2 벽체: 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	53	J[55]	2305.920	785.990	337.630	
		P_{max}	53	I[51]	592.990	1389.320	337.630	
	중앙 부모멘트	M_{max}	41	J[43]	1689.980	919.220	-	
		P_{max}	41	I[39]	827.710	1428.540	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	2261.280	1034.520	658.500	
		P_{max}	33	I[1]	600.960	1476.110	658.500	
내측 벽체	상단	M_{max}	54	J[70]	2217.220	1085.000	340.990	
		P_{max}	54	I[52]	2042.850	1120.170	340.990	
	중앙 부모멘트	M_{max}	42	J[44]	1627.900	1214.010	-	
		P_{max}	42	I[40]	1561.200	1242.710	-	
	하단	M_{max}	34	I[17]	2256.080	1352.050	658.950	
		P_{max}	34	I[17]	2256.080	1352.050	658.950	

7.1.3 벽체 :본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	577	263	576.600	262.600	256.290	
		P_{max}	546	278	546.450	277.950	256.290	
	중앙 부모멘트	M_{max}	486	199	485.900	199.100	-	
		P_{max}	125	386	124.990	386.080	-	
	하단	M_{max}	1543	260	1542.890	259.870	592.220	
		P_{max}	306	459	305.790	458.520	592.220	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	100	720	99.670	719.510	26.310	
		P_{max}	95	1319	94.810	1319.140	26.310	
	중앙	M_{max}	96	1410	95.610	1410.050	-	
		P_{max}	96	1410	95.610	1410.050	-	
	하단	M_{max}	110	1421	109.730	1421.380	36.020	
		P_{max}	110	1421	109.730	1421.380	36.020	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	57	I[55]	1746.910	-	917.770	-
	램프중앙부	63	J[62]	1472.940	-	-	-
	램프접합부	70	J[69]	1475.160	-	972.330	-
	본선접합부	149	J[146]	803.250	-	172.470	-
	본선중앙부	152	I[148]	823.790	-	-	-
	중앙벽체부	161	J[158]	1730.040	-	532.610	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1936.620	-	899.030	-
	램프중앙부	9	I[9]	1526.760	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1974.870	-	860.720	-
	본선접합부	72	I[70]	1142.230	0.000	532.050	-
	본선중앙부	79	2/4	534.200	0.000	-	-
	중앙벽체부	86	J[85]	1076.490	0.000	245.950	-
	램프측구	4	J[5]	906.100	0.000	859.310	-
	본선측구	74	I[72]	944.540	0.000	498.440	-

8.1.2 벽체 : 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	53	J[55]	2315.280	780.350	326.110	
		P_{max}	53	I[51]	579.710	1397.110	326.110	
	중앙 부모멘트	M_{max}	41	J[43]	1681.000	905.520	-	
		P_{max}	41	I[39]	824.090	1443.590	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	2233.600	1020.590	610.160	
		P_{max}	33	I[1]	628.640	1490.040	610.160	
내측 벽체	상단	M_{max}	54	J[70]	2193.750	1078.690	294.910	
		P_{max}	54	I[52]	2016.860	1121.700	294.910	
	중앙 부모멘트	M_{max}	42	I[40]	1593.410	1241.500	-	
		P_{max}	42	I[40]	1593.410	1241.500	-	
	하단	M_{max}	34	I[17]	2242.510	1343.980	602.310	
		P_{max}	34	I[17]	2242.510	1343.980	602.310	

8.1.3 벽체 : 본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	649	268	648.680	267.870	256.740	
		P_{max}	620	284	619.850	283.740	256.740	
	중앙 부모멘트	M_{max}	538	187	538.260	187.470	-	
		P_{max}	73	398	72.630	397.710	-	
	하단	M_{max}	1636	245	1635.660	244.530	590.040	
		P_{max}	213	474	213.020	473.870	590.040	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	153	720	153.040	719.510	39.490	
		P_{max}	146	1319	146.220	1319.140	39.490	
	중앙	M_{max}	147	1410	147.350	1410.050	-	
		P_{max}	147	1410	147.350	1410.050	-	
	하단	M_{max}	169	1421	169.490	1421.380	56.520	
		P_{max}	169	1421	169.490	1421.380	56.520	

```
*LOADCOMB   ; Combinations
; NAME=NAME, KIND, ACTIVE, bES, iTYPE, DESC, iSERV-TYPE, nLCOMTYPE   ; line 1
;      ANAL1, LCNAME1, FACT1, ...                                    ; from line 2
  NAME=UCOMB01, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
      ST, LC01(D), 1.2, ST, LC02(LV), 1.6, ST, LC05(LH), 1.6
      ST, LC08(HV), 1.6, ST, LC10(HH), 1.6, ST, LC14(SH), 1.2
      ST, LC21(부등침하), 1.2
  NAME=UCOMB02, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
      ST, LC01(D), 1.2, ST, LC03(LV1), 1.6, ST, LC06(LH1), 1.6
      ST, LC08(HV), 1.6, ST, LC10(HH), 1.6, ST, LC14(SH), 1.2
      ST, LC21(부등침하), 1.2
  NAME=UCOMB03, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
      ST, LC01(D), 1.2, ST, LC04(LV2), 1.6, ST, LC07(LH2), 1.6
      ST, LC08(HV), 1.6, ST, LC10(HH), 1.6, ST, LC14(SH), 1.2
      ST, LC21(부등침하), 1.2
  NAME=UCOMB04, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
      ST, LC01(D), 1.2, ST, LC02(LV), 1.6, ST, LC05(LH), 1.6
      ST, LC09(HVW), 1.6, ST, LC11(HHW), 1.6, ST, LC12(VW), 1.6
      ST, LC13(HW), 1.6, ST, LC14(SH), 1.2, ST, LC21(부등침하), 1.2
  NAME=UCOMB05, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
      ST, LC01(D), 1.2, ST, LC03(LV1), 1.6, ST, LC06(LH1), 1.6
      ST, LC09(HVW), 1.6, ST, LC11(HHW), 1.6, ST, LC12(VW), 1.6
      ST, LC13(HW), 1.6, ST, LC14(SH), 1.2, ST, LC21(부등침하), 1.2
  NAME=UCOMB06, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
      ST, LC01(D), 1.2, ST, LC04(LV2), 1.6, ST, LC07(LH2), 1.6
      ST, LC09(HVW), 1.6, ST, LC11(HHW), 1.6, ST, LC12(VW), 1.6
      ST, LC13(HW), 1.6, ST, LC14(SH), 1.2, ST, LC21(부등침하), 1.2
  NAME=UCOMB07, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
      ST, LC01(D), 1.2, ST, LC02(LV), 1.6, ST, LC05(LH), 0.8
      ST, LC08(HV), 1.6, ST, LC10(HH), 0.8, ST, LC14(SH), 1.2
      ST, LC21(부등침하), 1.2
  NAME=UCOMB08, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
      ST, LC01(D), 1.2, ST, LC03(LV1), 1.6, ST, LC06(LH1), 0.8
      ST, LC08(HV), 1.6, ST, LC10(HH), 0.8, ST, LC14(SH), 1.2
      ST, LC21(부등침하), 1.2
  NAME=UCOMB09, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
      ST, LC01(D), 1.2, ST, LC04(LV2), 1.6, ST, LC07(LH2), 0.8
      ST, LC08(HV), 1.6, ST, LC10(HH), 0.8, ST, LC14(SH), 1.2
      ST, LC21(부등침하), 1.2
  NAME=UCOMB10, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
      ST, LC01(D), 1.2, ST, LC02(LV), 1.6, ST, LC05(LH), 0.8
      ST, LC09(HVW), 1.6, ST, LC11(HHW), 0.8, ST, LC12(VW), 1.6
      ST, LC13(HW), 0.8, ST, LC14(SH), 1.2, ST, LC21(부등침하), 1.2
  NAME=UCOMB11, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
      ST, LC01(D), 1.2, ST, LC03(LV1), 1.6, ST, LC06(LH1), 0.8
      ST, LC09(HVW), 1.6, ST, LC11(HHW), 0.8, ST, LC12(VW), 1.6
      ST, LC13(HW), 0.8, ST, LC14(SH), 1.2, ST, LC21(부등침하), 1.2
  NAME=UCOMB12, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
      ST, LC01(D), 1.2, ST, LC04(LV2), 1.6, ST, LC07(LH2), 0.8
      ST, LC09(HVW), 1.6, ST, LC11(HHW), 0.8, ST, LC12(VW), 1.6
      ST, LC13(HW), 0.8, ST, LC14(SH), 1.2, ST, LC21(부등침하), 1.2
  NAME=UCOMB13, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
      ST, LC01(D), 0.9, ST, LC08(HV), 1.6, ST, LC10(HH), 1.6
  NAME=UCOMB14, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
```

ST, LC01(D), 0.9, ST, LC09(HVW), 1.6, ST, LC11(HHW), 1.6
ST, LC12(VW), 1.6, ST, LC13(HW), 1.6
NAME=UCOMB15, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 0.9, ST, LC08(HV), 1.6, ST, LC10(HH), 1.6
NAME=UCOMB16, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 0.9, ST, LC09(HVW), 1.6, ST, LC11(HHW), 1.6
ST, LC12(VW), 1.6, ST, LC13(HW), 1.6
NAME=WCOMB01, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC02(LV), 1, ST, LC05(LH), 1, ST, LC08(HV), 1
ST, LC10(HH), 1, ST, LC14(SH), 1, ST, LC21(부등침하), 1
NAME=WCOMB02, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC03(LV1), 1, ST, LC06(LH1), 1, ST, LC08(HV), 1
ST, LC10(HH), 1, ST, LC14(SH), 1, ST, LC21(부등침하), 1
NAME=WCOMB03, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC04(LV2), 1, ST, LC07(LH2), 1, ST, LC08(HV), 1
ST, LC10(HH), 1, ST, LC14(SH), 1, ST, LC21(부등침하), 1
NAME=WCOMB04, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC02(LV), 1, ST, LC05(LH), 1, ST, LC09(HVW), 1
ST, LC11(HHW), 1, ST, LC12(VW), 1, ST, LC13(HW), 1, ST, LC14(SH), 1
ST, LC21(부등침하), 1
NAME=WCOMB05, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC03(LV1), 1, ST, LC06(LH1), 1, ST, LC09(HVW), 1
ST, LC11(HHW), 1, ST, LC12(VW), 1, ST, LC13(HW), 1, ST, LC14(SH), 1
ST, LC21(부등침하), 1
NAME=WCOMB06, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC04(LV2), 1, ST, LC07(LH2), 1, ST, LC09(HVW), 1
ST, LC11(HHW), 1, ST, LC12(VW), 1, ST, LC13(HW), 1, ST, LC14(SH), 1
ST, LC21(부등침하), 1
NAME=WCOMB07, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC02(LV), 1, ST, LC05(LH), 0.5, ST, LC08(HV), 1
ST, LC10(HH), 0.5, ST, LC14(SH), 1, ST, LC21(부등침하), 1
NAME=WCOMB08, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC03(LV1), 1, ST, LC06(LH1), 0.5, ST, LC08(HV), 1
ST, LC10(HH), 0.5, ST, LC14(SH), 1, ST, LC21(부등침하), 1
NAME=WCOMB09, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC04(LV2), 1, ST, LC07(LH2), 0.5, ST, LC08(HV), 1
ST, LC10(HH), 0.5, ST, LC14(SH), 1, ST, LC21(부등침하), 1
NAME=WCOMB10, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC02(LV), 1, ST, LC05(LH), 0.5, ST, LC09(HVW), 1
ST, LC11(HHW), 0.5, ST, LC12(VW), 1, ST, LC13(HW), 0.5, ST, LC14(SH), 1
ST, LC21(부등침하), 1
NAME=WCOMB11, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC03(LV1), 1, ST, LC06(LH1), 0.5, ST, LC09(HVW), 1
ST, LC11(HHW), 0.5, ST, LC12(VW), 1, ST, LC13(HW), 0.5, ST, LC14(SH), 1
ST, LC21(부등침하), 1
NAME=WCOMB12, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC04(LV2), 1, ST, LC07(LH2), 0.5, ST, LC09(HVW), 1
ST, LC11(HHW), 0.5, ST, LC12(VW), 1, ST, LC13(HW), 0.5, ST, LC14(SH), 1
ST, LC21(부등침하), 1
NAME=WCOMB13, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC08(HV), 1, ST, LC10(HH), 1
NAME=WCOMB14, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC09(HVW), 1, ST, LC11(HHW), 1, ST, LC12(VW), 1
ST, LC13(HW), 1

NAME=WCOMB15, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC08(HV), 1, ST, LC10(HH), 1
NAME=WCOMB16, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1, ST, LC09(HVW), 1, ST, LC11(HHW), 1, ST, LC12(VW), 1
ST, LC13(HW), 1
NAME=E1COMB01, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC02(LV), 1, ST, LC05(LH), 1, ST, LC08(HV), 1.2
ST, LC10(HH), 1
NAME=E1COMB02, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC03(LV1), 1, ST, LC06(LH1), 1, ST, LC08(HV), 1.2
ST, LC10(HH), 1
NAME=E1COMB03, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC04(LV2), 1, ST, LC07(LH2), 1, ST, LC08(HV), 1.2
ST, LC10(HH), 1
NAME=E1COMB04, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC02(LV), 1, ST, LC05(LH), 0.5, ST, LC08(HV), 1.2
ST, LC10(HH), 0.5
NAME=E1COMB05, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC03(LV1), 1, ST, LC06(LH1), 0.5
ST, LC08(HV), 1.2, ST, LC10(HH), 0.5
NAME=E1COMB06, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC04(LV2), 1, ST, LC07(LH2), 0.5
ST, LC08(HV), 1.2, ST, LC10(HH), 0.5
NAME=E1COMB07, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 0.9, ST, LC08(HV), 0.9, ST, LC10(HH), 1
NAME=E1COMB08, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 0.9, ST, LC08(HV), 0.9, ST, LC10(HH), 0.5
NAME=E1COMB09, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC02(LV), 1, ST, LC05(LH), 1, ST, LC09(HVW), 1.2
ST, LC11(HHW), 1, ST, LC12(VW), 1.2, ST, LC13(HW), 1
NAME=E1COMB10, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC03(LV1), 1, ST, LC06(LH1), 1
ST, LC09(HVW), 1.2, ST, LC11(HHW), 1, ST, LC12(VW), 1.2
ST, LC13(HW), 1
NAME=E1COMB11, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC04(LV2), 1, ST, LC07(LH2), 1
ST, LC09(HVW), 1.2, ST, LC11(HHW), 1, ST, LC12(VW), 1.2
ST, LC13(HW), 1
NAME=E1COMB12, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC02(LV), 1, ST, LC05(LH), 0.5
ST, LC09(HVW), 1.2, ST, LC11(HHW), 0.5, ST, LC12(VW), 1.2
ST, LC13(HW), 0.5
NAME=E1COMB13, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC03(LV1), 1, ST, LC06(LH1), 0.5
ST, LC09(HVW), 1.2, ST, LC11(HHW), 0.5, ST, LC12(VW), 1.2
ST, LC13(HW), 0.5
NAME=E1COMB14, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC04(LV2), 1, ST, LC07(LH2), 0.5
ST, LC09(HVW), 1.2, ST, LC11(HHW), 0.5, ST, LC12(VW), 1.2
ST, LC13(HW), 0.5
NAME=E1COMB15, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 0.9, ST, LC09(HVW), 0.9, ST, LC11(HHW), 1
ST, LC12(VW), 0.9, ST, LC13(HW), 1
NAME=E1COMB16, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0

ST, LC01(D), 0.9, ST, LC09(HVW), 0.9, ST, LC11(HHW), 0.5
ST, LC12(VW), 0.9, ST, LC13(HW), 0.5
NAME=E2COMB01, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC02(LV), 1, ST, LC05(LH), 1, ST, LC08(HV), 1.2
ST, LC10(HH), 1
NAME=E2COMB02, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC03(LV1), 1, ST, LC06(LH1), 1, ST, LC08(HV), 1.2
ST, LC10(HH), 1
NAME=E2COMB03, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC04(LV2), 1, ST, LC07(LH2), 1, ST, LC08(HV), 1.2
ST, LC10(HH), 1
NAME=E2COMB04, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC02(LV), 1, ST, LC05(LH), 0.5, ST, LC08(HV), 1.2
ST, LC10(HH), 0.5
NAME=E2COMB05, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC03(LV1), 1, ST, LC06(LH1), 0.5
ST, LC08(HV), 1.2, ST, LC10(HH), 0.5
NAME=E2COMB06, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC04(LV2), 1, ST, LC07(LH2), 0.5
ST, LC08(HV), 1.2, ST, LC10(HH), 0.5
NAME=E2COMB07, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 0.9, ST, LC08(HV), 0.9, ST, LC10(HH), 1
NAME=E2COMB08, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 0.9, ST, LC08(HV), 0.9, ST, LC10(HH), 0.5
NAME=E2COMB09, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC02(LV), 1, ST, LC05(LH), 1, ST, LC09(HVW), 1.2
ST, LC11(HHW), 1, ST, LC12(VW), 1.2, ST, LC13(HW), 1
NAME=E2COMB10, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC03(LV1), 1, ST, LC06(LH1), 1
ST, LC09(HVW), 1.2, ST, LC11(HHW), 1, ST, LC12(VW), 1.2
ST, LC13(HW), 1
NAME=E2COMB11, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC04(LV2), 1, ST, LC07(LH2), 1
ST, LC09(HVW), 1.2, ST, LC11(HHW), 1, ST, LC12(VW), 1.2
ST, LC13(HW), 1
NAME=E2COMB12, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC02(LV), 1, ST, LC05(LH), 0.5
ST, LC09(HVW), 1.2, ST, LC11(HHW), 0.5, ST, LC12(VW), 1.2
ST, LC13(HW), 0.5
NAME=E2COMB13, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC03(LV1), 1, ST, LC06(LH1), 0.5
ST, LC09(HVW), 1.2, ST, LC11(HHW), 0.5, ST, LC12(VW), 1.2
ST, LC13(HW), 0.5
NAME=E2COMB14, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 1.2, ST, LC04(LV2), 1, ST, LC07(LH2), 0.5
ST, LC09(HVW), 1.2, ST, LC11(HHW), 0.5, ST, LC12(VW), 1.2
ST, LC13(HW), 0.5
NAME=E2COMB15, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 0.9, ST, LC09(HVW), 0.9, ST, LC11(HHW), 1
ST, LC12(VW), 0.9, ST, LC13(HW), 1
NAME=E2COMB16, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC01(D), 0.9, ST, LC09(HVW), 0.9, ST, LC11(HHW), 0.5
ST, LC12(VW), 0.9, ST, LC13(HW), 0.5
NAME=내진(기능+), GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0

ST, LC15(지반변위-기능), 1.4, ST, LC16(주면전단-기능), 1.4
ST, LC17(관성-기능), 1.4
NAME=내진(기능-), GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
CB, 내진(기능+), -1
NAME=내진(기능ENV), GEN, ACTIVE, 0, 1, , 0, 0
CB, 내진(기능+), 1, CB, 내진(기능-), 1
NAME=내진(붕괴+), GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
ST, LC18(지반변위-붕괴), 1, ST, LC19(주면전단-붕괴), 1
ST, LC20(관성-붕괴), 1
NAME=내진(붕괴-), GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0
CB, 내진(붕괴+), -1
NAME=내진(붕괴ENV), GEN, ACTIVE, 0, 1, , 0, 0
CB, 내진(붕괴+), 1, CB, 내진(붕괴-), 1
NAME=USD, GEN, ACTIVE, 0, 1, , 0, 0
ST, NUCOMB01, 1, ST, NUCOMB02, 1, ST, NUCOMB03, 1, ST, NUCOMB04, 1
ST, NUCOMB05, 1, ST, NUCOMB06, 1, ST, NUCOMB07, 1, ST, NUCOMB08, 1
ST, NUCOMB09, 1, ST, NUCOMB10, 1, ST, NUCOMB11, 1, ST, NUCOMB12, 1
ST, NUCOMB13, 1, ST, NUCOMB14, 1, ST, NUCOMB15, 1, ST, NUCOMB16, 1
NAME=WSD, GEN, ACTIVE, 0, 1, , 0, 0
ST, NWCOMB01, 1, ST, NWCOMB02, 1, ST, NWCOMB03, 1, ST, NWCOMB04, 1
ST, NWCOMB05, 1, ST, NWCOMB06, 1, ST, NWCOMB07, 1, ST, NWCOMB08, 1
ST, NWCOMB09, 1, ST, NWCOMB10, 1, ST, NWCOMB11, 1, ST, NWCOMB12, 1
ST, NWCOMB13, 1, ST, NWCOMB14, 1, ST, NWCOMB15, 1, ST, NWCOMB16, 1
NAME=내진상시(기능), GEN, ACTIVE, 0, 1, , 0, 0
ST, NE1COMB01, 1, ST, NE1COMB02, 1, ST, NE1COMB03, 1, ST, NE1COMB04, 1
ST, NE1COMB05, 1, ST, NE1COMB06, 1, ST, NE1COMB07, 1, ST, NE1COMB08, 1
ST, NE1COMB09, 1, ST, NE1COMB10, 1, ST, NE1COMB11, 1, ST, NE1COMB12, 1
ST, NE1COMB13, 1, ST, NE1COMB14, 1, ST, NE1COMB15, 1, ST, NE1COMB16, 1
NAME=내진상시(붕괴), GEN, ACTIVE, 0, 1, , 0, 0
ST, NE2COMB01, 1, ST, NE2COMB02, 1, ST, NE2COMB03, 1, ST, NE2COMB04, 1
ST, NE2COMB05, 1, ST, NE2COMB06, 1, ST, NE2COMB07, 1, ST, NE2COMB08, 1
ST, NE2COMB09, 1, ST, NE2COMB10, 1, ST, NE2COMB11, 1, ST, NE2COMB12, 1
ST, NE2COMB13, 1, ST, NE2COMB14, 1, ST, NE2COMB15, 1, ST, NE2COMB16, 1
NAME=EQ(기능), GEN, ACTIVE, 0, 0, , 0, 0
CB, 내진상시(기능), 1, CB, 내진(기능ENV), 1
NAME=EQ(붕괴), GEN, ACTIVE, 0, 0, , 0, 0
CB, 내진상시(붕괴), 1, CB, 내진(붕괴ENV), 1
NAME=NUCOMB01, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NUCOMB01, 1
NAME=NUCOMB02, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NUCOMB02, 1
NAME=NUCOMB03, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NUCOMB03, 1
NAME=NUCOMB04, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NUCOMB04, 1
NAME=NUCOMB05, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NUCOMB05, 1
NAME=NUCOMB06, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NUCOMB06, 1
NAME=NUCOMB07, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NUCOMB07, 1
NAME=NUCOMB08, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NUCOMB08, 1
NAME=NUCOMB09, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0

ST, NUCOMB09, 1
NAME=NUCOMB10, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NUCOMB10, 1
NAME=NUCOMB11, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NUCOMB11, 1
NAME=NUCOMB12, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NUCOMB12, 1
NAME=NUCOMB13, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NUCOMB13, 1
NAME=NUCOMB14, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NUCOMB14, 1
NAME=NUCOMB15, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NUCOMB15, 1
NAME=NUCOMB16, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NUCOMB16, 1
NAME=NWCOMB01, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB01, 1
NAME=NWCOMB02, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB02, 1
NAME=NWCOMB03, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB03, 1
NAME=NWCOMB04, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB04, 1
NAME=NWCOMB05, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB05, 1
NAME=NWCOMB06, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB06, 1
NAME=NWCOMB07, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB07, 1
NAME=NWCOMB08, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB08, 1
NAME=NWCOMB09, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB09, 1
NAME=NWCOMB10, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB10, 1
NAME=NWCOMB11, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB11, 1
NAME=NWCOMB12, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB12, 1
NAME=NWCOMB13, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB13, 1
NAME=NWCOMB14, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB14, 1
NAME=NWCOMB15, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB15, 1
NAME=NWCOMB16, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NWCOMB16, 1
NAME=NE1COMB01, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE1COMB01, 1
NAME=NE1COMB02, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE1COMB02, 1
NAME=NE1COMB03, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE1COMB03, 1
NAME=NE1COMB04, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0

ST, NE1COMB04, 1
NAME=NE1COMB05, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE1COMB05, 1
NAME=NE1COMB06, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE1COMB06, 1
NAME=NE1COMB07, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE1COMB07, 1
NAME=NE1COMB08, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE1COMB08, 1
NAME=NE1COMB09, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE1COMB09, 1
NAME=NE1COMB10, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE1COMB10, 1
NAME=NE1COMB11, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE1COMB11, 1
NAME=NE1COMB12, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE1COMB12, 1
NAME=NE1COMB13, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE1COMB13, 1
NAME=NE1COMB14, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE1COMB14, 1
NAME=NE1COMB15, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE1COMB15, 1
NAME=NE1COMB16, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE1COMB16, 1
NAME=NE2COMB01, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE2COMB01, 1
NAME=NE2COMB02, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE2COMB02, 1
NAME=NE2COMB03, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE2COMB03, 1
NAME=NE2COMB04, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE2COMB04, 1
NAME=NE2COMB05, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE2COMB05, 1
NAME=NE2COMB06, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE2COMB06, 1
NAME=NE2COMB07, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE2COMB07, 1
NAME=NE2COMB08, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE2COMB08, 1
NAME=NE2COMB09, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE2COMB09, 1
NAME=NE2COMB10, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE2COMB10, 1
NAME=NE2COMB11, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE2COMB11, 1
NAME=NE2COMB12, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE2COMB12, 1
NAME=NE2COMB13, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE2COMB13, 1
NAME=NE2COMB14, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE2COMB14, 1
NAME=NE2COMB15, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0

ST, NE2COMB15, 1
NAME=NE2COMB16, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, NE2COMB16, 1
NAME=N내진(기능+), CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, N내진(기능+), 1
NAME=N내진(기능-), CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, N내진(기능-), 1
NAME=N내진(붕괴+), CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, N내진(붕괴+), 1
NAME=N내진(붕괴-), CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0
ST, N내진(붕괴-), 1

국회대로 지하차도

STA.0+619.000

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 처짐검토
16. 지지력검토
17. 신축이음부 검토
18. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 8.000 m	GL -1.000m	풍화토	60MPa	지반조사보고서 참고

(실제토피 H = 7.620 m)

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

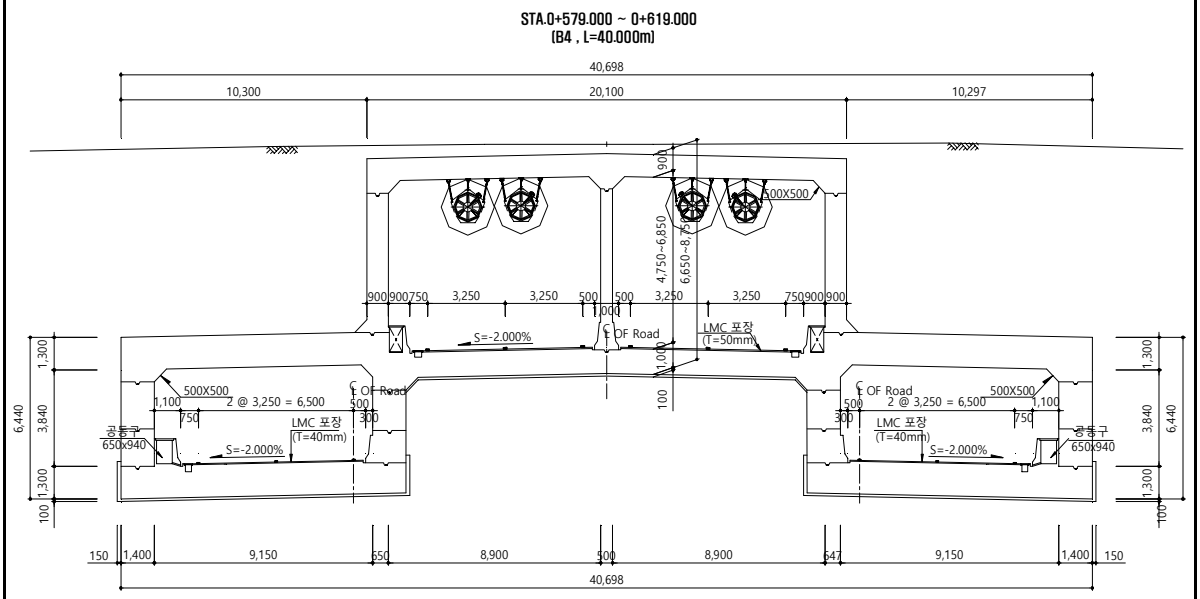
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

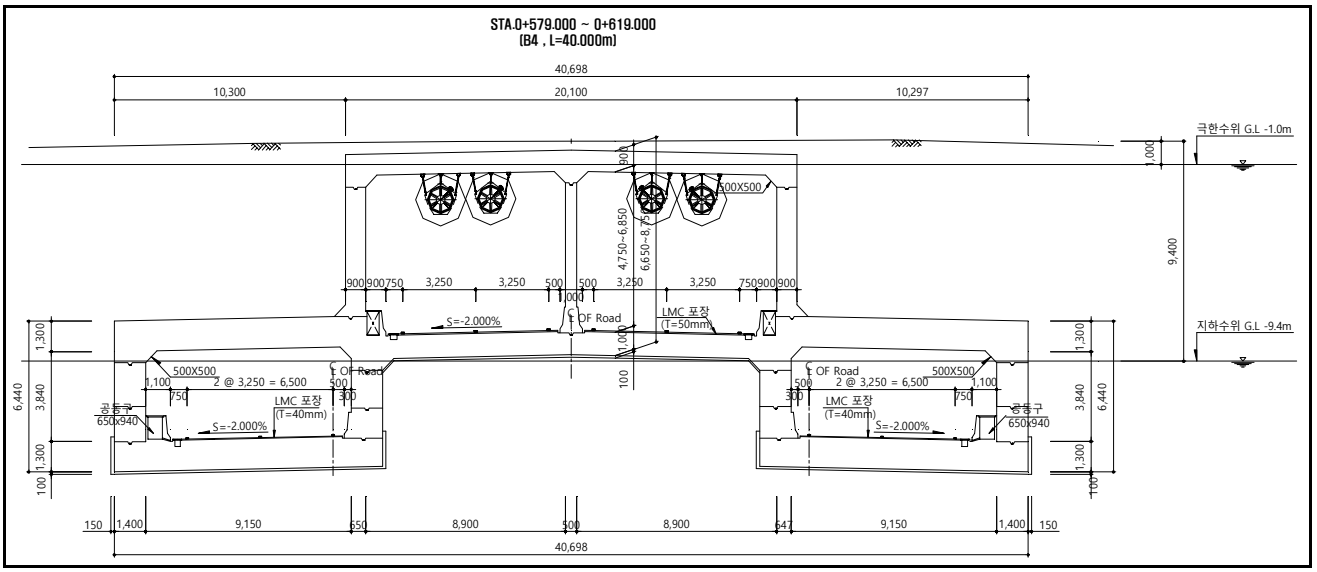
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


STA.0+579.000 ~ 0+619.000
(B4 , L=40.000m)
40,698
10,300
20,100
10,297
900
4,750~6,850
6,650~8,750
500X500
900 900 750 3,250 3,250 500 500 3,250 3,250 750 900 900
1,000
℄ OF Road
S=-2.000%
LMC 포장
(T=50mm)
1,000
100
1,300
3,840
6,440
500X500
1,100
2 @ 3,250 = 6,500
500
750
300
LMC 포장
(T=40mm)
S=-2.000%
강동구
650x940
150 1,400 9,150 650 8,900 500 8,900 647 9,150 1,400 150
40,698

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과 : 램프

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	239.000	2,003.439	지하수위를 4.475m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -9.4m)	1,277.304	6,752.526	F.S = 5.287 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	4,696.104	6,816.470	F.S = 1.452 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 14.440 m

3.2.2 부력 작용폭 : 40.700 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 23.900 m = 239.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 16.800 m = 168.000 Hw kN/m

= 407.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 2003.439 + 0.000 + 0.000 = 2003.439 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 램프 하부슬래브

(1.300 × 19.400)× 25.000 = 630.500 kN/m

② 벽 체

외측벽체

(1.400 × 3.840)× 4 EA × 25.000 = 537.600 kN/m

③ 방호벽

중앙부 방호벽

(	0.050	+	0.130	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	3.375 kN/m
(	0.130	+	0.250	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	1.663 kN/m
(	0.250	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.781 kN/m

공동구 방호벽

(	0.100	+	0.180	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	5.250 kN/m
(	0.180	+	0.300	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	2.100 kN/m
(	0.300	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.938 kN/m

소 계 = 1182.207 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 본선 하부슬래브

(1.000 × 16.800)× 25.000 = 420.000 kN/m

② 벽 체

외측벽체

(0.900 × 6.700)× 2 EA × 25.000 = 301.500 kN/m

중간 벽체

(0.500 × 6.850)× 1 EA × 25.000 = 85.625 kN/m

③ 방호벽

중앙부 방호벽

(	0.050	+	0.130	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	3.375 kN/m
(	0.130	+	0.250	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	1.663 kN/m
(	0.250	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.781 kN/m

공동구 방호벽

(	0.100	+	0.180	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	5.250 kN/m
(	0.180	+	0.300	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	2.100 kN/m
(	0.300	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.938 kN/m

소 계 = 821.232 kN/m

TOTAL = 2003.439 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{2003.439}{407.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 4.475\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 4.475m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하 수위 : G.L-9.4m)

3.3.1 굴착고 : 14.440 m

3.3.2 부력 작용폭 : 40.700 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 5.040 × 23.900 = 1204.560 KN/m

10.000 × 0.433 × 16.800 = 72.744 KN/m

= 1277.304 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3156.439 + 3374.793 + 221.294 = 6752.526 KN/m

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1182.207 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(1.300 × 20.600)× 25.000 = 669.500 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 6 EA × 25.000 = 18.750 kN/m

소 계 = 1870.457 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 821.232 KN/m

② 본선 상부 슬래브

(0.900 × 20.100)× 25.000 = 452.250 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 4 EA × 25.000 = 12.500 kN/m

소 계 = 1285.982 kN/m

TOTAL = 3156.439 kN/m

(3) W3 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 20.600)× 23.000 = 213.210 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (7.550 × 20.600)× 19.000 = 2955.070 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.600)× 20.000 = 0.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (0.400 × 20.100)× 19.000 = 152.760 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.100)× 20.000 = 0.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 40.700)× 21.500 = 43.753 kN/m

TOTAL = 3374.793 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 8.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 8.000 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 8.000 × 0.000)× tan 20° = 221.294 kN/m

3.3.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{6752.526}{1277.304} = 5.287 \geq 1.050 \quad \therefore O.K$$

3.4 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L - 1.000 m)

3.4.1 굴착고 : 14.440 m

3.4.2 부력 작용폭 : 40.700 m

3.4.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 13.440 × 23.900 = 3212.160 KN/m

10.000 × 8.833 × 16.800 = 1483.944 KN/m

= 4696.104 KN/m

3.4.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3156.439 + 3518.993 + 141.038 = 6816.470 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 실수위시부력검토 구체자중 = 3156.439 KN/m

TOTAL = 3156.439 kN/m

(2) W_2 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 20.600)× 23.000 = 213.210 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (0.550 × 20.600)× 19.000 = 215.270 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (7.000 × 20.600)× 20.000 = 2884.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (0.400 × 20.100)× 19.000 = 152.760 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.100)× 20.000 = 0.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 40.700)× 21.500 = 43.753 kN/m

TOTAL = 3518.993 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 1.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 7.000 m

$$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$$

$$= 2 \times 30.0 \times 0.000 + 0.500 \times (19.0 \times 1.000 ^2 + 10.0 \times 7.000 ^2 + 2 \times 19.0 \times 1.000 \times 7.000) \times \tan 20^\circ = 141.038 \text{ kN/m}$$

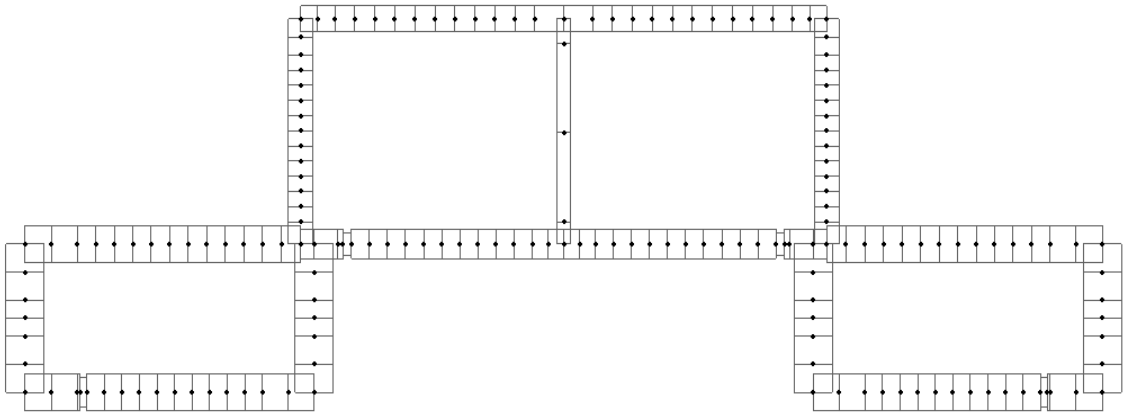
3.4.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{6816.470}{4696.104} = 1.452 \geq 1.050 \quad \therefore \text{O.K}$$

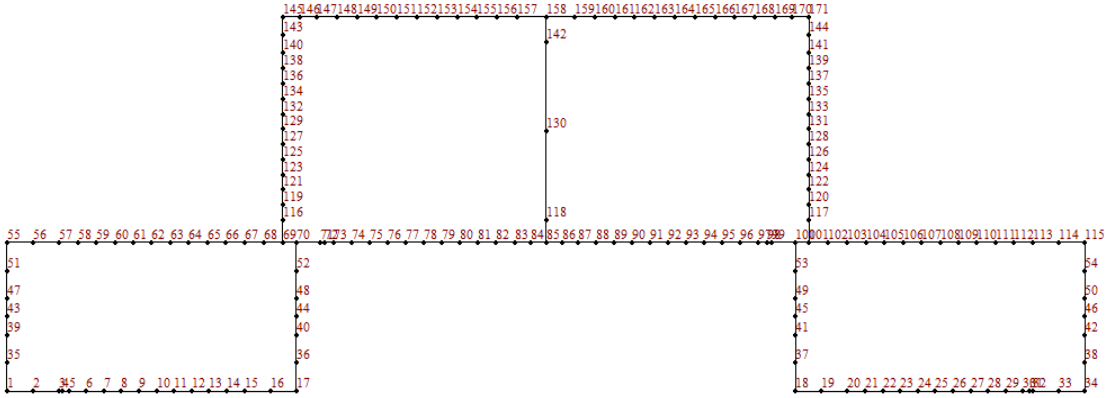
4. 해석모델링

4.1 Modeling

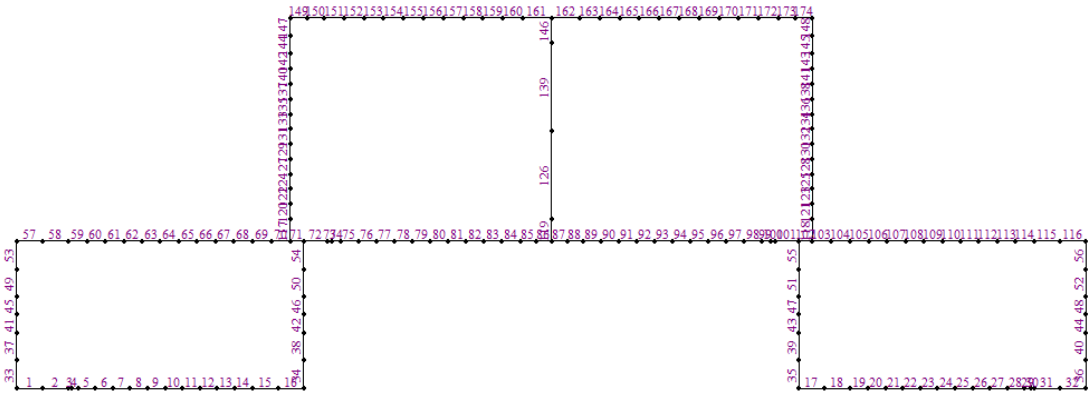
모델링



절점번호



부재번호



4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 상부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 상부슬래브
	3	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 하부슬래브
	4	1.000	1.000	1.000	0.0833333	본선 하부슬래브
	5	1.000	0.220	0.220	0.0008873	풍도 슬래브
벽체	1	1.000	1.400	1.400	0.2286667	램프 벽체
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 외측벽체
	3	1.000	0.500	0.500	0.0104167	본선 중앙벽체

4.3 강역산정

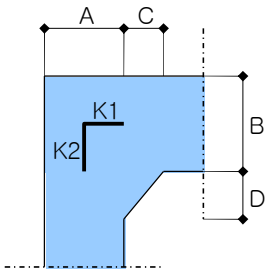
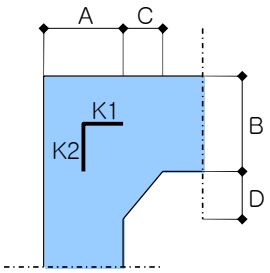
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

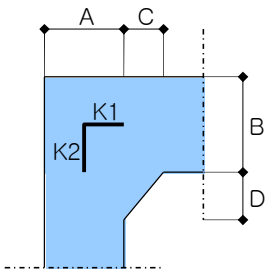
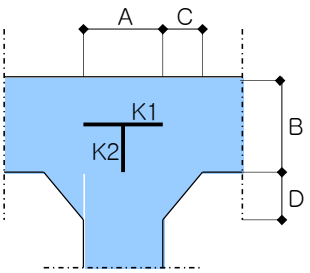
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

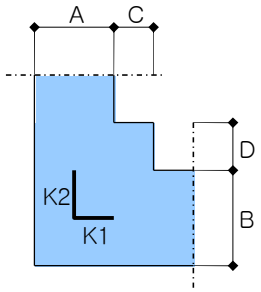
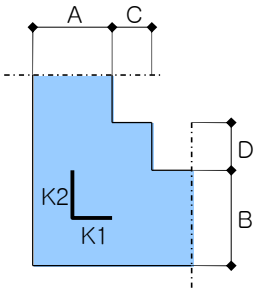
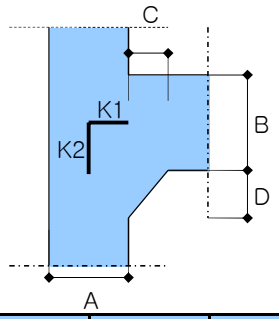
CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

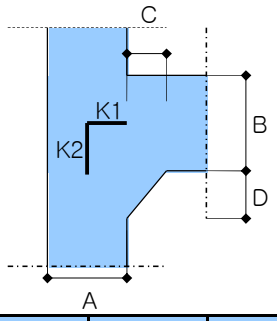
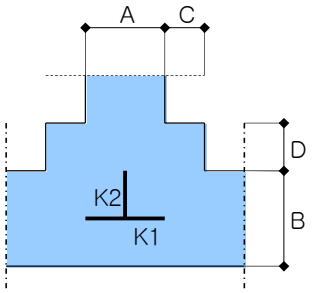
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	(단부)			(접합부)		
상부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.400	m	A	1.400	m
	B	1.300	m	B	1.300	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.550	m	K1	0.550	m
	K2	0.450	m	K2	0.450	m

구분	(단부)			(중앙부)		
상부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.500	m	K1	0.300	m
	K2	0.500	m	K2	0.700	m

구분	(외측 단부)			(내측 단부)			(접합부)		
하부슬래브 램프									
구분	치수	단위	구분	치수	단위	구분	치수	단위
A	1.400	m	A	1.400	m	A	1.400	m
B	1.300	m	B	1.300	m	B	1.300	m
C		m	C		m	C	0.500	m
D		m	D		m	D	0.500	m
Θ1		°	Θ1		°	Θ1	45.000	°
Θ2		°	Θ2		°	Θ2	45.000	°
K1	0.375	m	K1	0.375	m	K1	0.550	m
K2	0.300	m	K2	0.300	m	K2	0.450	m

구분	(단부)			(중앙부)		
하부슬래브 본선						
구분	치수	단위	구분	치수	단위	
A	1.400	m	A	0.500	m	
B	1.000	m	B	1.000	m	
C	0.500	m	C		m	
D	0.500	m	D		m	
Θ1	45.000	°	Θ1		°	
Θ2	45.000	°	Θ2		°	
K1	0.700	m	K1		m	
K2	0.300	m	K2	0.375	m	

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = (1 / 0.3)·α·E_0

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 60000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 60000 = 800000 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(23.90 × 23.90) = 23.90 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 800000 x (23.90 / 0.3) $^{-3/4}$ = 30,001 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.7000 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	24,751	1 34
2	(0.9500 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	28,501	2 33
3	(0.9500 + 0.1000) / 2 × 30,001	=	15,750	3 32
4	(0.1000 + 0.2500) / 2 × 30,001	=	5,250	4 31
5	(0.2500 + 0.6400) / 2 × 30,001	=	13,350	5 30
6	(0.6400 + 0.6400) / 2 × 30,001	=	19,200	6TO14 21TO29
7	(0.6400 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	23,851	15 20
8	(0.9500 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	28,501	16 19
9	(0.9500 + 0.7000) / 2 × 30,001	=	24,751	17 18

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(16.80 × 16.80) = 16.80 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (16.80 / 0.3) $^{-3/4}$ = 18,237 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8500 + 0.2000) / 2 × 18,237	=	9,574	71 99
2	(0.2000 + 0.3000) / 2 × 18,237	=	4,559	72 98
3	(0.3000 + 0.6600) / 2 × 18,237	=	8,754	73 97
4	(0.6600 + 0.6600) / 2 × 18,237	=	12,036	74TO82 88TO96
5	(0.6600 + 0.5750) / 2 × 18,237	=	11,261	83 87
6	(0.5750 + 0.5750) / 2 × 18,237	=	10,486	84 TO 86

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

6.2 활하중 ····· LC02~07

(1) 노면 활하중

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m²)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

D/B0 < 0.5		
D/B0	Pvl × D, kN/m2	비 고
0.1	17.000	* D/B0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B0 중노면활하중(Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

D/B_0 = 8.000 / 10.300 = 0.777

노면활하중 Pvl = 10.000 kN/㎡

노면활하중에 의한 측압 (hl) = 10.000 × 0.500 = 5 kN/㎡

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W_{L1}) ∴ W_{L1} = **10.000** kN/m^2

② 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (연직하중 - 지하수가 없을 경우) ····· LC8

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000 kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000 kN/m^2
· 토 사	:	2.000	×	19.00	=	38.000 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**49.075** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350 kN/m^2
· 토 사	:	7.500	×	19.00	=	142.500 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**153.925** kN/m^2

6.4 토압 (연직하중 - 지하수가 있는 경우 : GL -1.000 m) ····· LC9

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000	kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	1.000	×	19.00	=	19.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	1.000	×	10.00	=	10.000	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**40.075**	kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.550	×	19.00	=	10.450	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	6.950	×	10.00	=	69.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**91.375**	kN/m^2

6.5 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.00 × 19.00 + (0.40 + 0.90 / 2) × 19.0]
= **8.075** kN/m^2

· W_{h2} = 8.075 + 0.500 × [7.800 x 19.0] = **82.175** kN/m^2

· W_{h3} = 82.175 + 0.500 × [5.140 x 19.0] = **131.005** kN/m^2

6.6토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.00 × 19.00 + (0.40 + 0.90 / 2) × 19.0]
= **8.075** kN/m^2

· W_{h2} = 8.075 + 0.500 × [0.15 × 19.00 + 7.650 x 10.0] = **47.750** kN/m^2

· W_{h3} = 47.750 + 0.500 × [5.140 x 10.0] = **73.450** kN/m^2

6.7 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 상부슬래브 : 본선

· W_{w1} = (0.00 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **0.000** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· W_{w1} = (7.00 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **70.000** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{w2}) : 양수압

· W_{w1} = (0.40 + 8.750 - 1.00) × 10.0 = **81.500** kN/m^2

④ 램프(도로부), 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{w2}) : 양수압

· W_{w1} = (8.00 + 6.440 - 1.00) × 10.0 = **134.400** kN/m^2

6.8 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

- W_{w1} = = 0.000 kN/m²
- W_{w2} = 0.000 + (0.150) x 10.0 = 1.500 kN/m²
- W_{w3} = 1.500 + (7.650) x 10.0 = 78.000 kN/m²
- W_{w4} = 78.000 + (5.140) x 10.0 = 129.400 kN/m²

6.9 건조수축 : -15℃ (상부슬래브만 재하) ····· LC14

건조수축률 ε = 0.00015

온도선팽창계수 α = 0.00001

6.10 부등침하 : ····· LC15

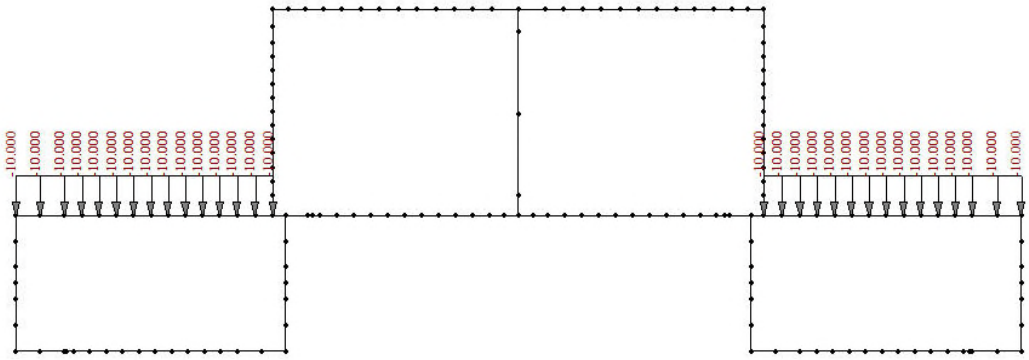
부등 침하량 차이 δ = 3.47mm 지반조사보고서 참조

7. 하중재하도

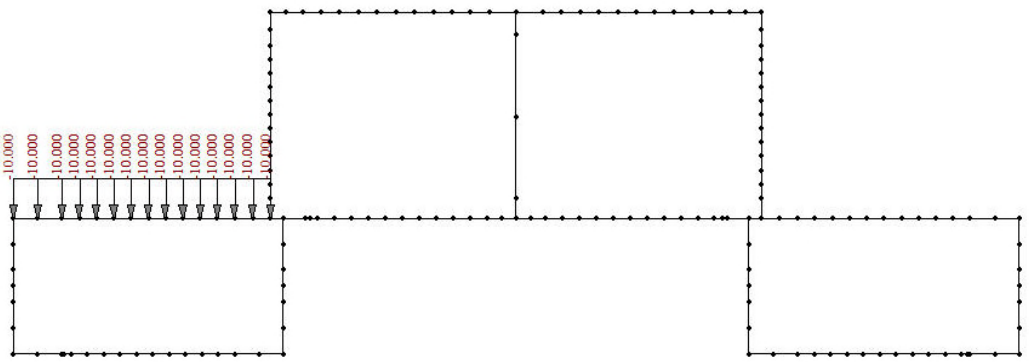
LC1. 고정하중(자중)

프로그램내에서 자동 계산

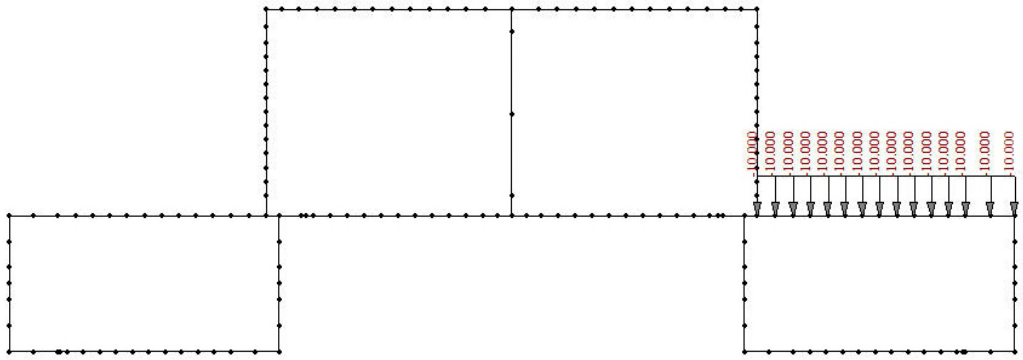
LC2. 활하중(연직하중 만재하시)



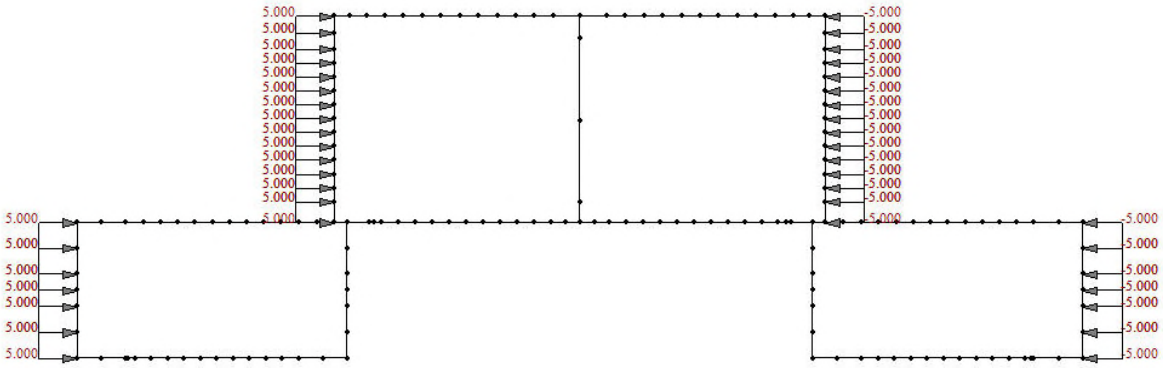
LC3. 활하중(연직하중 좌측편재하시)



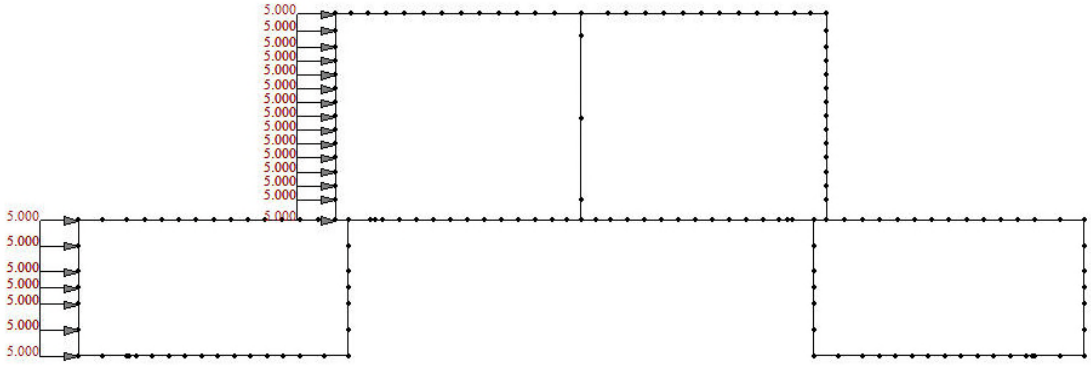
LC4. 활하중(연직하중 우측편재하시)



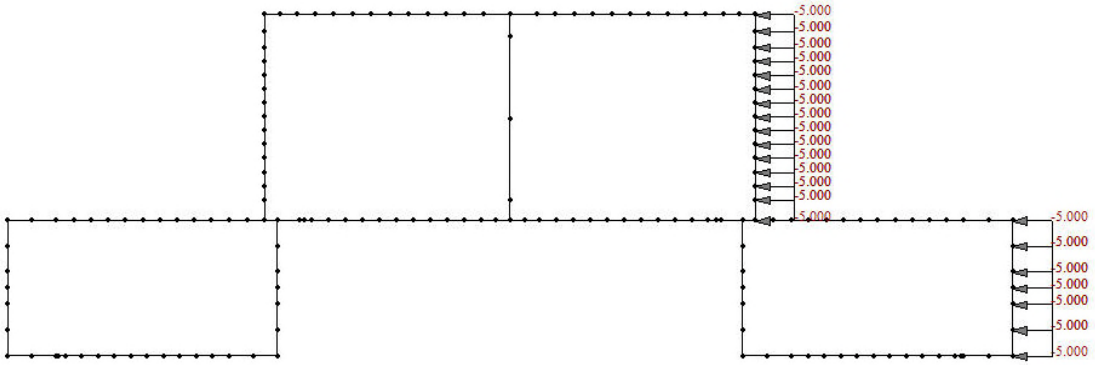
LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



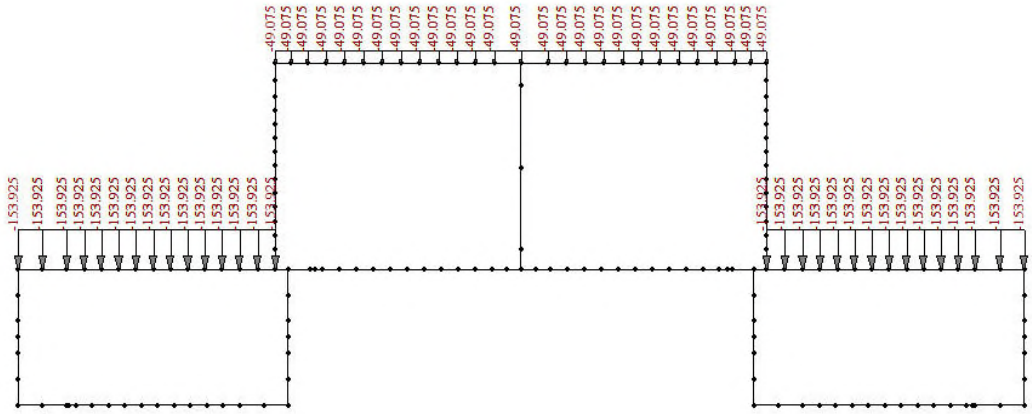
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



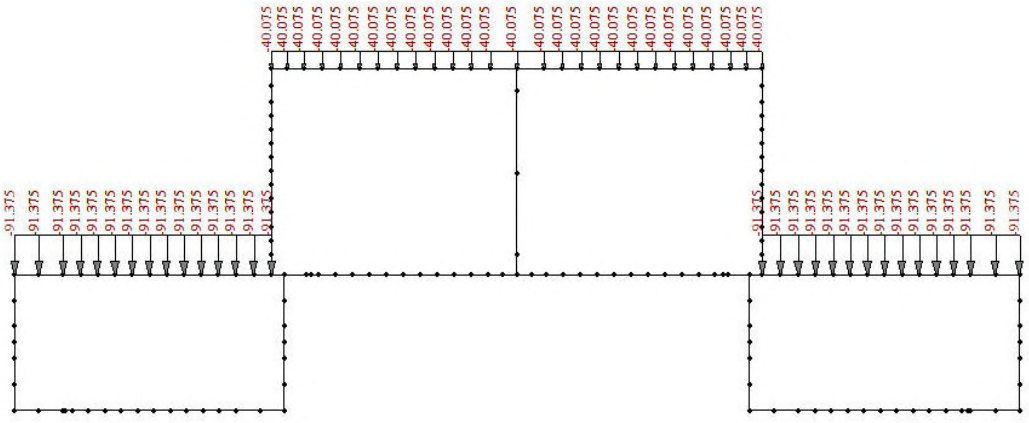
LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



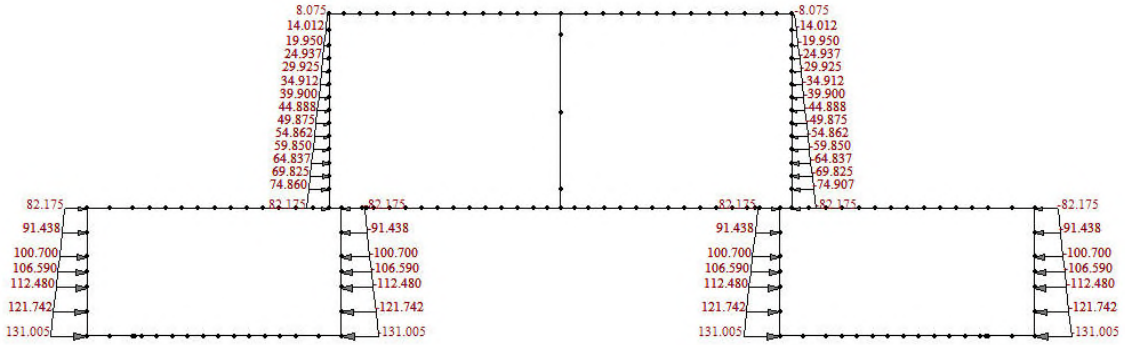
LC8. 토압(연직하중 지하수無)



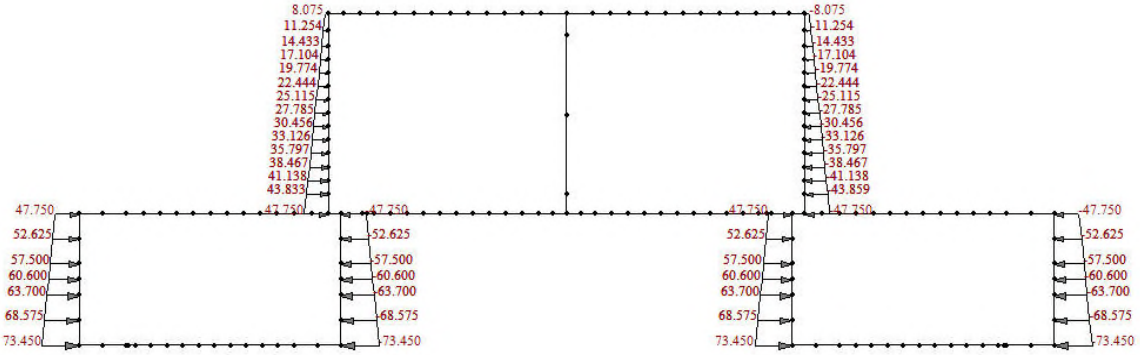
LC9. 토압(연직하중 지하수有)



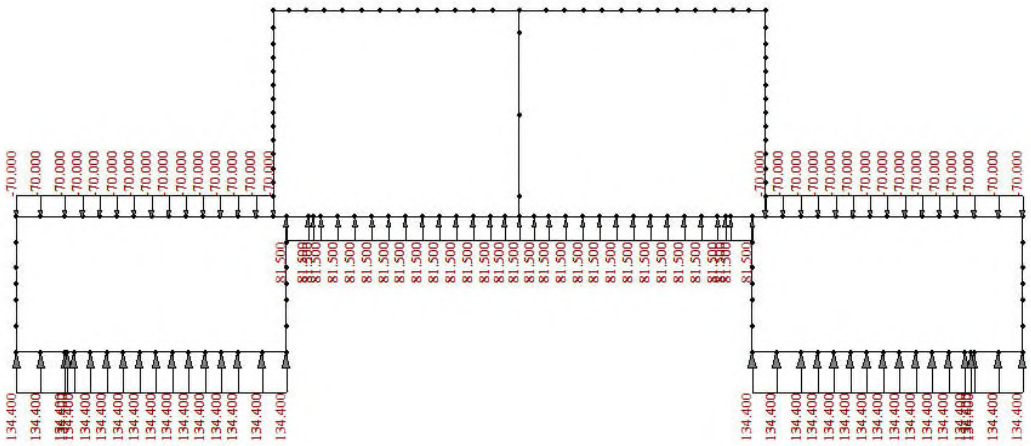
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



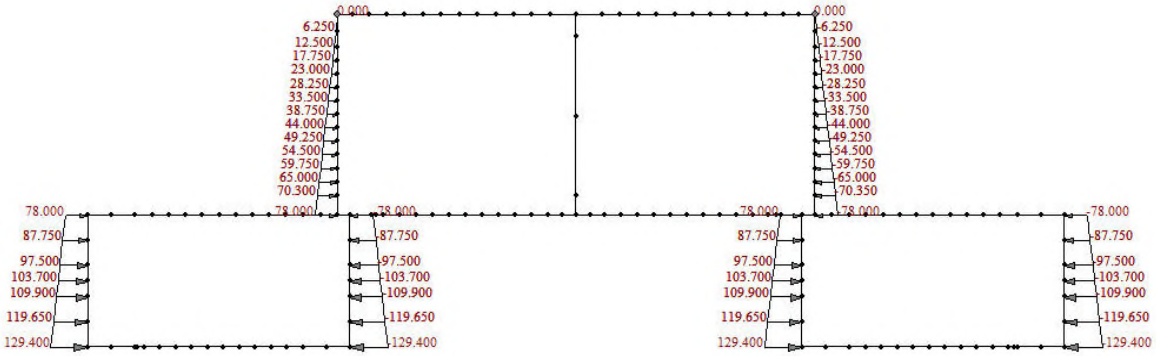
LC11. 토압(수평하중 지하수有)



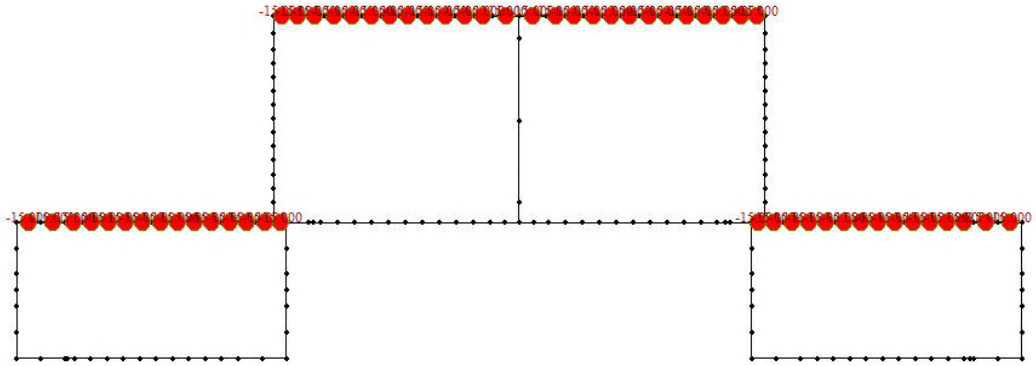
LC12. 수압(연직하중)



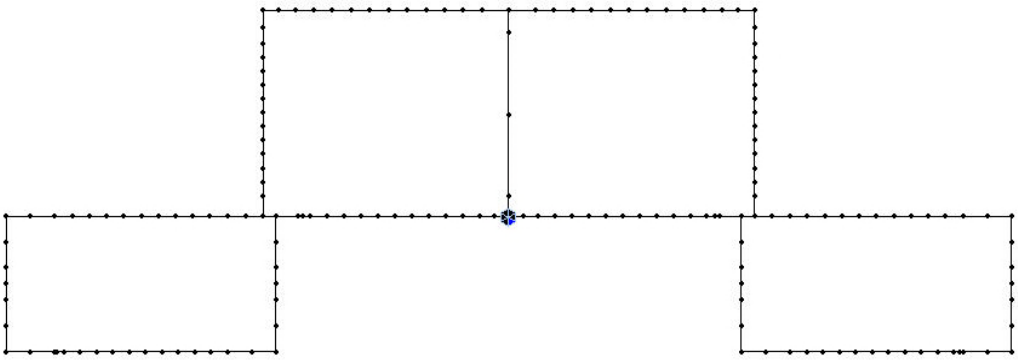
LC13. 수압(수평하중)



LC14. 건조수축하중



LC15. 부등침하



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

$h \leq 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

$h > 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$

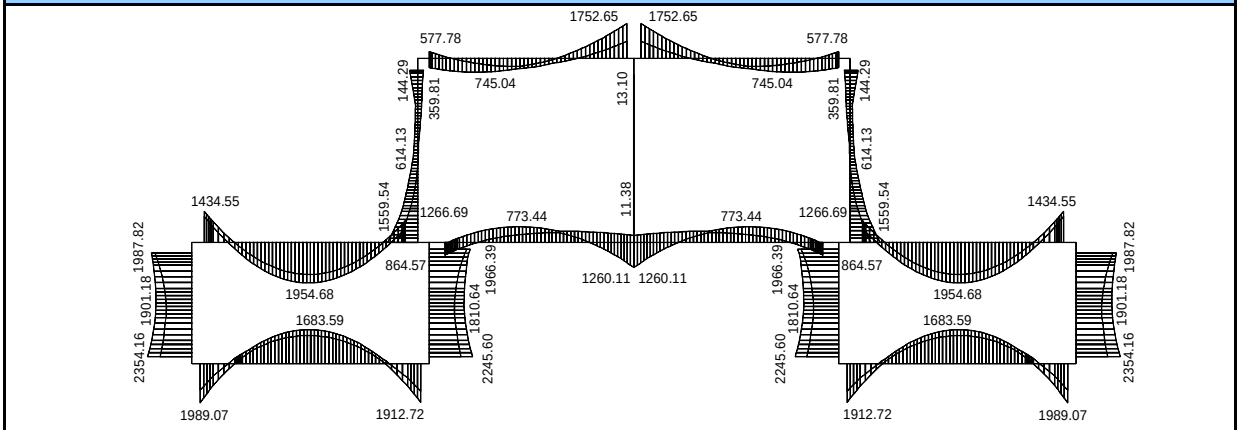
적용토피 = 3.000 m $\alpha_H = 1.05 - 0.025 \times 3.00$

$= 0.975 \geq 0.875$ $\therefore \alpha_H = 0.975$

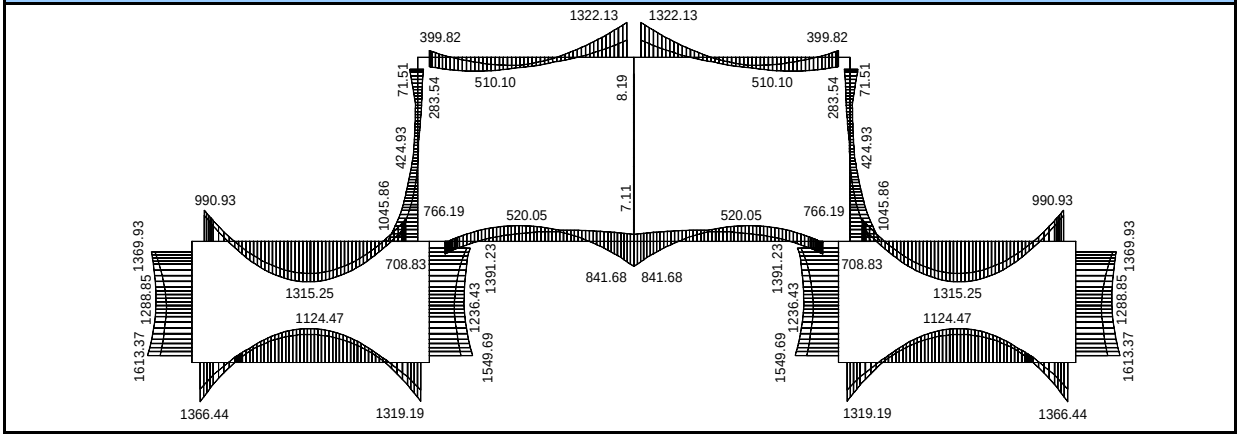
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	부등침하	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC15	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			

9. 단면력도

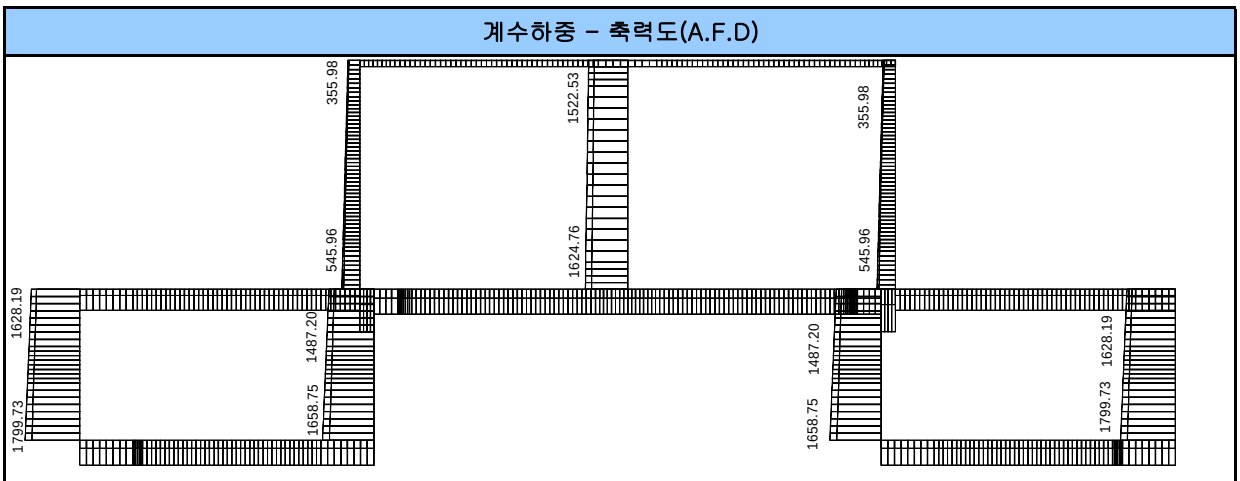
계수하중 – 모멘트도(B.M.D)



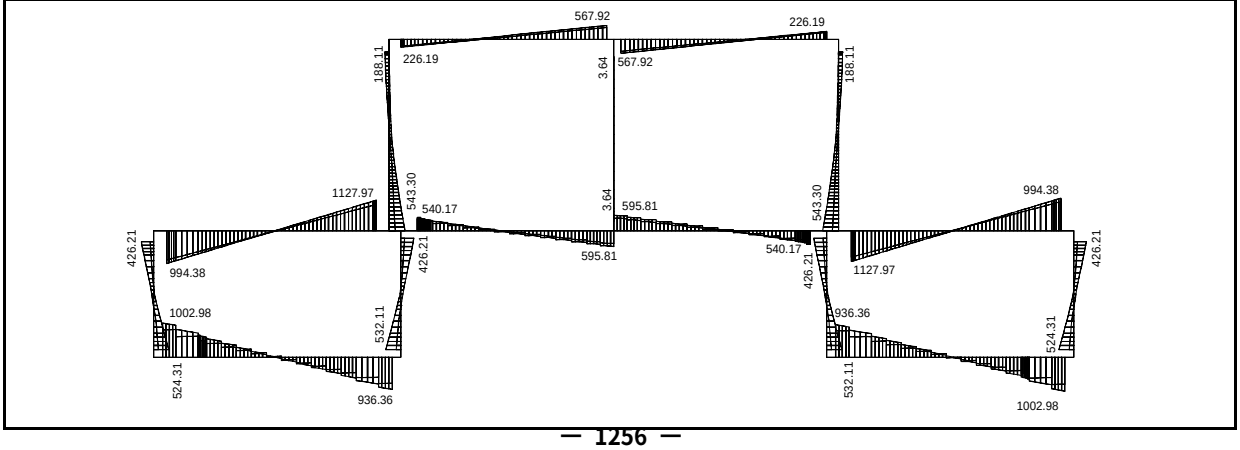
사용하중 – 모멘트도(B.M.D)



계수하중 – 축력도(A.F.D)



계수하중 – 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	램프벽체부	1434.550		994.380	990.930	1746.910		917.770	1746.910	-	994.380	990.930	지진시	상시
	램프중앙부	1954.680		0.000	1315.250	1472.940		0.000	1954.680	-	0.000	1315.250	상시	상시
	램프접합부	1266.690		1127.970	766.190	1475.160		972.330	1475.160	-	1127.970	766.190	지진시	상시
	본선접합부	577.780		226.190	399.820	803.250		172.470	803.250	-	226.190	399.820	지진시	상시
	본선중앙부	745.040		0.000	510.100	823.790		0.000	823.790	-	0.000	510.100	지진시	상시
	중앙벽체부	1752.650		567.920	1318.130	1730.040		532.610	1752.650	-	567.920	1318.130	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1989.070	-	1002.980	1366.440	1963.660	-	914.100	1989.070	-	1002.980	1366.440	상시	상시
	램프중앙부	1683.590	-	0.000	1124.470	1526.760	-	0.000	1683.590	-	0.000	1124.470	상시	상시
	램프접합부	1912.720	-	936.360	1319.190	1993.560	-	867.350	1993.560	-	936.360	1319.190	지진시	상시
	본선접합부	864.570	-	540.170	708.830	1142.230	-	536.340	1142.230	-	540.170	708.830	지진시	상시
	본선중앙부	773.440	-	0.000	520.050	534.200	-	0.000	773.440	-	0.000	520.050	상시	상시
	중앙벽체부	1260.110	-	595.810	841.680	1076.490	-	245.950	1260.110	-	595.810	841.680	상시	상시
	램프측구	523.390	-	956.750	391.250	906.100	-	872.370	906.100	-	956.750	391.250	지진시	상시
	본선측구	682.460	-	498.310	569.890	944.540	-	501.600	944.540	-	501.600	569.890	지진시	지진시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	1987.820	1549.530	426.210	1369.930	2315.280	785.990	337.630	2315.280	785.990	426.210	1369.930	지진시	상시
		Pmax	1895.000	1628.190	426.210	1369.930	592.990	1397.110	337.630	1895.000	1628.190	426.210	1369.930	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	1689.980	919.220	0.000	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	상시	상시
		Pmax	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	827.710	1443.590	0.000	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	상시	상시
	하단부	Mmax	2354.160	1799.730	524.310	1613.370	2261.280	1034.520	658.500	2354.160	1799.730	658.500	1613.370	상시	지진시
		Pmax	2354.160	1799.730	524.310	1613.370	628.640	1490.040	658.500	2354.160	1799.730	658.500	1613.370	상시	지진시
내측 벽체	상단부	Mmax	1966.390	1181.080	426.210	1391.230	2217.220	1085.000	340.990	2217.220	1085.000	426.210	1391.230	지진시	상시
		Pmax	1514.890	1487.200	426.210	1391.230	2042.850	1121.700	340.990	1514.890	1487.200	426.210	1391.230	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1810.640	1494.210	0.000	1236.430	1627.900	1241.500	0.000	1810.640	1494.210	0.000	1236.430	상시	상시
		Pmax	1428.400	1578.430	0.000	1236.430	1593.410	1242.710	0.000	1428.400	1578.430	0.000	1236.430	상시	상시
	하단부	Mmax	2245.600	1656.240	532.110	1549.690	2256.080	1352.050	658.950	2256.080	1352.050	658.950	1549.690	지진시	지진시
		Pmax	2235.230	1658.750	532.110	1549.690	2256.080	1352.050	658.950	2235.230	1658.750	658.950	1549.690	상시	지진시

※ 벽체 : 본 선

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	붕괴방지수준			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	144.290	339.440	188.110	71.510	648.680	267.870	256.740	648.680	267.870	256.740	71.510	지진시	지진시
		Pmax	133.250	355.980	188.110	71.510	619.850	283.740	256.740	133.250	355.980	256.740	71.510	상시	지진시
	중앙부(+)	Mmax	359.810	253.160	0.000	283.540	648.680	267.870	0.000	648.680	267.870	0.000	283.540	지진시	상시
		Pmax	133.250	355.980	0.000	274.690	619.850	283.740	0.000	133.250	355.980	0.000	274.690	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	614.130	383.570	0.000	424.930	538.260	199.100	0.000	614.130	383.570	0.000	424.930	상시	상시
		Pmax	339.730	469.840	0.000	424.930	124.990	397.710	0.000	339.730	469.840	0.000	424.930	상시	상시
	하단부	Mmax	1559.540	477.780	543.300	1045.860	1635.660	259.870	592.220	1635.660	259.870	592.220	1045.860	지진시	지진시
		Pmax	1282.130	545.960	543.300	1045.860	305.790	473.870	592.220	1282.130	545.960	592.220	1045.860	상시	지진시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	13.100	1467.910	3.640	8.190	153.040	719.510	39.490	153.040	719.510	39.490	8.190	지진시	지진시
		Pmax	1.240	1522.530	3.640	7.840	146.220	1319.140	39.490	1.240	1522.530	39.490	7.840	상시	지진시
	중앙부(+)	Mmax	9.940	1571.320	0.000	6.210	147.350	1410.050	0.000	147.350	1410.050	0.000	6.210	지진시	상시
		Pmax	1.260	1613.440	0.000	6.210	147.350	1410.050	0.000	1.260	1613.440	0.000	6.210	상시	상시
	하단부	Mmax	11.380	1582.650	3.640	7.110	169.490	1421.380	56.520	169.490	1421.380	56.520	7.110	지진시	지진시
		Pmax	1.420	1624.760	3.640	7.110	169.490	1421.380	56.520	1.420	1624.760	56.520	7.110	상시	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
상부슬래브	램프 벽체부	1434.55	990.93	-	1746.91	1746.91	994.38	2309.76	1732.70	1.00	1.467 / 1.367	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.32	306.35	125.00
	램프 중앙부	1954.68	1315.25	-	1472.94	1954.68		2515.86		1.00	1.300 / 1.220	0.080	H32@250 + H32@250		1.29	410.13	125.00
	램프 접합부	1266.69	766.19	-	1475.16	1475.16	1127.97	2309.76	1732.70	1.00	1.467 / 1.367	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.57	458.90	125.00
	본선 접합부	577.78	399.82	-	803.25	803.25	226.19	1283.60		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.60	497.81	125.00
	본선 중앙부	745.04	510.10	-	823.79	823.79		1081.46		1.00	0.900 / 0.820	0.080	H25@250 + H25@250		1.31	462.84	125.00
	중앙 벽체부	1752.65	1318.13	-	1730.04	1752.65	567.92	1968.61	1155.14	1.00	1.067 / 0.967	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.12	125.04	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1989.07	1366.44		1963.66	1989.07	1002.98	2472.66	1732.70	1.00	1.300 / 1.200	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.24	194.58	125.00
	램프 중앙부	1683.59	1124.47		1526.76	1683.59		2053.48		1.00	1.300 / 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		1.22	379.72	125.00
	램프 접합부	1912.72	1319.19		1993.56	1993.56	936.36	2472.66	1732.70	1.00	1.300 / 1.200	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.24	209.08	125.00
	본선 접합부	864.57	708.83		1142.23	1142.23	540.17	1494.34		1.00	1.000 / 0.900	0.100	H29@250 + H29@250		1.31	415.31	125.00
	본선 중앙부	773.44	520.05		534.20	773.44		1219.28		1.00	1.000 / 0.920	0.080	H25@250 + H25@250		1.58	529.14	125.00
	중앙 벽체부	1260.11	841.68		1076.49	1260.11	595.81	1494.34	1299.53	1.00	1.000 / 0.900	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.19	183.58	125.00
	램프측구	523.39	391.25		906.10	906.10	956.75	1581.71	1371.72	1.00	1.030 / 0.950	0.080	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.75	964.37	125.00
	본선측구	682.46	569.89		944.54	944.54	501.60	1179.82	1108.93	1.00	0.800 / 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.25	456.63	125.00

12. 단면설계

12.1 상부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1746.910	994.380	990.930	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 67.176 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1746910000 = 0

∴ Required As = 3854.214 ㎟ [p = 0.00282]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5138.952 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 79.030 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 79.030) / 79.030

= 0.0489

· ε_t = 0.0489 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2309.759 kN.m > Mu = 1746.910 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 994.380 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 994.380 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 89.565 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 89.565 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 994.380 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00376

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 279.659 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.565 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 151.414 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 151.414 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 306.347 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 416.077 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 306.347 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1954.680	0.000	1315.250	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 85.100 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1954680000 = 0

∴ Required As = 4882.636 ㎟ [p = 0.004]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6510.181 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 100.118 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 100.118) / 100.118

= 0.0336

· ε_t = 0.0336 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2515.864 kN.m > Mu = 1954.680 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00521

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.236

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 287.936 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.128 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 184.168 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 184.168 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 410.132 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 456.106 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 410.132 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1475.160	1127.970	766.190	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 56.500 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1475160000 = 0

∴ Required As = 3241.670 ㎟ [p = 0.00237]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4322.227 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 66.470 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 66.470) / 66.470

= 0.0587

· ε_t = 0.0587 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2309.759 kN.m > Mu = 1475.160 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 1127.970 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 1127.970 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 145.228 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 145.228 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 1127.970 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00376

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 279.659 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.303 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 117.074 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 117.074 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 458.902 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 538.122 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 458.902 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
803.250	226.190	399.820	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 43.579 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 803250000 = 0

∴ Required As = 2500.325 ㎟ [p = 0.00259]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3333.766 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 51.269 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 51.269) / 51.269

= 0.0536

· ε_t = 0.0536 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1283.597 kN.m > Mu = 803.250 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 226.190 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN > Vu = 226.190 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.557 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.293 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 109.900 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 109.900 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 497.809 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 573.248 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 497.809 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
823.790	0.000	510.100	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 53.227 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 823790000 = 0

∴ Required As = 3053.885 ㎟ [p = 0.00372]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4071.847 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 62.620 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 62.620) / 62.620

= 0.0363

· ε_t = 0.0363 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1081.457 kN.m > Mu = 823.790 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00494

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.231

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 189.203 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.124 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 166.248 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 166.248 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 462.835 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 505.268 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 462.835 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1752.650	567.920	1318.130	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 97.901 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 1752650000 = 0

∴ Required As = 5617.044 ㎟ [p = 0.00581]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 7489.391 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 115.177 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 115.177) / 115.177

= 0.0222

· ε_t = 0.0222 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1968.607 kN.m > Mu = 1752.650 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN < Vu = 567.920 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 567.920 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 30.191 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 30.191 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.615 kN + 635.520 kN

= 1155.135 kN > Vu = 567.920 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00657

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.261

· j = 1 - k / 3 = 0.913

· x = k·d = 252.111 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.847 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 235.050 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 235.050 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 125.035 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 268.028 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 125.035 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 하부슬래브 단면검토

12.2.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1200.000	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1989.070	1002.980	1366.440	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 88.213 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 408000.000 As - 1989070000 = 0

∴ Required As = 5061.197 ㎟ [p = 0.00422]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26370.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3897.114 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6748.263 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 103.780 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1200.000 - 103.780) / 103.780

= 0.0317

· ε_t = 0.0317 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2472.659 kN.m > Mu = 1989.070 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 1002.980 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 1002.980 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 93.149 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 93.149 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 1002.980 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00529

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 285.250 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.671 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 194.644 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 194.644 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 194.585 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 323.668 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 194.585 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1683.590	0.000	1124.470	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 72.921 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1683590000 = 0

∴ Required As = 4183.836 ㎟ [p = 0.00343]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5578.448 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 85.789 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 85.789) / 85.789

= 0.0397

· ε_t = 0.0397 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2053.484 kN.m > Mu = 1683.590 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00421

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 262.474 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.566 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 193.202 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 193.202 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 379.724 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 434.779 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 379.724 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1200.000	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1993.560	936.360	1319.190	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 88.420 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 408000.000 As - 1993560000 = 0

∴ Required As = 5073.076 ㎟ [p = 0.00423]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26370.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3897.114 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6764.102 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 104.023 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1200.000 - 104.023) / 104.023

= 0.0316

· ε_t = 0.0316 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2472.659 kN.m > Mu = 1993.560 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 936.360 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 936.360 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 65.390 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 65.390 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 936.360 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00529

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 285.250 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.371 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 187.913 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 187.913 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 209.076 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 335.261 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 209.076 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1142.230	540.170	708.830	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 67.598 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 1142230000 = 0

∴ Required As = 3878.430 ㎟ [p = 0.00431]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5171.240 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 79.527 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 79.527) / 79.527

= 0.0310

· ε_t = 0.0310 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1494.339 kN.m > Mu = 1142.230 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN > Vu = 540.170 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 540.170 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00571

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.246

· j = 1 - k / 3 = 0.918

· x = k·d = 221.024 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.762 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 166.915 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 166.915 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 415.313 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 503.250 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 415.313 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
773.440	0.000	520.050	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 44.156 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 773440000 = 0

∴ Required As = 2533.431 ㎟ [p = 0.00275]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3377.907 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 51.948 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 51.948) / 51.948

= 0.0501

· ε_t = 0.0501 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1219.28 kN.m > Mu = 773.440 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00441

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.219

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 201.876 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.042 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 150.454 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 150.454 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 529.138 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 558.310 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 529.138 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1260.110	595.810	841.680	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 74.889 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 1260110000 = 0

∴ Required As = 4296.775 ㎟ [p = 0.00477]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5729.033 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 88.105 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 88.105) / 88.105

= 0.0276

· ε_t = 0.0276 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1494.339 kN.m > Mu = 1260.110 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN < Vu = 595.810 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 595.810 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 450 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 6.246 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 6.246 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 584.567 kN + 714.960 kN

= 1299.527 kN > Vu = 595.810 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00571

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.246

· j = 1 - k / 3 = 0.918

· x = k·d = 221.024 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.217 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 198.199 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 198.199 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 183.579 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 317.863 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 183.579 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1030.000	950.000	950.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
906.100	956.750	391.250	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 50.221 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 323000.000 As - 906100000 = 0

∴ Required As = 2881.425 ㎟ [p = 0.00303]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20876.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3085.216 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3841.900 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 59.083 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (950.000 - 59.083) / 59.083

= 0.0452

· ε_t = 0.0452 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1581.706 kN.m > Mu = 906.100 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 617.043 kN < Vu = 956.750 kN

· 1/2·Øv·Vc = 308.522 kN < Vu = 956.750 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 475 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 178.793 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 178.793 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 617.043 kN + 754.680 kN

= 1371.723 kN > Vu = 956.750 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00541

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.240

· j = 1 - k / 3 = 0.920

· x = k·d = 227.930 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.928 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 87.104 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 87.104 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1041.712 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 964.370 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 964.370 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	800.000	720.000	720.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
944.540	501.600	569.890	80.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 70.722 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 244800.000 As - 944540000 = 0

∴ Required As = 4057.700 ㎟ [p = 0.00564]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 15822.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2520.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2338.269 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2520.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5410.267 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 83.203 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 83.203) / 83.203

= 0.0230

· ε_t = 0.0230 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1179.82 kN.m > Mu = 944.540 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 498.831 kN < Vu = 501.600 kN

· 1/2·Øv·Vc = 249.416 kN < Vu = 501.600 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 360 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 1.803 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 1.803 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 498.831 kN + 610.099 kN

= 1108.930 kN > Vu = 501.600 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00714

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.270

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 194.454 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.946 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 169.252 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 169.252 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 456.627 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 496.302 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 456.627 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3 램프-벽체 단면검토

12.3.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2315.280	426.210	785.990	1369.930
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2945.686	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 3611.555 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 785.990 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2315.280 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 874.633 kN > Vu = 426.210 kN

· 1/2·Øv·Vc = 437.317 kN > Vu = 426.210 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.887 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 194.592 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 194.592 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 190.943 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 323.754 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 190.943 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1895.000	426.210	1628.190	1369.930
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1163.869	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1829.738 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1628.190 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1895.000 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 907.056 kN > Vu = 426.210 kN
· 1/2·Øv·Vc = 453.528 kN > Vu = 426.210 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00350
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198
· j = 1 - k / 3 = 0.934
· x = k·d = 290.400 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.887 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 194.592 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 194.592 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 190.943 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 323.754 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 190.943 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.3 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1901.180	0.000	1719.420	1288.850
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1105.710	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1688.781 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1719.420 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1901.180 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 918.448 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 459.224 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.844 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 207.360 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 207.360 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 166.024 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 303.819 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 166.024 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.4 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1901.180	0.000	1719.420	1288.850
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1105.710	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1688.781 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1719.420 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1901.180 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 918.448 kN > Vu = 0.000 kN
· 1/2·Øv·Vc = 459.224 kN > Vu = 0.000 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00395
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209
· j = 1 - k / 3 = 0.930
· x = k·d = 271.700 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.844 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 207.360 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 207.360 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 166.024 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 303.819 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 166.024 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.5 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2354.160	658.500	1799.730	1613.370
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1308.063	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1883.200 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1799.730 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2354.160 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 921.908 kN > Vu = 658.500 kN

· 1/2·Øv·Vc = 460.954 kN < Vu = 658.500 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.991 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 211.550 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 211.550 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 162.252 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 297.802 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 162.252 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.6 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2354.160	658.500	1799.730	1613.370
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1308.063	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1883.200 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1799.730 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2354.160 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 921.908 kN > Vu = 658.500 kN

· 1/2·Øv·Vc = 460.954 kN < Vu = 658.500 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.991 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 211.550 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 211.550 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 162.252 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 297.802 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 162.252 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.7 내측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2217.220	426.210	1085.000	1391.230
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2043.521	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2709.390 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1085.000 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2217.220 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 886.144 kN > Vu = 426.210 kN

· 1/2·Øv·Vc = 443.072 kN > Vu = 426.210 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.994 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 197.617 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 197.617 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 184.748 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 318.798 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 184.748 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.8 내측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1514.890	426.210	1487.200	1391.230
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1018.619	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1684.488 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1487.200 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1514.890 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 901.628 kN > Vu = 426.210 kN

· 1/2·Øv·Vc = 450.814 kN > Vu = 426.210 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.994 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 197.617 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 197.617 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 184.748 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 318.798 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 184.748 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.9 내측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1810.640	0.000	1494.210	1236.430
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1211.771	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1794.842 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1494.210 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1810.640 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 908.746 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 454.373 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.525 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 198.926 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 198.926 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 182.126 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 316.701 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 182.126 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.10 내측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1428.400	0.000	1578.430	1236.430
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
904.950	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1488.021 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1578.430 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1428.400 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 912.374 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 456.187 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.525 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 198.926 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 198.926 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 182.126 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 316.701 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 182.126 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.11 내측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2256.080	658.950	1352.050	1549.690
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1668.637	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2243.774 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1352.050 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2256.080 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 902.622 kN > Vu = 658.950 kN

· 1/2·Øv·Vc = 451.311 kN < Vu = 658.950 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.636 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 203.200 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 203.200 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 177.549 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 310.039 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 177.549 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.12 내측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2235.230	658.950	1658.750	1549.690
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1347.539	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1922.676 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1658.750 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2235.230 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 915.834 kN > Vu = 658.950 kN

· 1/2·Øv·Vc = 457.917 kN < Vu = 658.950 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.636 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 203.200 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 203.200 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 177.549 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 310.039 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 177.549 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4 본선-벽체 단면검토

12.4.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	648.680	256.740	267.870	71.510
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2421.622	0.850	#NAME?	0.75		

			1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
				H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
							TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴	USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 514.703 mm

· d" = X - H + d = 414.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10125.009 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4332.474 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.898 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'
= #NAME? kN
∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####
· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 2836.325 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ ####
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 267.870 kN ∴ ####
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 648.680 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 528.936 kN > Vu = 256.740 kN
· 1/2·Øv·Vc = 264.468 kN > Vu = 256.740 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00419
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215
· j = 1 - k / 3 = 0.928
· x = k·d = 207.833 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.767 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 19.658 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 19.658 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 3787.253 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 3204.802 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 3204.802 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	133.250	256.740	355.980	71.510
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
374.319	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 514.703 mm

· d" = X - H + d = 414.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10125.009 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4332.474 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.898 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 789.022 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 355.980 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 133.250 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 532.002 kN > Vu = 256.740 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.001 kN > Vu = 256.740 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.833 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.767 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 19.658 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 19.658 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 3787.253 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 3204.802 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 3204.802 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.3 외측 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	648.680	0.000	267.870	283.540
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	820.000	80.000	100.000	820.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2421.622	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 492.000 mm

· a = β1·c = 418.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 447.522 mm

· d" = X - H + d = 367.522 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9597.690 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9445.095 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2942.176 kN.m

· eb = Mb / Pb = 311.503 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2789.144 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME? ## 0.005

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 267.870 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 648.680 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 543.929 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 271.965 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.780 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.011 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 160.437 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 160.437 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 478.212

· s_2 = 300·(280 / fst = 523.570

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 478.212 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.4 외측 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	133.250	0.000	355.980	274.690
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	820.000	80.000	100.000	820.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
374.319	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 492.000 mm

· a = β1·c = 418.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 447.522 mm

· d" = X - H + d = 367.522 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9597.690 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9445.095 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2942.176 kN.m

· eb = Mb / Pb = 311.503 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 741.841 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME? ## 0.005

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 355.980 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 133.250 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 547.653 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 273.827 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.780 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.854 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 155.429 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 155.429 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 499.300 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 540.440 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 499.300 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.5 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	614.130	0.000	383.570	424.930
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1601.090	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0058] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 432.498 mm

· d" = X - H + d = 332.498 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8174.259 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3173.892 kN.m

· eb = Mb / Pb = 388.279 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1933.588 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 383.570 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 614.130 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 535.433 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 267.717 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00507

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.233

· j = 1 - k / 3 = 0.922

· x = k·d = 186.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.179 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 142.069 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 142.069 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 335.558 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 443.446 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 335.558 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.6 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	339.730	0.000	469.840	424.930
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
723.076	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0058] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 432.498 mm

· d" = X - H + d = 332.498 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8174.259 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3173.892 kN.m

· eb = Mb / Pb = 388.279 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1055.574 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 469.840 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 339.730 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 538.991 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 269.496 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00507

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.233

· j = 1 - k / 3 = 0.922

· x = k·d = 186.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.179 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 142.069 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 142.069 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 335.558 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 443.446 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 335.558 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.7 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1635.660	592.220	259.870	1045.860
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	766.667	133.333	80.000	766.667
e (mm)	β1	Øf	Øv		
6294.147	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	9530.400	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0119] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 460.000 mm

· a = β1·c = 391.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 408.373 mm

· d" = X - H + d = 275.040 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8973.450 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 3812.160 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5593.389 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3883.638 kN.m

· eb = Mb / Pb = 694.326 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 6569.187 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (766.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 259.870 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1635.660 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 508.235 kN < Vu = 592.220 kN

· 1/2·Øv·Vc = 254.118 kN < Vu = 592.220 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 383.3 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 54.773 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 54.773 ㎟

· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 508.235 kN + 609.040 kN

= 1117.275 kN > Vu = 592.220 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01243

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.339

· j = 1 - k / 3 = 0.887

· x = k·d = 259.900 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.835 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 161.374 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 171.989 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 247.878 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 366.302 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 247.878 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.8 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1282.130	592.220	545.960	1045.860
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	766.667	133.333	80.000	766.667
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2348.395	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	9530.400	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0119] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 460.000 mm

· a = β1·c = 391.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 408.373 mm

· d" = X - H + d = 275.040 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8973.450 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 3812.160 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5593.389 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3883.638 kN.m

· eb = Mb / Pb = 694.326 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2623.435 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (766.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 545.960 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1282.130 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 519.541 kN < Vu = 592.220 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.771 kN < Vu = 592.220 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 383.3 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 47.399 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 47.399 ㎟

· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.541 kN + 609.040 kN

= 1128.581 kN > Vu = 592.220 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01243

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.339

· j = 1 - k / 3 = 0.887

· x = k·d = 259.900 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.835 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 161.374 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 171.989 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 247.878 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 366.302 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 247.878 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.9 중앙부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	153.040	39.490	719.510	8.190
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
212.700	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 328.381 mm

· d" = X - H + d = 248.381 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1530.852 kN.m

· eb = Mb / Pb = 234.410 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 461.081 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 719.510 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 153.040 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 293.828 kN > Vu = 39.490 kN

· 1/2·Øv·Vc = 146.914 kN > Vu = 39.490 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.286 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 9.338 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 9.338 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 11064.378 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 8995.502 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 8995.502 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.10 중앙부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1.240	39.490	1522.530	7.840
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
0.814	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 328.381 mm

· d" = X - H + d = 248.381 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1530.852 kN.m

· eb = Mb / Pb = 234.410 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 249.195 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1522.530 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1.240 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 317.299 kN > Vu = 39.490 kN

· 1/2·Øv·Vc = 158.650 kN > Vu = 39.490 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.274 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 8.939 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 8.939 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 11566.280 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 9397.024 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 9397.024 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.11 중앙부 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	147.350	0.000	1410.050	6.210
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
104.500	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 270.154 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1410.050 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 147.350 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 327.749 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 163.875 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.369 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 9.989 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 9.989 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 10331.563 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 8409.250 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 8409.250 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.12 중앙부 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1.260	0.000	1613.440	6.210
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
0.781	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 166.435 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1613.440 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1.260 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 335.676 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 167.838 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.369 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 9.989 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 9.989 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 10331.563 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 8409.250 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 8409.250 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.13 중앙부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	169.490	56.520	1421.380	7.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
119.243	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 284.897 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1421.380 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 169.490 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 328.191 kN > Vu = 56.520 kN

· 1/2·Øv·Vc = 164.096 kN > Vu = 56.520 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.422 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 11.436 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 11.436 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 9001.532 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 7345.226 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 7345.226 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.14 중앙부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1.420	56.520	1624.760	7.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
0.874	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 166.528 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1624.760 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1.420 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 336.117 kN > Vu = 56.520 kN

· 1/2·Øv·Vc = 168.059 kN > Vu = 56.520 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.422 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 11.436 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 11.436 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 9001.532 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 7345.226 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 7345.226 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

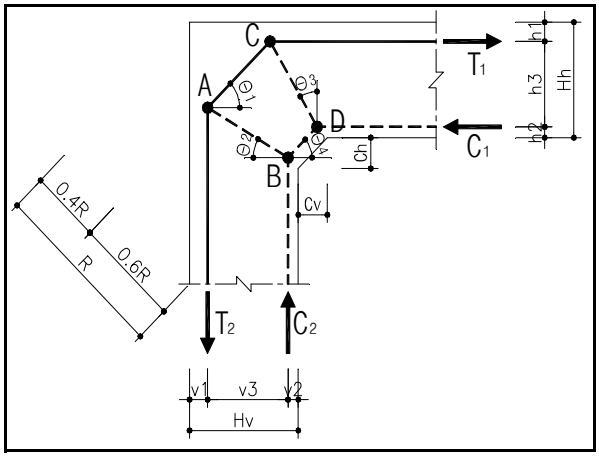
13. 우각부 보강검토

13.1 상부슬래브 (램프 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	2315.280 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 2262.74 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

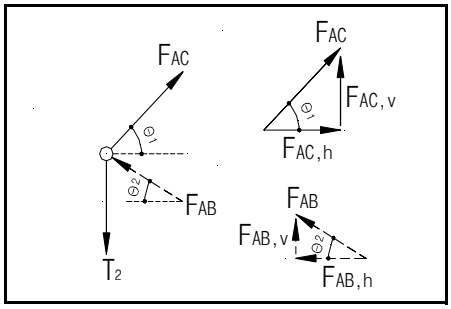
θ_2 = 15.92°

θ_3 = 21.80°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

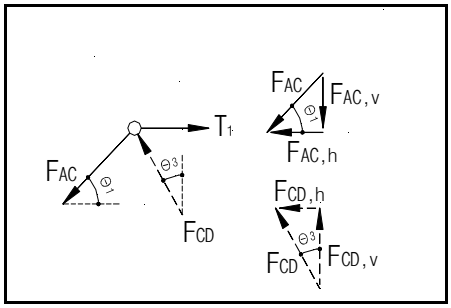
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2) \quad \cdots\cdots ③$$

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{2{,}315.280}{1.120} =$ 2,067.214 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{2{,}315.280}{1.220} =$ 1,897.770 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 2,088.202 kN

식 ⑥ 으로부터

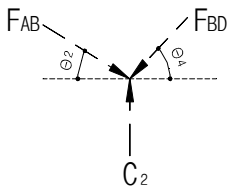
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 2,088.202 kN

따라서 F_{AC} = **2,088.202** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}535.478 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}088.202 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}590.327 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	2,088.202	타이
AB	-1,535.478	스트럿
BD	-2,088.202	스트럿
CD	-1,590.327	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,088.202 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}088{,}201.771}{0.85 \times 400} = 6{,}141.77 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H 0 @ 250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H 29 @ 250	=	2,569.60	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H 25 @ 250	=	2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H 25 @ 250	=	2,026.80	mm^2	(2 단)
	합계	=	**6,623.20**	mm^2	

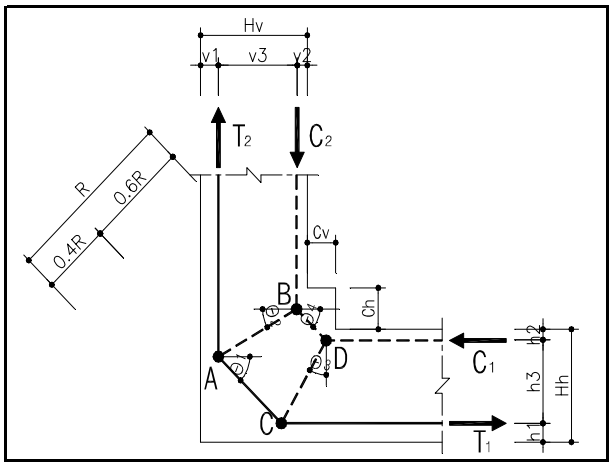
$A_{s,used}$ = 6,623.20 mm^2 > 6,141.77 mm^2 ……O.K

13.2 하부슬래브(램프 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	2354.160 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1910.50 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

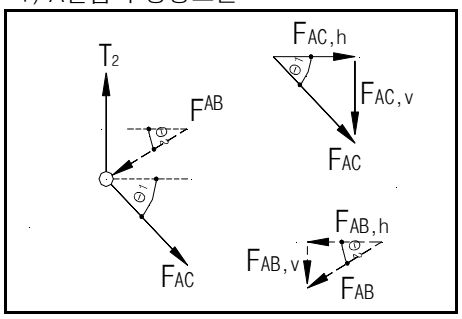
Θ_2 = 7.38°

Θ_3 = 12.97°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

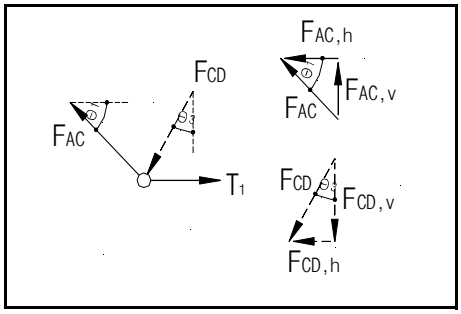
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{2,354.160}{1.120} =$ 2,101.929 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{2,354.160}{1.220} =$ 1,929.639 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 2,416.125 kN

식 ⑥ 으로부터

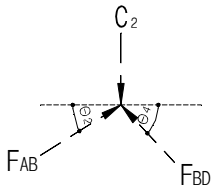
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 2,416.125 kN

따라서 $F_{AC} =$ **2,416.125** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}722.716 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}416.125 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}753.182 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**2,416.125**	타이
AB	**-1,722.716**	스트럿
BD	**-2,416.125**	스트럿
CD	**-1,753.182**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,416.125 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}416{,}124.827}{0.85 \times 400} = 7{,}106.25 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2 (1 cycle)
	= H	32	@	250	=	3,176.80	mm^2 (2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2 (1 단)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2 (2 단)
				합계	=	**8,316.00**	mm^2

$A_{s,used}$ = 8,316.00 mm^2 > 7,106.25 mm^2 ……O.K

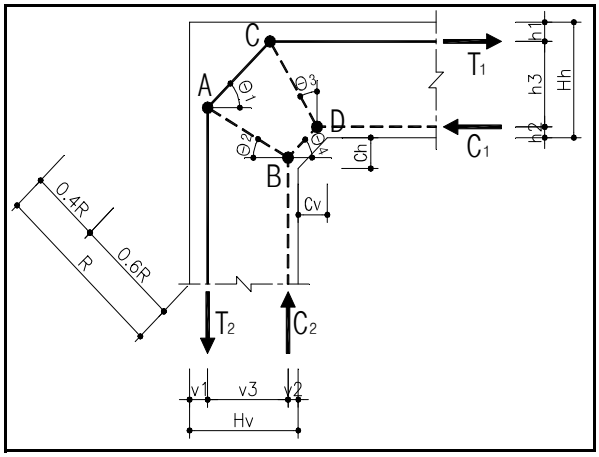
13. 우각부 보강검토

13.3 상부슬래브 (본선 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	803.250 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1626.35 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

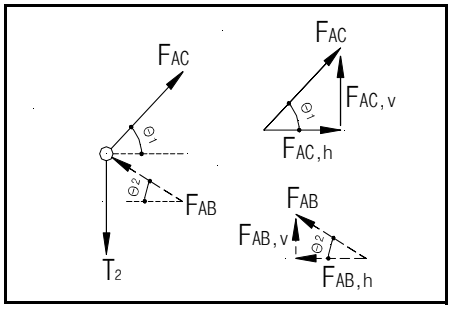
θ_2 = 29.48°

θ_3 = 29.48°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

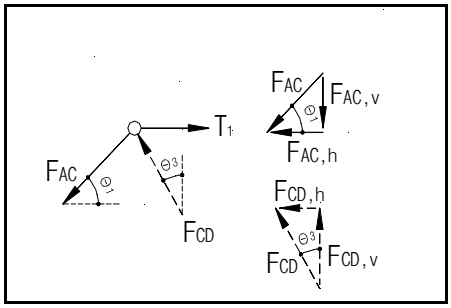
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{803.250}{0.720} =$ 1,115.625 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{803.250}{0.720} =$ 1,115.625 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,007.957 kN

식 ⑥ 으로부터

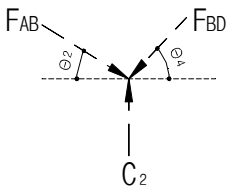
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,007.957 kN

따라서 F_{AC} = **1,007.957** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 818.725 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,007.957 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 818.725 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,007.957	타이
AB	-818.725	스트럿
BD	-1,007.957	스트럿
CD	-818.725	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,007.957 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,007,956.561}{0.85 \times 400} = 2,964.58 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(1 단)
	= H		@		=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**3,575.20**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 3,575.20 mm^2 > 2,964.58 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 기둥부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.5 램프 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.6 본선-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.7 본선 중앙부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 사용성 검토

부 재	최소두께 또는 높이 t (mm)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
일방향 슬래브	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
보	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

부 재	지간 L (mm)	최소두께 t (mm)	사용두께 t (mm)	평 가
상부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	1300.00	O.K
상부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	900.00	O.K
하부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	1300.00	O.K
하부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	1000.00	O.K

16. 지지력 검토

16.1 하중 산정 : 램프

16.1.1 고정하중

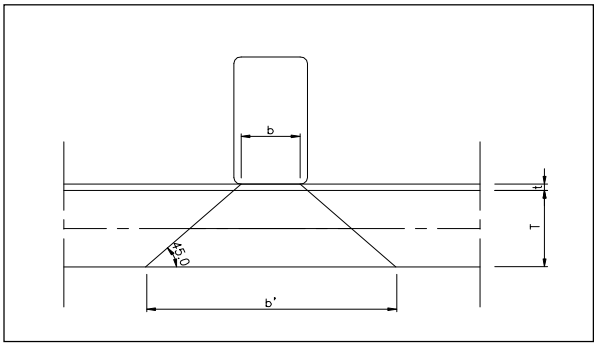
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1870.46 / 23.900 = 78.262 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 153.925 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

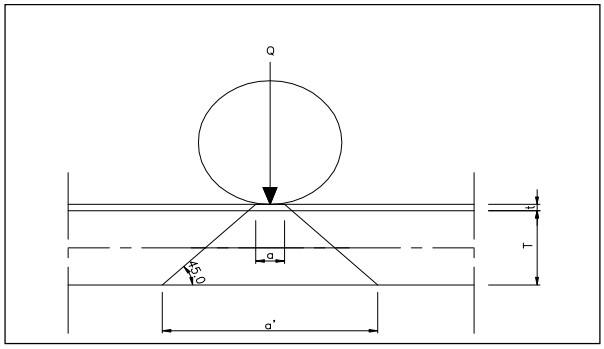


t = 40.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1300.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.300 + 0.040) x cot 45°

= 3.18 m



a' = 0.200 + 2 x (1.300 + 0.040) x cot 45°

= 2.88 m

Qz' = 96.000 / (3.180 x 2.880) = 10.48 kN/m^2

16.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 78.262 + 153.925 + 0.000 + 10.000 + 10.482

= 252.669 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 252.669 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16.3 하중 산정 : 본선

16.3.1 고정하중

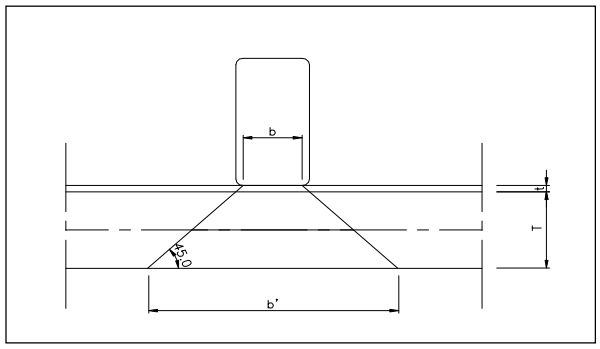
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1285.98 / 16.800 = 76.547 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 49.075 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

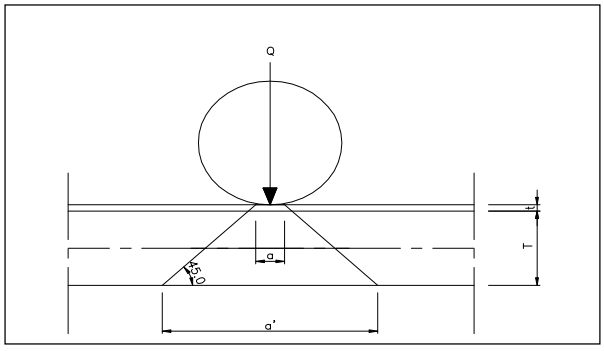


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1000.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.60 m



a' = 0.200 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.30 m

Qz' = 96.000 / (2.600 x 2.300) = 16.05 kN/m^2

16.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 76.547 + 49.075 + 0.000 + 10.000 + 16.054

= 151.676 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

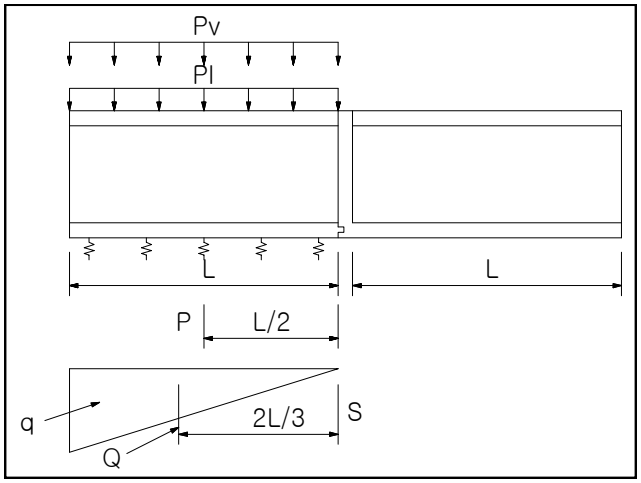
Qmax = 151.676 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

17. 신축이음부 검토

17-1. 램프

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 11.95 \times 8 \times 19.0$

$= 1816.4 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (1816.4 + 153.6) \times 40.0 = 78800.0 \ kN$

$S = P / 4 = 78800 / 4 = 19700.0 \ kN$

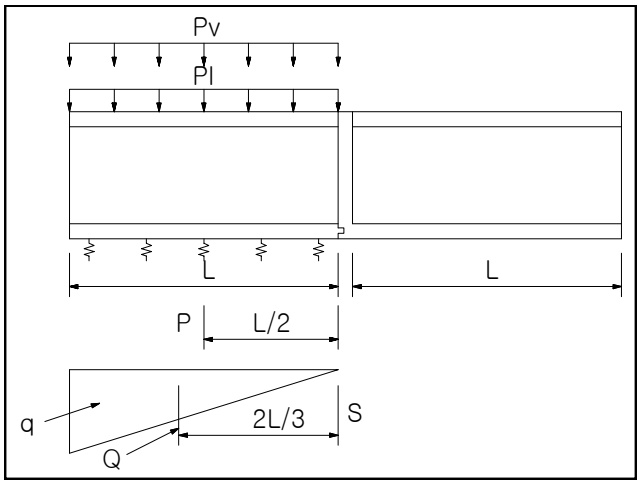
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 19700.0 x 1000 / 80 = 246,250 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 197 EA = 794.2 x 197 = 156,457 mm²

17-2. 본선

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 16.8 x 0.55 x 19.0

= 175.56 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.2) = 153.6 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (175.56 + 153.6)x 40.0 = 13166.4 kN

S = P / 4 = 13166.4 / 4 = 3291.6 kN

(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 3291.6 x 1000 / 80 = 41,145 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 337 EA = 794.2 x 337 = 267,645 mm²

※ 일체구조로 검토 : 램프x2ea + 본선

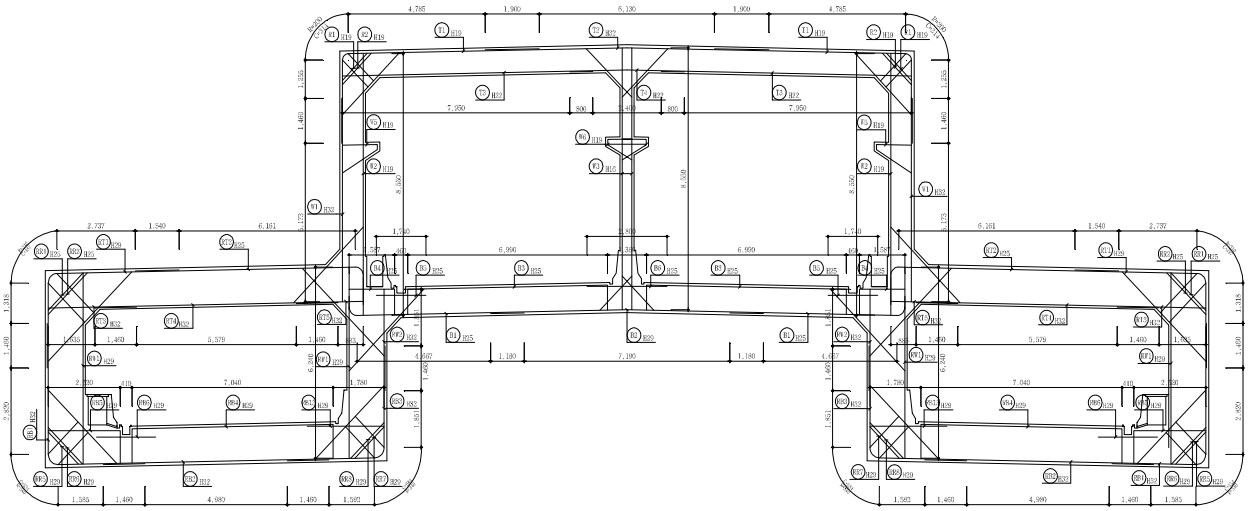
☞ 소요철근량 Areq = 492,500 + 41,145 = 533,645 mm²

☞ 사용철근량 As = 312,915 + 267,645 = 580,560 mm²

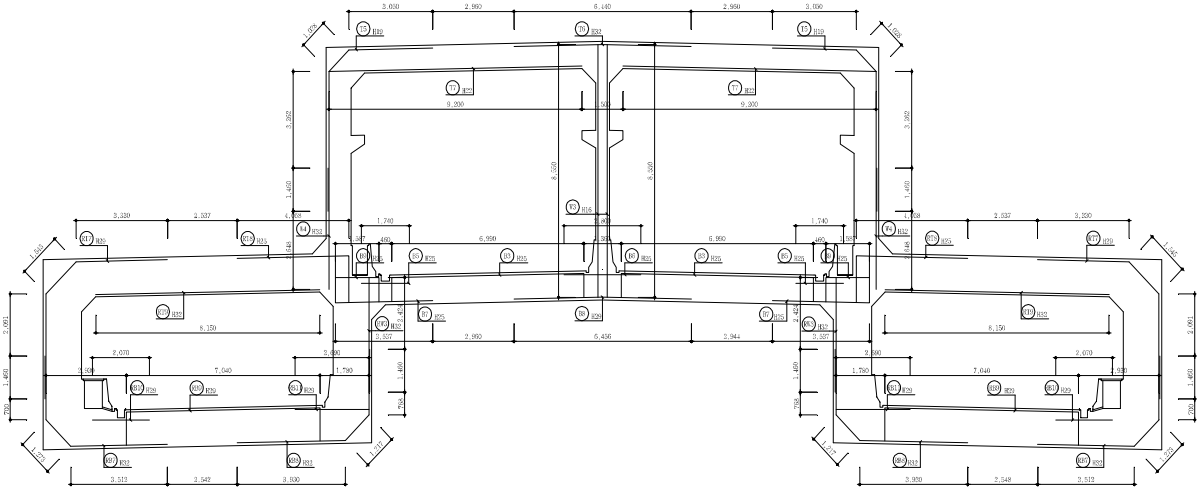
∴ O.K

18. 주철근조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



국회대로 지하차도

STA.0+619.000

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 처짐검토
16. 지지력검토
17. 신축이음부 검토
18. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 8.000 m	GL -1.000m	풍화토	60MPa	지반조사보고서 참고

(실제토피 H = 7.620 m)

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

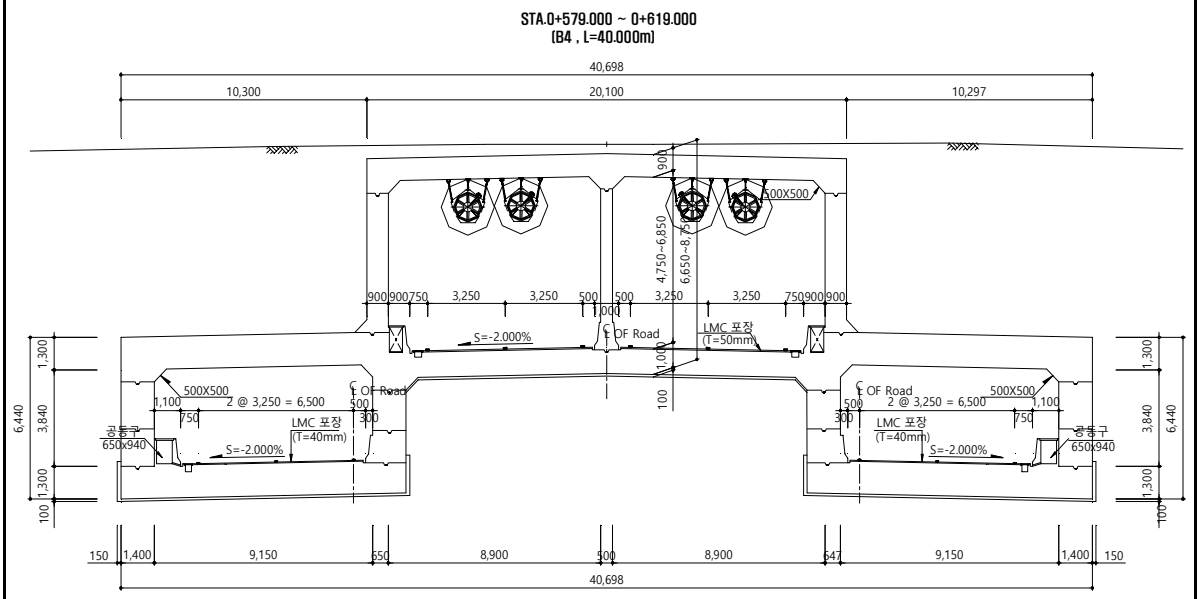
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

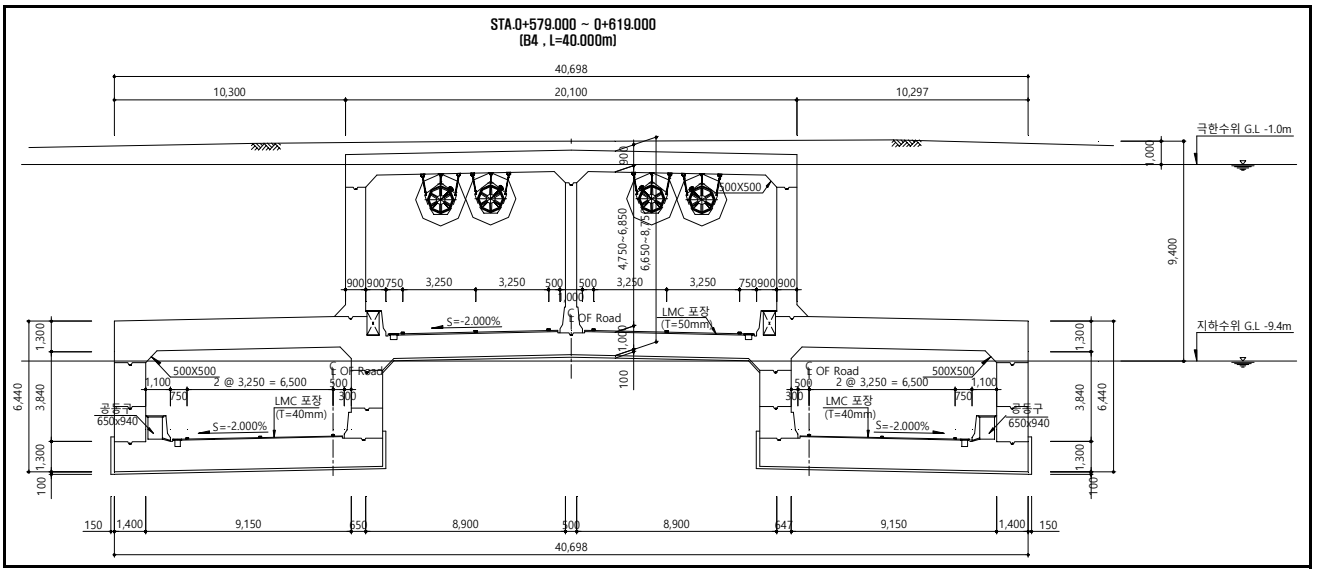
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


STA.0+579.000 ~ 0+619.000
(B4 , L=40.000m)
40,698
10,300
20,100
10,297
900
500X500
4,750~6,850
6,650~8,750
900 900 750 3,250 3,250 500 500 3,250 3,250 750 900 900
1,000
S=-2.000%
℄ OF Road
LMC 포장
(T=50mm)
1,000
100
1,300
3,840
6,440
500X500
1,100
2 @ 3,250 = 6,500
500
750
300
LMC 포장
(T=40mm)
S=-2.000%
강동구
650x940
150 1,400 9,150 650 8,900 500 8,900 647 9,150 1,400 150
40,698

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과 : 램프

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	239.000	2,003.439	지하수위를 4.475m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -9.4m)	1,277.304	6,752.526	F.S = 5.287 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	4,696.104	6,816.470	F.S = 1.452 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 14.440 m

3.2.2 부력 작용폭 : 40.700 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 23.900 m = 239.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 16.800 m = 168.000 Hw kN/m

= 407.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 2003.439 + 0.000 + 0.000 = 2003.439 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 램프 하부슬래브

(1.300 × 19.400)× 25.000 = 630.500 kN/m

② 벽 체

외측벽체

(1.400 × 3.840)× 4 EA × 25.000 = 537.600 kN/m

③ 방호벽

중앙부 방호벽

(	0.050	+	0.130	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	3.375 kN/m
(	0.130	+	0.250	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	1.663 kN/m
(	0.250	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.781 kN/m

공동구 방호벽

(	0.100	+	0.180	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	5.250 kN/m
(	0.180	+	0.300	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	2.100 kN/m
(	0.300	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.938 kN/m

소 계 = 1182.207 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 본선 하부슬래브

(1.000 × 16.800)× 25.000 = 420.000 kN/m

② 벽 체

외측벽체

(0.900 × 6.700)× 2 EA × 25.000 = 301.500 kN/m

중간 벽체

(0.500 × 6.850)× 1 EA × 25.000 = 85.625 kN/m

③ 방호벽

중앙부 방호벽

(	0.050	+	0.130	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	3.375 kN/m
(	0.130	+	0.250	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	1.663 kN/m
(	0.250	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.781 kN/m

공동구 방호벽

(	0.100	+	0.180	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	5.250 kN/m
(	0.180	+	0.300	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	2.100 kN/m
(	0.300	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.938 kN/m

소 계 = 821.232 kN/m

TOTAL = 2003.439 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{2003.439}{407.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 4.475\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 4.475m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하 수위 : G.L-9.4m)

3.3.1 굴착고 : 14.440 m

3.3.2 부력 작용폭 : 40.700 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 5.040 × 23.900 = 1204.560 KN/m

10.000 × 0.433 × 16.800 = 72.744 KN/m

= 1277.304 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3156.439 + 3374.793 + 221.294 = 6752.526 KN/m

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1182.207 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(1.300 × 20.600)× 25.000 = 669.500 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 6 EA × 25.000 = 18.750 kN/m

소 계 = 1870.457 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 821.232 KN/m

② 본선 상부 슬래브

(0.900 × 20.100)× 25.000 = 452.250 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 4 EA × 25.000 = 12.500 kN/m

소 계 = 1285.982 kN/m

TOTAL = 3156.439 kN/m

(3) W3 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 20.600)× 23.000 = 213.210 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (7.550 × 20.600)× 19.000 = 2955.070 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.600)× 20.000 = 0.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (0.400 × 20.100)× 19.000 = 152.760 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.100)× 20.000 = 0.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 40.700)× 21.500 = 43.753 kN/m

TOTAL = 3374.793 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 8.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 8.000 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 8.000 × 0.000)× tan 20° = 221.294 kN/m

3.3.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{6752.526}{1277.304} = 5.287 \geq 1.050 \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L - 1.000 m)

3.4.1 굴착고 : 14.440 m

3.4.2 부력 작용폭 : 40.700 m

3.4.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 13.440 × 23.900 = 3212.160 KN/m

10.000 × 8.833 × 16.800 = 1483.944 KN/m

= 4696.104 KN/m

3.4.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3156.439 + 3518.993 + 141.038 = 6816.470 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 실수위시부력검토 구체자중 = 3156.439 KN/m

TOTAL = 3156.439 kN/m

(2) W_2 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 20.600)× 23.000 = 213.210 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (0.550 × 20.600)× 19.000 = 215.270 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (7.000 × 20.600)× 20.000 = 2884.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (0.400 × 20.100)× 19.000 = 152.760 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.100)× 20.000 = 0.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 40.700)× 21.500 = 43.753 kN/m

TOTAL = 3518.993 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi =$ 1 − sin = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 1.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 7.000 m

$$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$$

$$= 2 \times 30.0 \times 0.000 + 0.500 \times (19.0 \times 1.000^2 + 10.0 \times 7.000^2 + 2 \times 19.0 \times 1.000 \times 7.000) \times \tan 20^\circ = 141.038 \text{ kN/m}$$

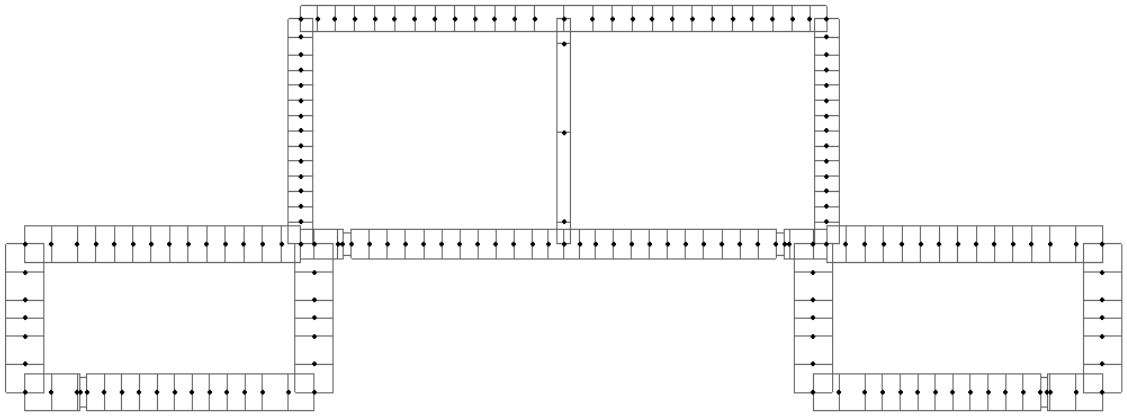
3.4.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{6816.470}{4696.104} = 1.452 \geq 1.050 \quad \therefore \text{O.K}$$

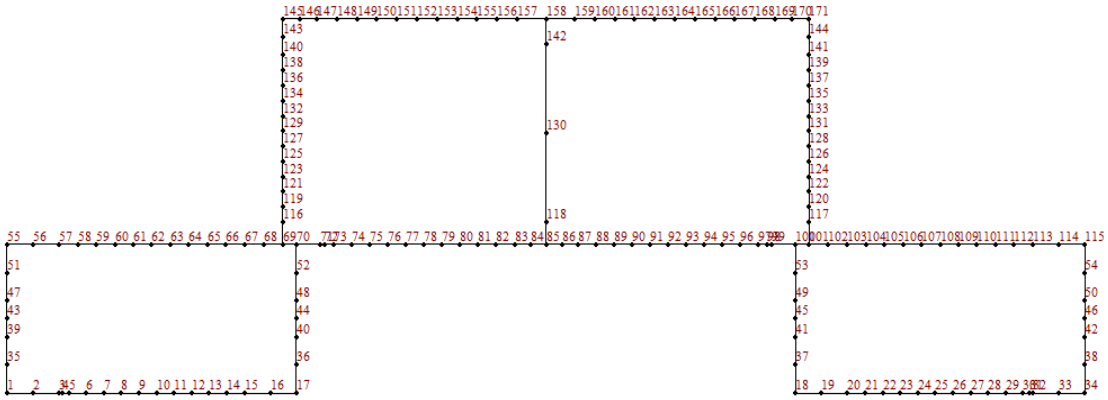
4. 해석모델링

4.1 Modeling

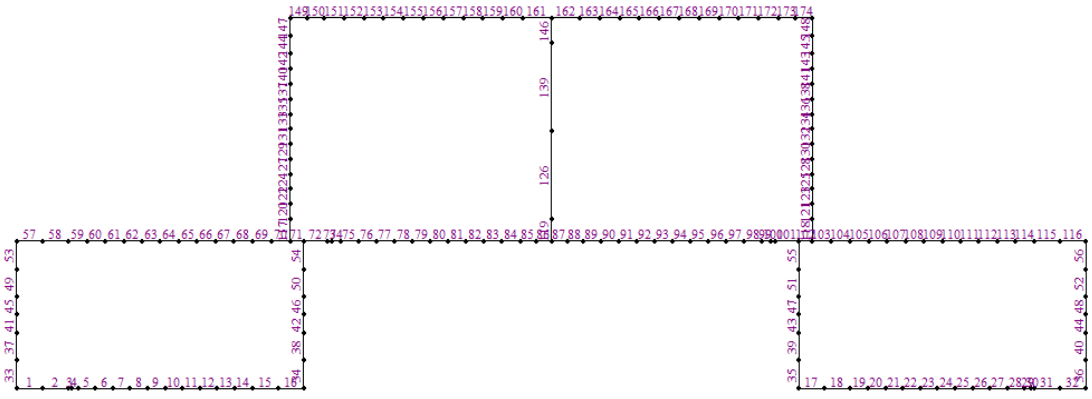
모델링



절점번호



부재번호



4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 상부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 상부슬래브
	3	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 하부슬래브
	4	1.000	1.000	1.000	0.0833333	본선 하부슬래브
	5	1.000	0.220	0.220	0.0008873	풍도 슬래브
벽체	1	1.000	1.400	1.400	0.2286667	램프 벽체
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 외측벽체
	3	1.000	0.500	0.500	0.0104167	본선 중앙벽체

4.3 강역산정

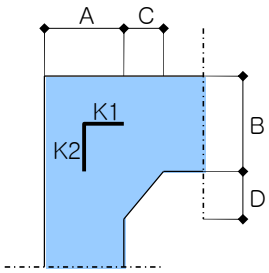
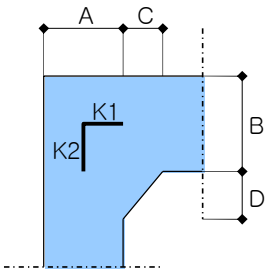
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

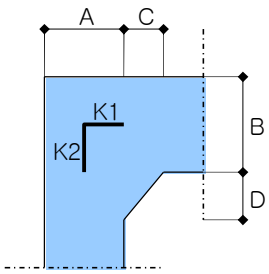
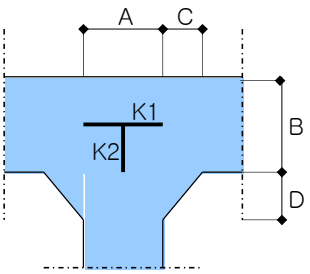
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

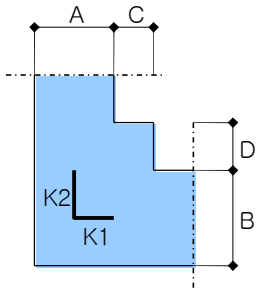
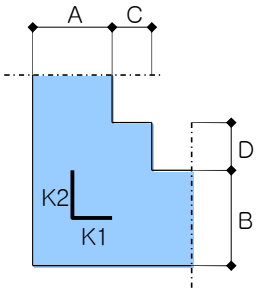
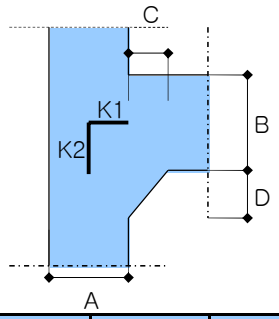
CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

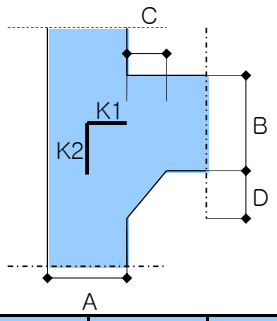
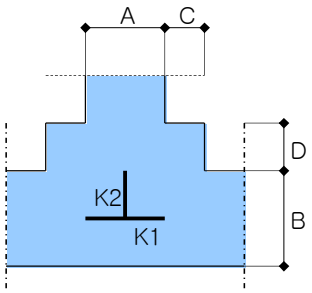
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	(단부)			(접합부)		
상부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.400	m	A	1.400	m
	B	1.300	m	B	1.300	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.550	m	K1	0.550	m
	K2	0.450	m	K2	0.450	m

구분	(단부)			(중앙부)		
상부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.500	m	K1	0.300	m
	K2	0.500	m	K2	0.700	m

구분	(외측 단부)			(내측 단부)			(접합부)		
하부슬래브 램프									
구분	치수	단위	구분	치수	단위	구분	치수	단위
A	1.400	m	A	1.400	m	A	1.400	m
B	1.300	m	B	1.300	m	B	1.300	m
C		m	C		m	C	0.500	m
D		m	D		m	D	0.500	m
Θ1		°	Θ1		°	Θ1	45.000	°
Θ2		°	Θ2		°	Θ2	45.000	°
K1	0.375	m	K1	0.375	m	K1	0.550	m
K2	0.300	m	K2	0.300	m	K2	0.450	m

구분	(단부)			(중앙부)		
하부슬래브 본선						
구분	치수	단위	구분	치수	단위	
A	1.400	m	A	0.500	m	
B	1.000	m	B	1.000	m	
C	0.500	m	C		m	
D	0.500	m	D		m	
Θ1	45.000	°	Θ1		°	
Θ2	45.000	°	Θ2		°	
K1	0.700	m	K1		m	
K2	0.300	m	K2	0.375	m	

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = (1 / 0.3)·α·E_0

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 60000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 60000 = 800000 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(23.90 × 23.90) = 23.90 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 800000 x (23.90 / 0.3) $^{-3/4}$ = 30,001 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.7000 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	24,751	1 34
2	(0.9500 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	28,501	2 33
3	(0.9500 + 0.1000) / 2 × 30,001	=	15,750	3 32
4	(0.1000 + 0.2500) / 2 × 30,001	=	5,250	4 31
5	(0.2500 + 0.6400) / 2 × 30,001	=	13,350	5 30
6	(0.6400 + 0.6400) / 2 × 30,001	=	19,200	6TO14 21TO29
7	(0.6400 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	23,851	15 20
8	(0.9500 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	28,501	16 19
9	(0.9500 + 0.7000) / 2 × 30,001	=	24,751	17 18

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(16.80 × 16.80) = 16.80 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (16.80 / 0.3) $^{-3/4}$ = 18,237 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8500 + 0.2000) / 2 × 18,237	=	9,574	71 99
2	(0.2000 + 0.3000) / 2 × 18,237	=	4,559	72 98
3	(0.3000 + 0.6600) / 2 × 18,237	=	8,754	73 97
4	(0.6600 + 0.6600) / 2 × 18,237	=	12,036	74TO82 88TO96
5	(0.6600 + 0.5750) / 2 × 18,237	=	11,261	83 87
6	(0.5750 + 0.5750) / 2 × 18,237	=	10,486	84 TO 86

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

6.2 활하중 ····· LC02~07

(1) 노면 활하중

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m²)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

D/B0 < 0.5		
D/B0	Pvl × D, kN/m2	비 고
0.1	17.000	* D/B0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B0 중노면활하중(Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

D/B_0 = 8.000 / 10.300 = 0.777

노면활하중 Pvl = 10.000 kN/㎡

노면활하중에 의한 측압 (hl) = 10.000 × 0.500 = 5 kN/㎡

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W_{L1}) ∴ W_{L1} = **10.000** kN/m^2

② 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (연직하중 - 지하수가 없을 경우) ····· LC8

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000 kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000 kN/m^2
· 토 사	:	2.000	×	19.00	=	38.000 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**49.075** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350 kN/m^2
· 토 사	:	7.500	×	19.00	=	142.500 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**153.925** kN/m^2

6.4 토압 (연직하중 - 지하수가 있는 경우 : GL -1.000 m) ····· LC9

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000	kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	1.000	×	19.00	=	19.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	1.000	×	10.00	=	10.000	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**40.075**	kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.550	×	19.00	=	10.450	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	6.950	×	10.00	=	69.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**91.375**	kN/m^2

6.5 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.00 × 19.00 + (0.40 + 0.90 / 2) × 19.0]
= **8.075** kN/m^2

· W_{h2} = 8.075 + 0.500 × [7.800 x 19.0] = **82.175** kN/m^2

· W_{h3} = 82.175 + 0.500 × [5.140 x 19.0] = **131.005** kN/m^2

6.6토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.00 × 19.00 + (0.40 + 0.90 / 2) × 19.0]
= **8.075** kN/m^2

· W_{h2} = 8.075 + 0.500 × [0.15 × 19.00 + 7.650 x 10.0] = **47.750** kN/m^2

· W_{h3} = 47.750 + 0.500 × [5.140 x 10.0] = **73.450** kN/m^2

6.7 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 상부슬래브 : 본선

· W_{w1} = (0.00 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **0.000** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· W_{w1} = (7.00 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **70.000** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{w2}) : 양수압

· W_{w1} = (0.40 + 8.750 - 1.00) × 10.0 = **81.500** kN/m^2

④ 램프(도로부), 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{w2}) : 양수압

· W_{w1} = (8.00 + 6.440 - 1.00) × 10.0 = **134.400** kN/m^2

6.8 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

- W_{w1} = = 0.000 kN/m²
- W_{w2} = 0.000 + (0.150) x 10.0 = 1.500 kN/m²
- W_{w3} = 1.500 + (7.650) x 10.0 = 78.000 kN/m²
- W_{w4} = 78.000 + (5.140) x 10.0 = 129.400 kN/m²

6.9 건조수축 : - 15℃ (상부슬래브만 재하) ····· LC14

건조수축률 ε = 0.00015

온도선팽창계수 α = 0.00001

6.10 부등침하 : ····· LC15

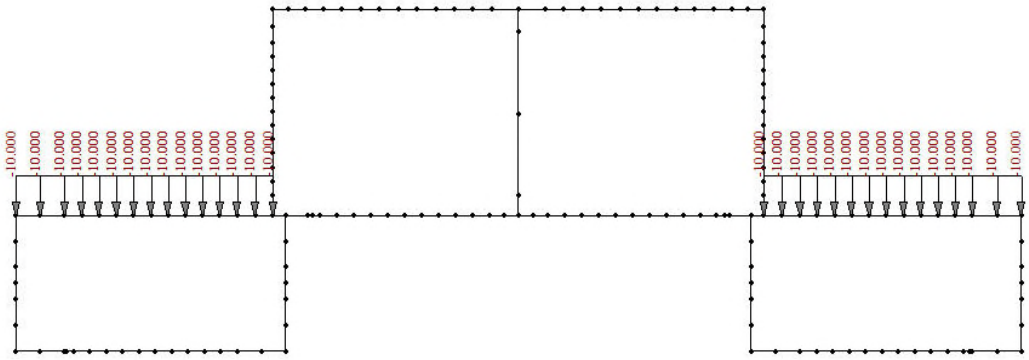
부등 침하량 차이 δ = 3.47mm 지반조사보고서 참조

7. 하중재하도

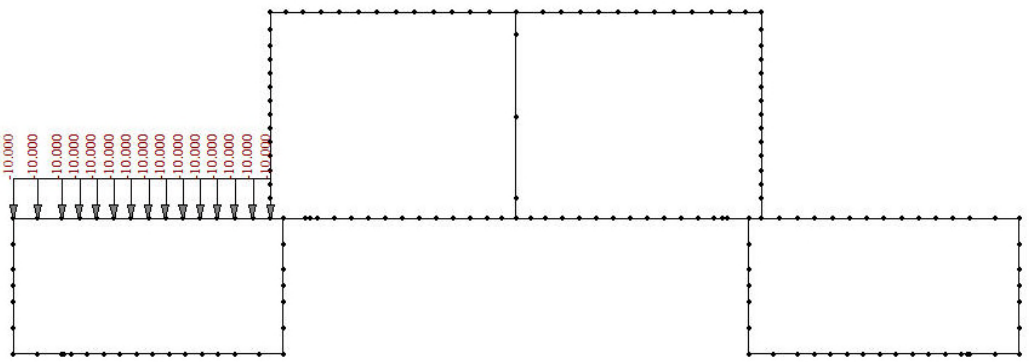
LC1. 고정하중(자중)

프로그램내에서 자동 계산

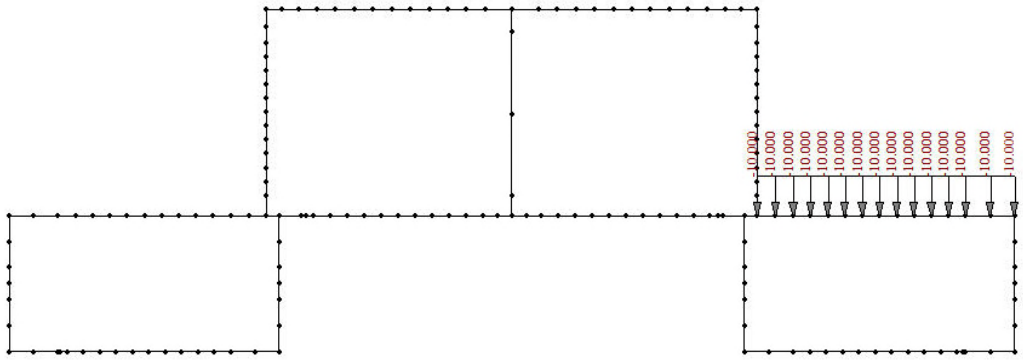
LC2. 활하중(연직하중 만재하시)



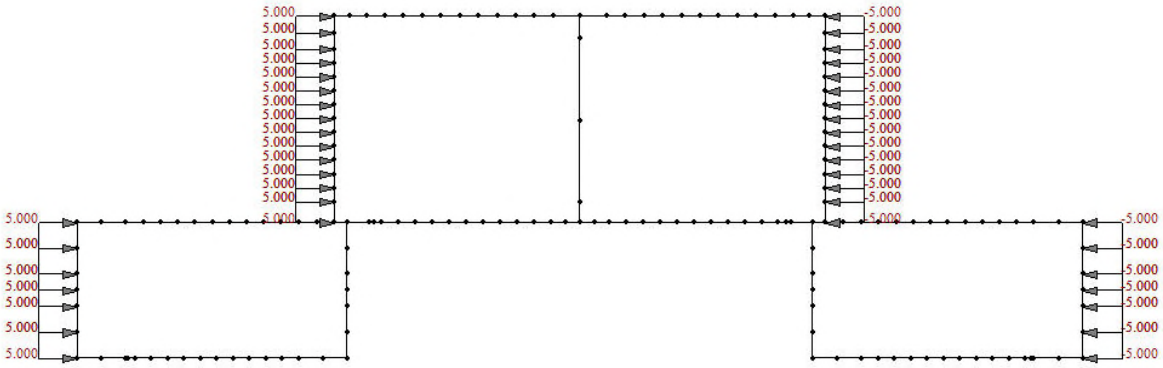
LC3. 활하중(연직하중 좌측편재하시)



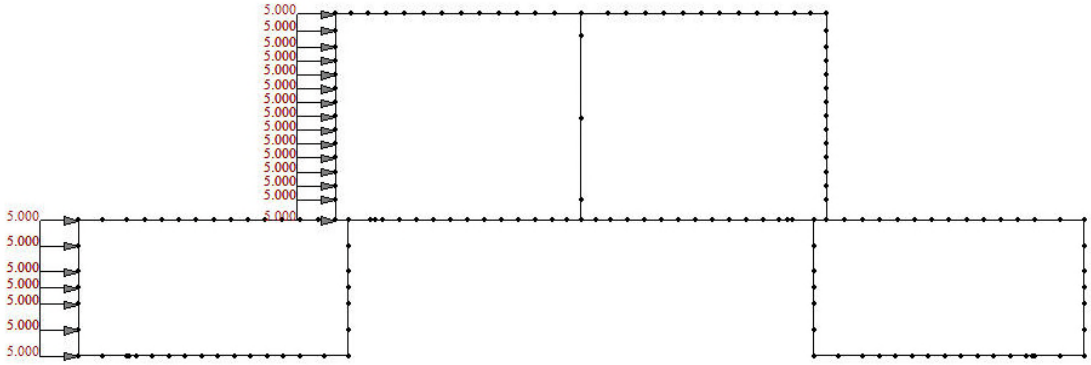
LC4. 활하중(연직하중 우측편재하시)



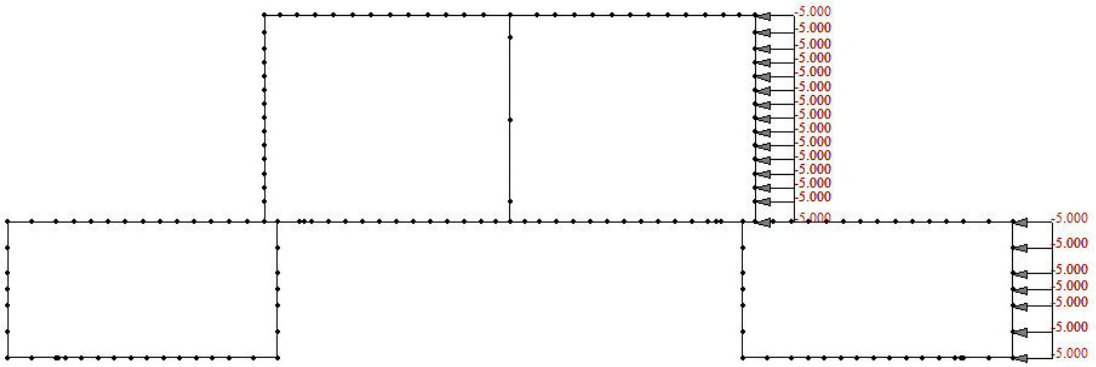
LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



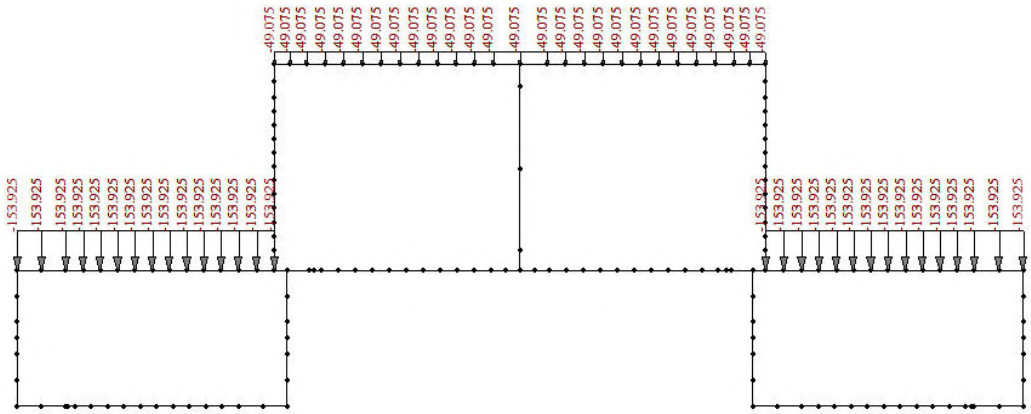
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



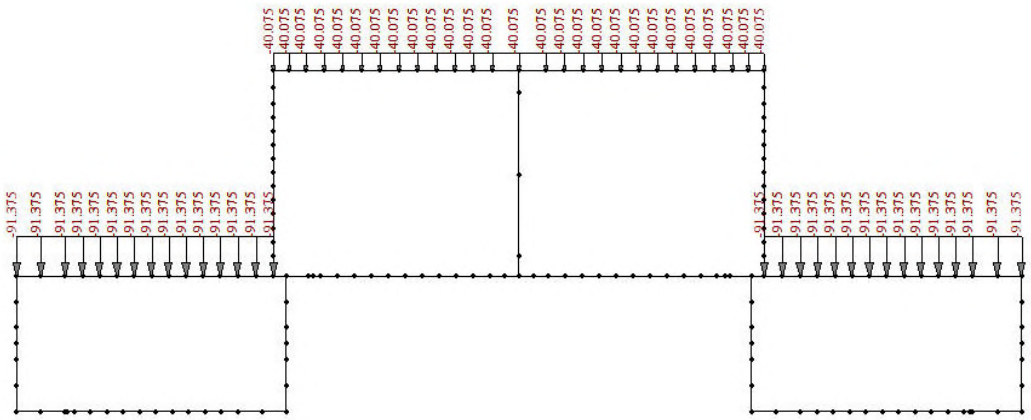
LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



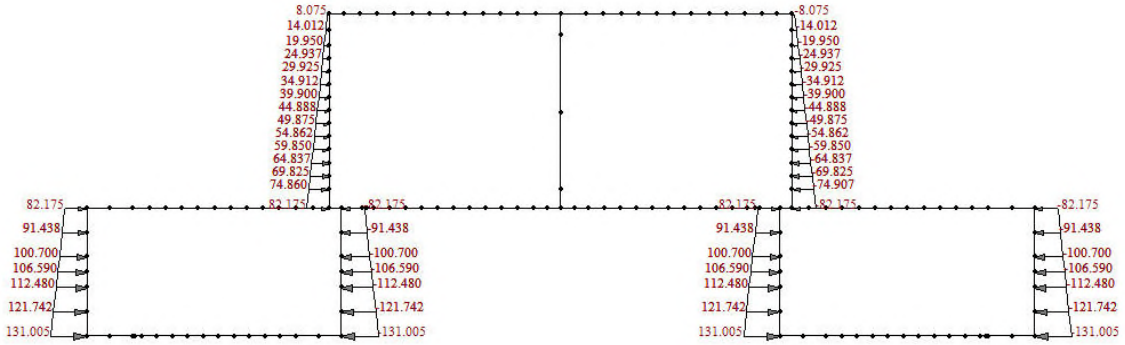
LC8. 토압(연직하중 지하수無)



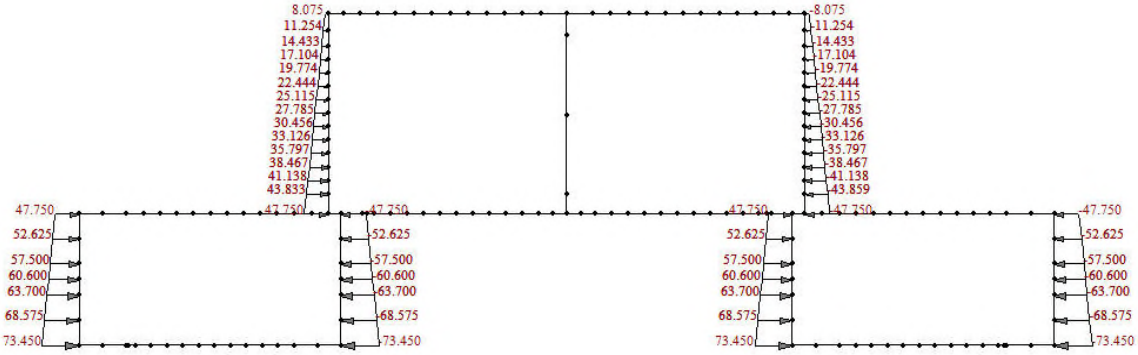
LC9. 토압(연직하중 지하수有)



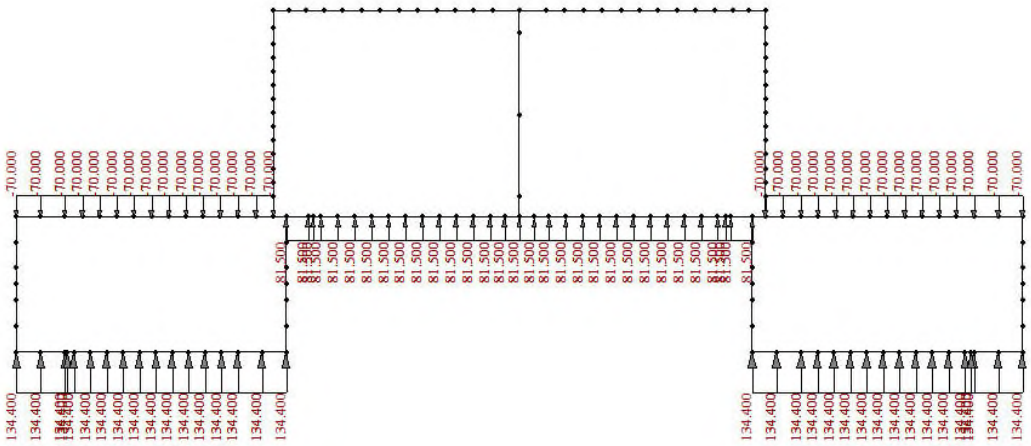
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



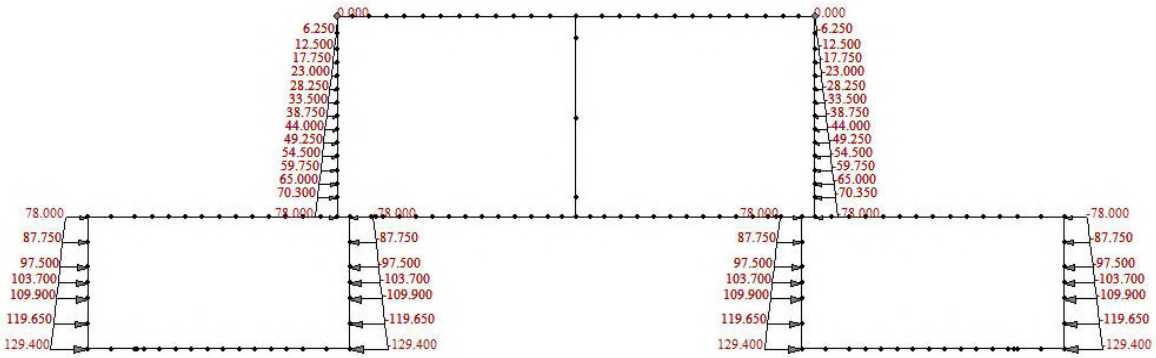
LC11. 토압(수평하중 지하수有)



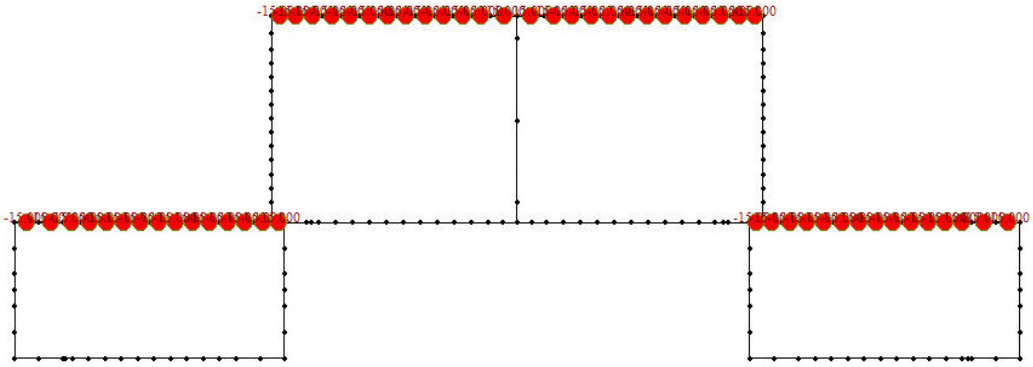
LC12. 수압(연직하중)



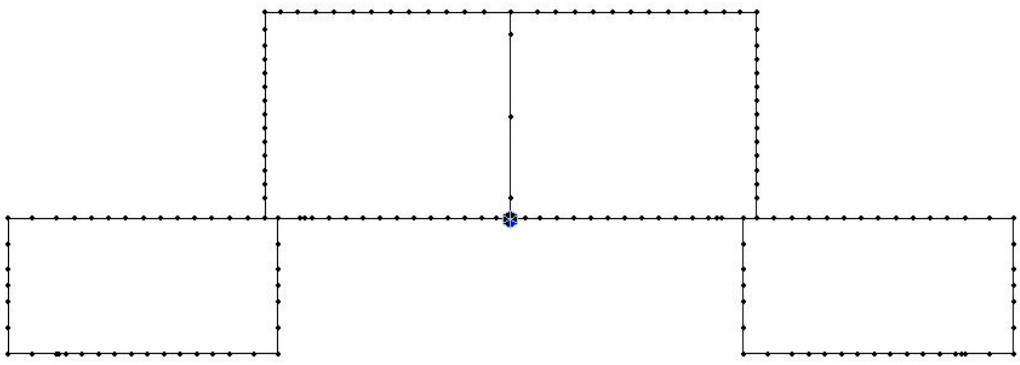
LC13. 수압(수평하중)



LC14. 건조수축하중



LC15. 부등침하



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

$h \leq 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

$h > 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$

적용토피 = 3.000 m $\alpha_H = 1.05 - 0.025 \times 3.00$

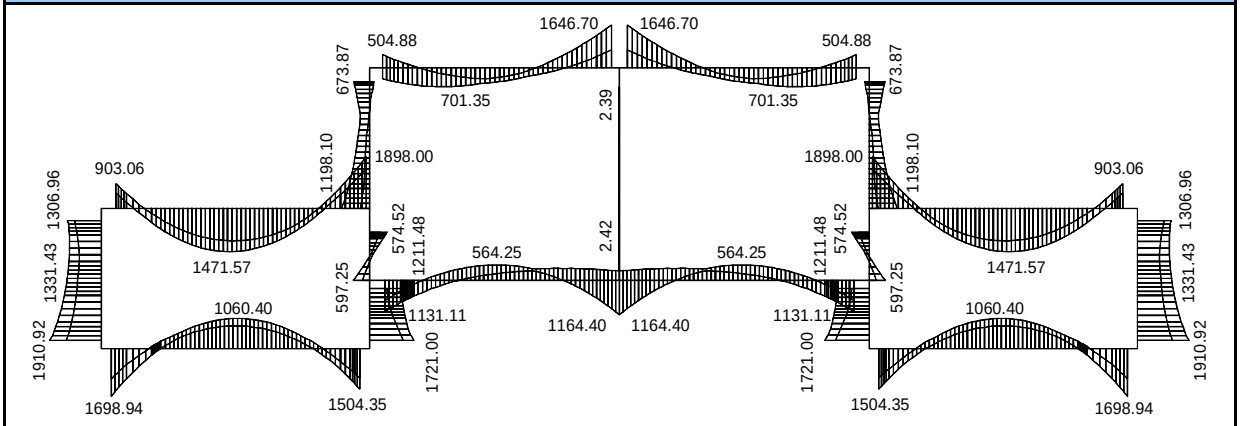
$= 0.975 \geq 0.875$ $\therefore \alpha_H = 0.975$

하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	부등침하	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC15	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			

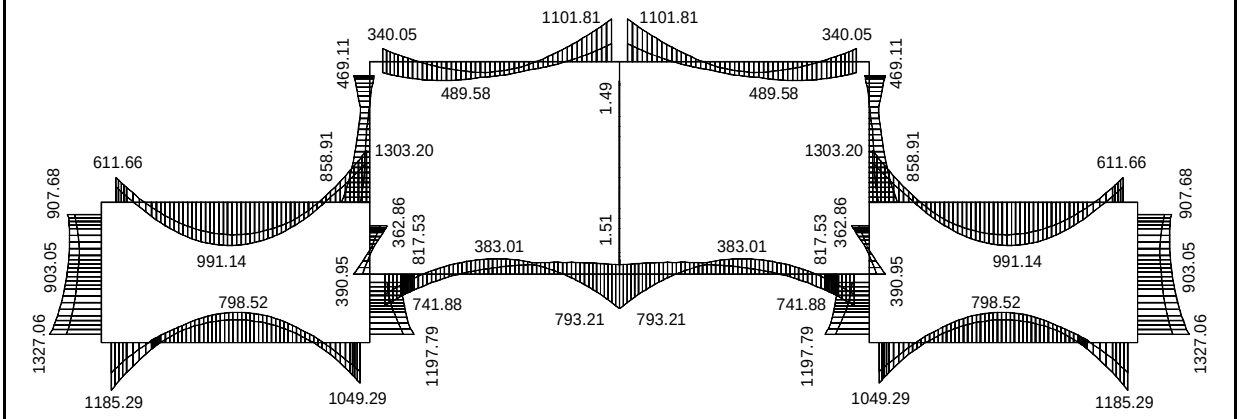
9. 단면력도

9.1 B4-1 (B3 0+579 구조계산서 참조)

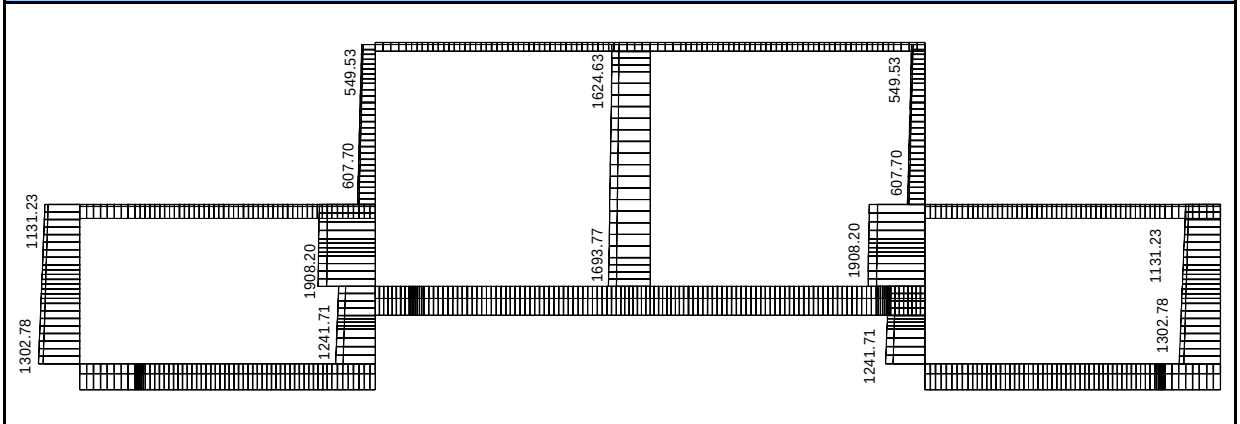
계수하중 – 모멘트도(B.M.D)



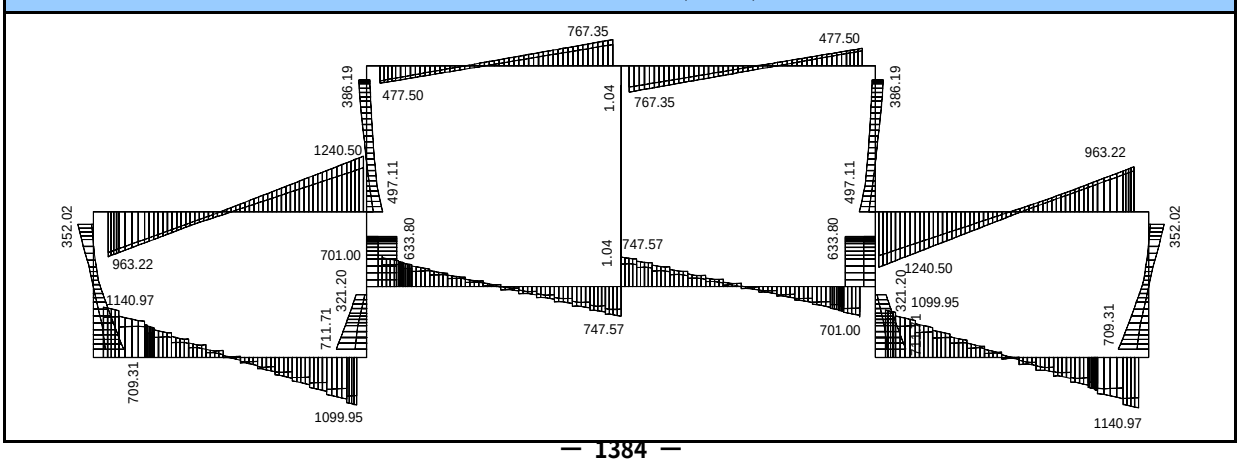
사용하중 – 모멘트도(B.M.D)



계수하중 – 축력도(A.F.D)

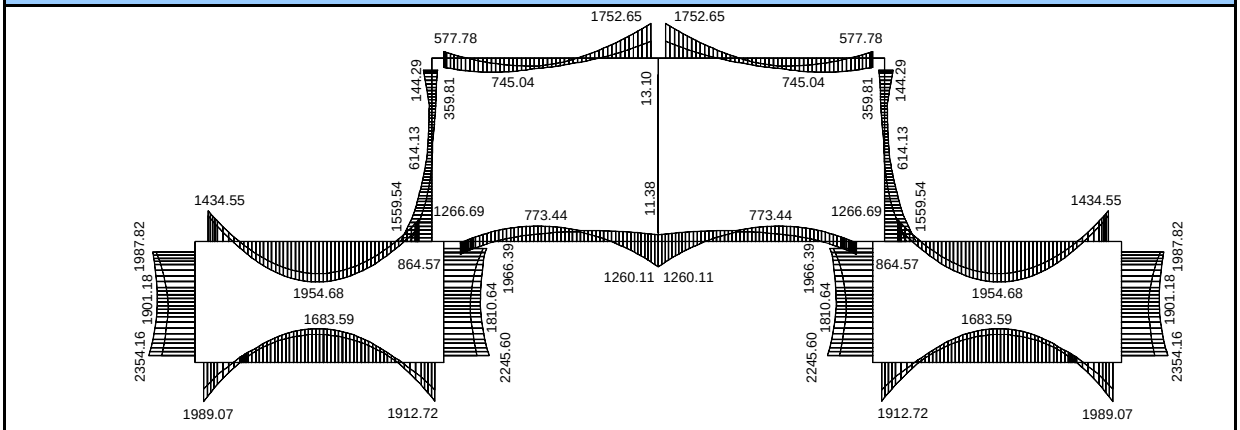


계수하중 – 전단력(S.F.D)

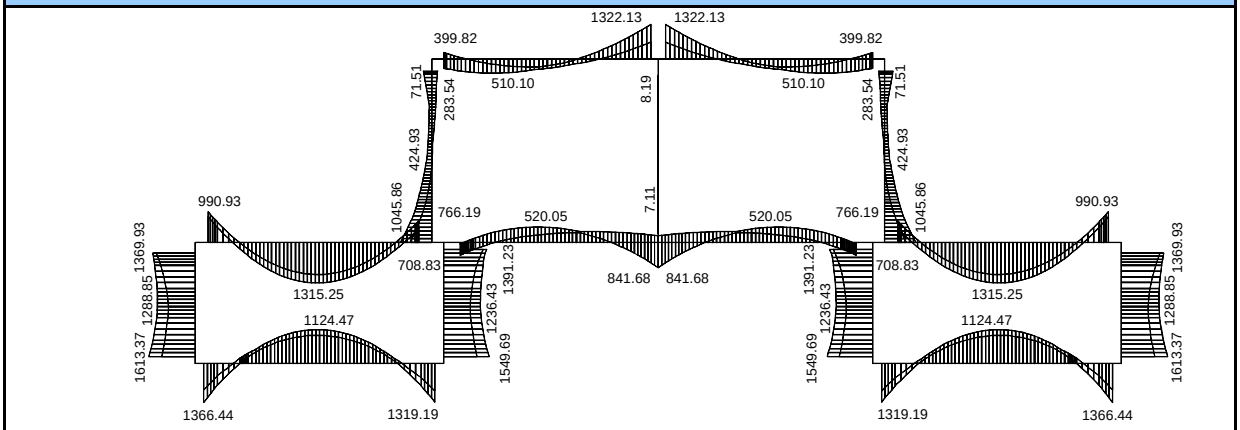


9.2 B4-2

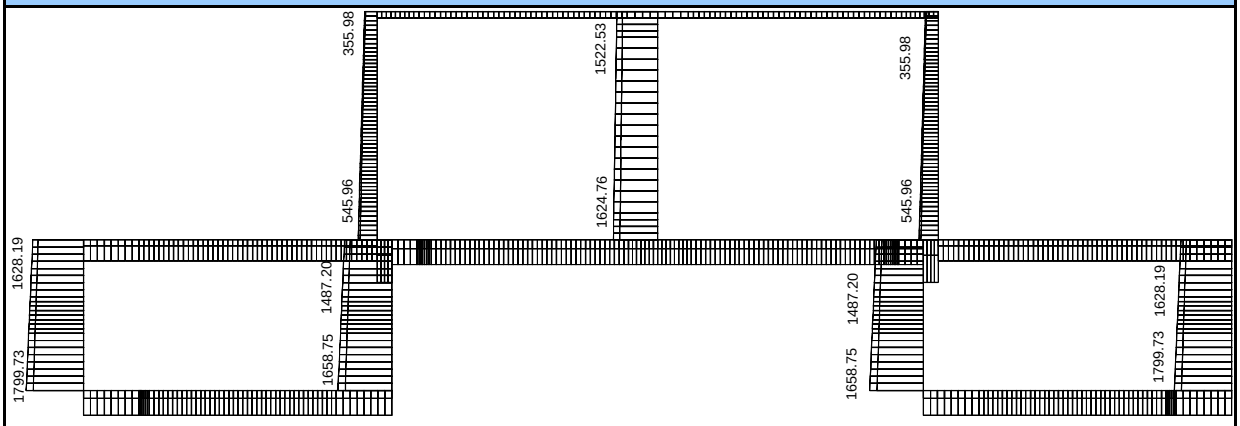
계수하중 - 모멘트도(B.M.D)



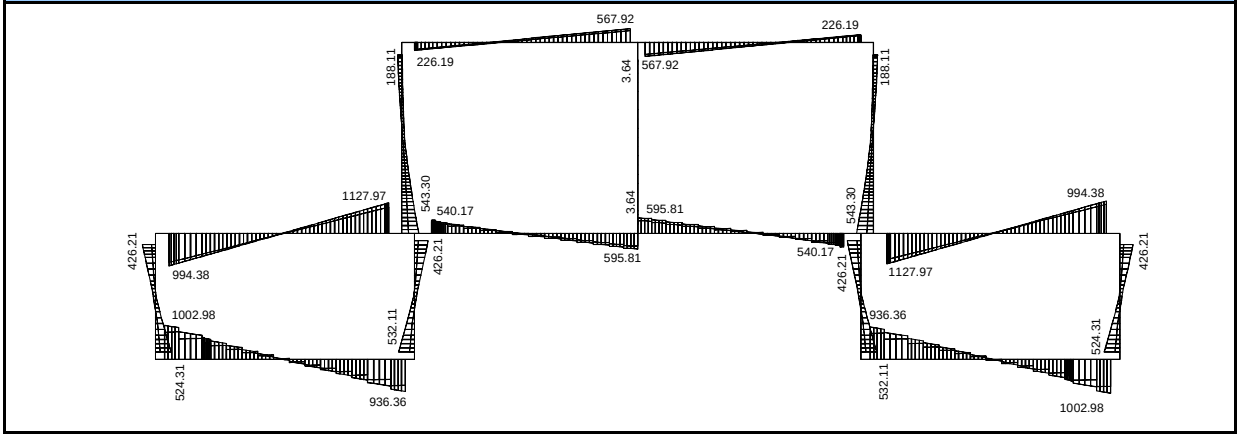
사용하중 - 모멘트도(B.M.D)



계수하중 - 축력도(A.F.D)



계수하중 - 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 B4-1 부재력 집계표(B3 0+579 구조계산서 부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	램프벽체부	903.060		649.420	611.660	1447.230		710.800	1447.230	-	710.800	611.660	지진시	지진시
	램프중앙부	1471.570		0.000	991.140	1187.570		0.000	1471.570	-	0.000	991.140	상시	상시
	램프접합부	1898.000		926.700	1303.200	1969.420		834.800	1969.420	-	926.700	1303.200	지진시	상시
	본선접합부	504.880		407.330	336.360	758.190		449.220	758.190	0.000	449.220	336.360	지진시	지진시
	본선중앙부	701.350		0.000	489.170	457.370		0.000	701.350	0.000	0.000	489.170	상시	상시
	중앙벽체부	1646.700		673.330	1101.810	946.940		463.430	1646.700	0.000	673.330	1101.810	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1698.940	-	750.430	1185.290	1659.910	-	704.190	1698.940	-	750.430	1185.290	상시	상시
	램프중앙부	1060.400	-	0.000	798.520	1154.240	-	0.000	1154.240	-	0.000	798.520	지진시	상시
	램프접합부	1504.350	-	781.240	1049.290	1400.970	-	723.560	1504.350	-	781.240	1049.290	상시	상시
	본선접합부	1131.110	-	587.020	741.880	993.300	0.000	557.180	1131.110	0.000	587.020	741.880	상시	상시
	본선중앙부	564.250	-	0.000	383.010	459.450	0.000	0.000	564.250	0.000	0.000	383.010	상시	상시
	중앙벽체부	1164.400	-	540.930	793.210	978.490	0.000	434.720	1164.400	0.000	540.930	793.210	상시	상시
	램프측구	298.440	-	716.770	234.920	696.140	0.000	673.520	696.140	0.000	716.770	234.920	지진시	상시
	본선측구	752.790	-	548.540	484.100	606.520	0.000	523.000	752.790	0.000	548.540	484.100	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	1306.960	1023.990	269.420	907.680	1783.820	549.350	416.620	1783.820	549.350	416.620	907.680	지진시	지진시
		Pmax	921.080	1131.230	269.420	907.680	325.290	1047.240	416.620	921.080	1131.230	416.620	907.680	상시	지진시
	중앙부(-)	Mmax	1331.430	1219.980	0.000	903.050	1323.090	707.730	0.000	1331.430	1219.980	0.000	903.050	상시	상시
		Pmax	1085.790	1222.460	0.000	903.050	505.920	1078.210	0.000	1085.790	1222.460	0.000	903.050	상시	상시
	하단부	Mmax	1910.920	1300.220	305.720	1327.060	1877.720	1596.100	366.800	1910.920	1300.220	366.800	1327.060	상시	지진시
		Pmax	1910.880	1302.780	305.720	1327.060	551.620	1149.830	366.800	1910.880	1302.780	366.800	1327.060	상시	지진시
내측 벽체	상단부	Mmax	574.520	1869.040	633.800	362.860	697.120	1514.490	718.160	697.120	1514.490	718.160	362.860	지진시	지진시
		Pmax	511.090	1883.490	633.800	362.860	625.320	1528.290	718.160	511.090	1883.490	718.160	362.860	상시	지진시
	중앙부(-)	Mmax	1211.480	1129.620	321.200	817.530	1022.450	996.750	348.310	1211.480	1129.620	348.310	817.530	상시	지진시
		Pmax	860.560	1161.390	321.200	817.530	1022.450	996.750	348.310	860.560	1161.390	348.310	817.530	상시	지진시
	하단부	Mmax	1721.000	1227.650	544.080	1197.790	1597.800	1114.230	476.430	1721.000	1227.650	544.080	1197.790	상시	상시
		Pmax	1700.420	1241.710	544.080	1197.790	1597.800	1114.230	476.430	1700.420	1241.710	544.080	1197.790	상시	상시

※ 벽체 : 본 선

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	붕괴방지수준			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	673.870	534.980	417.750	469.110	820.400	227.050	355.800	820.400	227.050	417.750	469.110	지진시	상시
		Pmax	632.940	549.530	417.750	469.110	146.380	589.740	355.800	146.380	589.740	417.750	469.110	지진시	상시
	중앙부(+)	Mmax								0.000	0.000	0.000	0.000	상시	상시
		Pmax								0.000	0.000	0.000	0.000	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1198.100	580.430	448.400	858.910	977.540	295.370	309.430	1198.100	580.430	448.400	858.910	상시	상시
		Pmax	867.870	607.700	448.400	858.910	145.080	637.620	309.430	145.080	637.620	448.400	858.910	지진시	상시
	하단부	Mmax	597.250	1751.360	633.800	390.950	630.060	995.950	721.250	630.060	995.950	721.250	390.950	지진시	지진시
		Pmax	541.550	1908.200	633.800	390.950	264.590	1553.000	721.250	541.550	1908.200	721.250	390.950	상시	지진시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	2.390	1601.810	1.040	1.490	199.230	1080.630	83.580	199.230	1080.630	83.580	1.490	지진시	지진시
		Pmax	2.390	1624.630	1.040	1.490	174.250	1095.340	83.580	2.390	1624.630	83.580	1.490	상시	지진시
	중앙부(+)	Mmax								0.000	0.000	0.000	0.000	상시	상시
		Pmax								0.000	0.000	0.000	0.000	상시	상시
	하단부	Mmax	2.420	1685.660	1.040	1.510	206.730	1164.480	92.490	206.730	1164.480	92.490	1.510	지진시	지진시
		Pmax	2.420	1693.770	1.040	1.510	206.730	1164.480	92.490	2.420	1693.770	92.490	1.510	상시	지진시

10.2 B4-2 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	램프벽체부	1434.550		994.380	990.930	1746.910		917.770	1746.910	-	994.380	990.930	지진시	상시
	램프중앙부	1954.680		0.000	1315.250	1472.940		0.000	1954.680	-	0.000	1315.250	상시	상시
	램프접합부	1266.690		1127.970	766.190	1475.160		972.330	1475.160	-	1127.970	766.190	지진시	상시
	본선접합부	577.780		226.190	399.820	803.250		172.470	803.250	-	226.190	399.820	지진시	상시
	본선중앙부	745.040		0.000	510.100	823.790		0.000	823.790	-	0.000	510.100	지진시	상시
	중앙벽체부	1752.650		567.920	1318.130	1730.040		532.610	1752.650	-	567.920	1318.130	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1989.070	-	1002.980	1366.440	1963.660	-	914.100	1989.070	-	1002.980	1366.440	상시	상시
	램프중앙부	1683.590	-	0.000	1124.470	1526.760	-	0.000	1683.590	-	0.000	1124.470	상시	상시
	램프접합부	1912.720	-	936.360	1319.190	1993.560	-	867.350	1993.560	-	936.360	1319.190	지진시	상시
	본선접합부	864.570	-	540.170	708.830	1142.230	-	536.340	1142.230	-	540.170	708.830	지진시	상시
	본선중앙부	773.440	-	0.000	520.050	534.200	-	0.000	773.440	-	0.000	520.050	상시	상시
	중앙벽체부	1260.110	-	595.810	841.680	1076.490	-	245.950	1260.110	-	595.810	841.680	상시	상시
	램프측구	523.390	-	956.750	391.250	906.100	-	872.370	906.100	-	956.750	391.250	지진시	상시
	본선측구	682.460	-	498.310	569.890	944.540	-	501.600	944.540	-	501.600	569.890	지진시	지진시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	1987.820	1549.530	426.210	1369.930	2315.280	785.990	337.630	2315.280	785.990	426.210	1369.930	지진시	상시
		Pmax	1895.000	1628.190	426.210	1369.930	592.990	1397.110	337.630	1895.000	1628.190	426.210	1369.930	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	1689.980	919.220	0.000	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	상시	상시
		Pmax	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	827.710	1443.590	0.000	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	상시	상시
	하단부	Mmax	2354.160	1799.730	524.310	1613.370	2261.280	1034.520	658.500	2354.160	1799.730	658.500	1613.370	상시	지진시
		Pmax	2354.160	1799.730	524.310	1613.370	628.640	1490.040	658.500	2354.160	1799.730	658.500	1613.370	상시	지진시
내측 벽체	상단부	Mmax	1966.390	1181.080	426.210	1391.230	2217.220	1085.000	340.990	2217.220	1085.000	426.210	1391.230	지진시	상시
		Pmax	1514.890	1487.200	426.210	1391.230	2042.850	1121.700	340.990	1514.890	1487.200	426.210	1391.230	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1810.640	1494.210	0.000	1236.430	1627.900	1241.500	0.000	1810.640	1494.210	0.000	1236.430	상시	상시
		Pmax	1428.400	1578.430	0.000	1236.430	1593.410	1242.710	0.000	1428.400	1578.430	0.000	1236.430	상시	상시
	하단부	Mmax	2245.600	1656.240	532.110	1549.690	2256.080	1352.050	658.950	2256.080	1352.050	658.950	1549.690	지진시	지진시
		Pmax	2235.230	1658.750	532.110	1549.690	2256.080	1352.050	658.950	2235.230	1658.750	658.950	1549.690	상시	지진시

※ 벽체 : 본 선

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	붕괴방지수준			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	144.290	339.440	188.110	71.510	648.680	267.870	256.740	648.680	267.870	256.740	71.510	지진시	지진시
		Pmax	133.250	355.980	188.110	71.510	619.850	283.740	256.740	133.250	355.980	256.740	71.510	상시	지진시
	중앙부(+)	Mmax	359.810	253.160	0.000	283.540	648.680	267.870	0.000	648.680	267.870	0.000	283.540	지진시	상시
		Pmax	133.250	355.980	0.000	274.690	619.850	283.740	0.000	133.250	355.980	0.000	274.690	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	614.130	383.570	0.000	424.930	538.260	199.100	0.000	614.130	383.570	0.000	424.930	상시	상시
		Pmax	339.730	469.840	0.000	424.930	124.990	397.710	0.000	339.730	469.840	0.000	424.930	상시	상시
	하단부	Mmax	1559.540	477.780	543.300	1045.860	1635.660	259.870	592.220	1635.660	259.870	592.220	1045.860	지진시	지진시
		Pmax	1282.130	545.960	543.300	1045.860	305.790	473.870	592.220	1282.130	545.960	592.220	1045.860	상시	지진시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	13.100	1467.910	3.640	8.190	153.040	719.510	39.490	153.040	719.510	39.490	8.190	지진시	지진시
		Pmax	1.240	1522.530	3.640	7.840	146.220	1319.140	39.490	1.240	1522.530	39.490	7.840	상시	지진시
	중앙부(+)	Mmax	9.940	1571.320	0.000	6.210	147.350	1410.050	0.000	147.350	1410.050	0.000	6.210	지진시	상시
		Pmax	1.260	1613.440	0.000	6.210	147.350	1410.050	0.000	1.260	1613.440	0.000	6.210	상시	상시
	하단부	Mmax	11.380	1582.650	3.640	7.110	169.490	1421.380	56.520	169.490	1421.380	56.520	7.110	지진시	지진시
		Pmax	1.420	1624.760	3.640	7.110	169.490	1421.380	56.520	1.420	1624.760	56.520	7.110	상시	지진시

10.3 부재력 집계표(단면검토에 적용)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	램프벽체부	1434.550		994.380	990.930	1746.910		917.770	1746.910	-	994.380	990.930	지진시	상시
	램프중앙부	1954.680		0.000	1315.250	1472.940		0.000	1954.680	-	0.000	1315.250	상시	상시
	램프접합부	1898.000		1127.970	1303.200	1969.420		972.330	1969.420	-	1127.970	1303.200	지진시	상시
	본선접합부	577.780		407.330	399.820	803.250		449.220	803.250	-	449.220	399.820	지진시	지진시
	본선중앙부	745.040		0.000	510.100	823.790		0.000	823.790	-	0.000	510.100	지진시	상시
	중앙벽체부	1752.650		673.330	1318.130	1730.040		532.610	1752.650	-	673.330	1318.130	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1989.070		1002.980	1366.440	1963.660		914.100	1989.070	-	1002.980	1366.440	상시	상시
	램프중앙부	1683.590		0.000	1124.470	1526.760		0.000	1683.590	-	0.000	1124.470	상시	상시
	램프접합부	1912.720		936.360	1319.190	1993.560		867.350	1993.560	-	936.360	1319.190	지진시	상시
	본선접합부	1131.110		587.020	741.880	1142.230		557.180	1142.230	-	587.020	741.880	지진시	상시
	본선중앙부	773.440		0.000	520.050	534.200		0.000	773.440	-	0.000	520.050	상시	상시
	중앙벽체부	1260.110		595.810	841.680	1076.490		434.720	1260.110	-	595.810	841.680	상시	상시
	램프측구	523.390		956.750	391.250	906.100		872.370	906.100	-	956.750	391.250	지진시	상시
	본선측구	752.790		548.540	569.890	944.540		523.000	944.540	-	548.540	569.890	지진시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	1987.820	1549.530	426.210	1369.930	2315.280	785.990	416.620	2315.280	785.990	426.210	1369.930	지진시	상시
		Pmax	1895.000	1628.190	426.210	1369.930	592.990	1397.110	416.620	1895.000	1628.190	426.210	1369.930	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	1689.980	919.220	0.000	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	상시	상시
		Pmax	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	827.710	1443.590	0.000	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	상시	상시
	하단부	Mmax	2354.160	1799.730	524.310	1613.370	2261.280	1034.520	658.500	2354.160	1799.730	658.500	1613.370	상시	지진시
		Pmax	2354.160	1799.730	524.310	1613.370	628.640	1490.040	658.500	2354.160	1799.730	658.500	1613.370	상시	지진시
내측 벽체	상단부	Mmax	1966.390	1181.080	633.800	1391.230	2217.220	1085.000	718.160	2217.220	1085.000	718.160	1391.230	지진시	지진시
		Pmax	511.090	1883.490	633.800	1391.230	625.320	1528.290	718.160	511.090	1883.490	718.160	1391.230	상시	지진시
	중앙부(-)	Mmax	1810.640	1494.210	321.200	1236.430	1627.900	1241.500	348.310	1810.640	1494.210	348.310	1236.430	상시	지진시
		Pmax	1428.400	1578.430	321.200	1236.430	1593.410	1242.710	348.310	1428.400	1578.430	348.310	1236.430	상시	지진시
	하단부	Mmax	2245.600	1656.240	544.080	1549.690	2256.080	1352.050	658.950	2256.080	1352.050	658.950	1549.690	지진시	지진시
		Pmax	2235.230	1658.750	544.080	1549.690	2256.080	1352.050	658.950	2235.230	1658.750	658.950	1549.690	상시	지진시

※ 벽체 : 본 선

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	붕괴방지수준			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	673.870	534.980	417.750	469.110	820.400	227.050	355.800	820.400	227.050	417.750	469.110	지진시	상시
		Pmax	632.940	549.530	417.750	469.110	619.850	283.740	355.800	632.940	549.530	417.750	469.110	상시	상시
	중앙부(+)	Mmax	359.810	253.160	0.000	283.540	648.680	267.870	0.000	648.680	267.870	0.000	283.540	지진시	상시
		Pmax	133.250	355.980	0.000	274.690	619.850	283.740	0.000	133.250	355.980	0.000	274.690	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1198.100	580.430	448.400	858.910	977.540	295.370	309.430	1198.100	580.430	448.400	858.910	상시	상시
		Pmax	867.870	607.700	448.400	858.910	145.080	637.620	309.430	145.080	637.620	448.400	858.910	지진시	상시
	하단부	Mmax	1559.540	477.780	633.800	1045.860	1635.660	259.870	721.250	1635.660	259.870	721.250	1045.860	지진시	지진시
		Pmax	1282.130	545.960	633.800	1045.860	305.790	473.870	721.250	1282.130	545.960	721.250	1045.860	상시	지진시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	13.100	1467.910	3.640	8.190	199.230	1080.630	83.580	199.230	1080.630	83.580	8.190	지진시	지진시
		Pmax	2.390	1624.630	3.640	7.840	174.250	1095.340	83.580	2.390	1624.630	83.580	7.840	상시	지진시
	중앙부(+)	Mmax	9.940	1571.320	0.000	6.210	147.350	1410.050	0.000	147.350	1410.050	0.000	6.210	지진시	상시
		Pmax	1.260	1613.440	0.000	6.210	147.350	1410.050	0.000	1.260	1613.440	0.000	6.210	상시	상시
	하단부	Mmax	11.380	1582.650	3.640	7.110	206.730	1164.480	92.490	206.730	1164.480	92.490	7.110	지진시	지진시
		Pmax	2.420	1693.770	3.640	7.110	206.730	1164.480	92.490	2.420	1693.770	92.490	7.110	상시	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
상부슬래브	램프 벽체부	1434.55	990.93	-	1746.91	1746.91	994.38	2309.76	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.32	306.35	125.00
	램프 중앙부	1954.68	1315.25	-	1472.94	1954.68		2515.86		1.00	1.300 1.220	0.080	H32@250 + H32@250		1.29	410.13	125.00
	램프 접합부	1898.00	1303.20	-	1969.42	1969.42	1127.97	2309.76	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.17	181.72	125.00
	본선 접합부	577.78	399.82	-	803.25	803.25	449.22	1610.83		1.00	1.067 0.967	0.100	H29@250 + H29@250		2.01	687.07	125.00
	본선 중앙부	745.04	510.10	-	823.79	823.79		1081.46		1.00	0.900 0.820	0.080	H25@250 + H25@250		1.31	462.84	125.00
	중앙 벽체부	1752.65	1318.13	-	1730.04	1752.65	673.33	1968.61	1155.14	1.00	1.067 0.967	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.12	125.04	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1989.07	1366.44		1963.66	1989.07	1002.98	2472.66	1732.70	1.00	1.300 1.200	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.24	194.58	125.00
	램프 중앙부	1683.59	1124.47		1526.76	1683.59		2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		1.22	379.72	125.00
	램프 접합부	1912.72	1319.19		1993.56	1993.56	936.36	2472.66	1732.70	1.00	1.300 1.200	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.24	209.08	125.00
	본선 접합부	1131.11	741.88		1142.23	1142.23	587.02	1494.34	1299.53	1.00	1.000 0.900	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.31	387.29	125.00
	본선 중앙부	773.44	520.05		534.20	773.44		1219.28		1.00	1.000 0.920	0.080	H25@250 + H25@250		1.58	529.14	125.00
	중앙 벽체부	1260.11	841.68		1076.49	1260.11	595.81	1494.34	1299.53	1.00	1.000 0.900	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.19	183.58	125.00
	램프측구	523.39	391.25		906.10	906.10	956.75	1581.71	1371.72	1.00	1.030 0.950	0.080	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.75	964.37	125.00
	본선측구	752.79	569.89		944.54	944.54	548.54	1179.82	1108.93	1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.25	456.63	125.00

12. 단면설계

12.1 상부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1746.910	994.380	990.930	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 67.176 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1746910000 = 0

∴ Required As = 3854.214 ㎟ [p = 0.00282]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5138.952 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 79.030 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 79.030) / 79.030

= 0.0489

· ε_t = 0.0489 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2309.759 kN.m > Mu = 1746.910 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 994.380 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 994.380 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 89.565 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 89.565 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 994.380 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00376

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 279.659 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.565 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 151.414 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 151.414 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 306.347 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 416.077 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 306.347 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1954.680	0.000	1315.250	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 85.100 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1954680000 = 0

∴ Required As = 4882.636 ㎟ [p = 0.004]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6510.181 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 100.118 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 100.118) / 100.118

= 0.0336

· ε_t = 0.0336 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2515.864 kN.m > Mu = 1954.680 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00521

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.236

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 287.936 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.128 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 184.168 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 184.168 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 410.132 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 456.106 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 410.132 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1969.420	1127.970	1303.200	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 75.983 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1969420000 = 0

∴ Required As = 4359.540 ㎟ [p = 0.00319]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5812.720 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 89.392 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 89.392) / 89.392

= 0.0429

· ε_t = 0.0429 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2309.759 kN.m > Mu = 1969.420 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 1127.970 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 1127.970 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 145.228 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 145.228 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 1127.970 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00376

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 279.659 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.319 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 199.129 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 199.129 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 181.722 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 316.378 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 181.722 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
803.250	449.220	399.820	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 43.579 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 803250000 = 0

∴ Required As = 2500.325 ㎟ [p = 0.00259]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3333.766 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 51.269 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 51.269) / 51.269

= 0.0536

· ε_t = 0.0536 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1610.828 kN.m > Mu = 803.250 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 449.220 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 449.220 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00532

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 230.192 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.903 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 87.420 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 87.420 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 687.075 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 720.660 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 687.075 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
823.790	0.000	510.100	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 53.227 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 823790000 = 0

∴ Required As = 3053.885 ㎟ [p = 0.00372]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4071.847 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 62.620 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 62.620) / 62.620

= 0.0363

· ε_t = 0.0363 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1081.457 kN.m > Mu = 823.790 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00494

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.231

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 189.203 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.124 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 166.248 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 166.248 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 462.835 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 505.268 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 462.835 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1752.650	673.330	1318.130	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 97.901 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 1752650000 = 0

∴ Required As = 5617.044 ㎟ [p = 0.00581]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 7489.391 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 115.177 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 115.177) / 115.177

= 0.0222

· ε_t = 0.0222 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1968.607 kN.m > Mu = 1752.650 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN < Vu = 673.330 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 673.330 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 96.072 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 96.072 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.615 kN + 635.520 kN

= 1155.135 kN > Vu = 673.330 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00657

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.261

· j = 1 - k / 3 = 0.913

· x = k·d = 252.111 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.847 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 235.050 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 235.050 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 125.035 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 268.028 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 125.035 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 하부슬래브 단면검토

12.2.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1200.000	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1989.070	1002.980	1366.440	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 88.213 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 408000.000 As - 1989070000 = 0

∴ Required As = 5061.197 ㎟ [p = 0.00422]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26370.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3897.114 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6748.263 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 103.780 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1200.000 - 103.780) / 103.780

= 0.0317

· ε_t = 0.0317 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2472.659 kN.m > Mu = 1989.070 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 1002.980 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 1002.980 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 93.149 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 93.149 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 1002.980 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00529

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 285.250 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.671 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 194.644 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 194.644 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 194.585 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 323.668 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 194.585 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1683.590	0.000	1124.470	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 72.921 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1683590000 = 0

∴ Required As = 4183.836 ㎟ [p = 0.00343]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5578.448 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 85.789 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 85.789) / 85.789

= 0.0397

· ε_t = 0.0397 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2053.484 kN.m > Mu = 1683.590 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00421

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 262.474 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.566 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 193.202 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 193.202 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 379.724 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 434.779 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 379.724 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1200.000	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1993.560	936.360	1319.190	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 88.420 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 408000.000 As - 1993560000 = 0

∴ Required As = 5073.076 ㎟ [p = 0.00423]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26370.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3897.114 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6764.102 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 104.023 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1200.000 - 104.023) / 104.023

= 0.0316

· ε_t = 0.0316 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2472.659 kN.m > Mu = 1993.560 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 936.360 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 936.360 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 65.390 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 65.390 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 936.360 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00529

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 285.250 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.371 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 187.913 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 187.913 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 209.076 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 335.261 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 209.076 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1142.230	587.020	741.880	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 67.598 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 1142230000 = 0

∴ Required As = 3878.430 ㎟ [p = 0.00431]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5171.240 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 79.527 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 79.527) / 79.527

= 0.0310

· ε_t = 0.0310 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1494.339 kN.m > Mu = 1142.230 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN < Vu = 587.020 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 587.020 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 450 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 1.363 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 1.363 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 584.567 kN + 714.960 kN

= 1299.527 kN > Vu = 587.020 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00571

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.246

· j = 1 - k / 3 = 0.918

· x = k·d = 221.024 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.124 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 174.698 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 174.698 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 387.288 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 480.831 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 387.288 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
773.440	0.000	520.050	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 44.156 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 773440000 = 0

∴ Required As = 2533.431 ㎟ [p = 0.00275]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3377.907 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 51.948 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 51.948) / 51.948

= 0.0501

· ε_t = 0.0501 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1219.28 kN.m > Mu = 773.440 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00441

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.219

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 201.876 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.042 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 150.454 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 150.454 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 529.138 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 558.310 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 529.138 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1260.110	595.810	841.680	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 74.889 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 1260110000 = 0

∴ Required As = 4296.775 ㎟ [p = 0.00477]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5729.033 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 88.105 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 88.105) / 88.105

= 0.0276

· ε_t = 0.0276 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1494.339 kN.m > Mu = 1260.110 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN < Vu = 595.810 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 595.810 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 450 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 6.246 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 6.246 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 584.567 kN + 714.960 kN

= 1299.527 kN > Vu = 595.810 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00571

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.246

· j = 1 - k / 3 = 0.918

· x = k·d = 221.024 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.217 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 198.199 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 198.199 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 183.579 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 317.863 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 183.579 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1030.000	950.000	950.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
906.100	956.750	391.250	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 50.221 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 323000.000 As - 906100000 = 0

∴ Required As = 2881.425 ㎟ [p = 0.00303]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20876.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3085.216 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3841.900 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 59.083 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (950.000 - 59.083) / 59.083

= 0.0452

· ε_t = 0.0452 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1581.706 kN.m > Mu = 906.100 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 617.043 kN < Vu = 956.750 kN

· 1/2·Øv·Vc = 308.522 kN < Vu = 956.750 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 475 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 178.793 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 178.793 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 617.043 kN + 754.680 kN

= 1371.723 kN > Vu = 956.750 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00541

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.240

· j = 1 - k / 3 = 0.920

· x = k·d = 227.930 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.928 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 87.104 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 87.104 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1041.712 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 964.370 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 964.370 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	800.000	720.000	720.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
944.540	548.540	569.890	80.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 70.722 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 244800.000 As - 944540000 = 0

∴ Required As = 4057.700 ㎟ [p = 0.00564]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 15822.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2520.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2338.269 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2520.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5410.267 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 83.203 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 83.203) / 83.203

= 0.0230

· ε_t = 0.0230 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1179.82 kN.m > Mu = 944.540 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 498.831 kN < Vu = 548.540 kN

· 1/2·Øv·Vc = 249.416 kN < Vu = 548.540 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 360 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 32.363 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 32.363 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 498.831 kN + 610.099 kN

= 1108.930 kN > Vu = 548.540 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00714

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.270

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 194.454 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.946 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 169.252 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 169.252 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 456.627 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 496.302 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 456.627 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3 램프-벽체 단면검토

12.3.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2315.280	426.210	785.990	1369.930
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2945.686	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 3611.555 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 785.990 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2315.280 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 874.633 kN > Vu = 426.210 kN

· 1/2·Øv·Vc = 437.317 kN > Vu = 426.210 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.887 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 194.592 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 194.592 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 190.943 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 323.754 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 190.943 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1895.000	426.210	1628.190	1369.930
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1163.869	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1829.738 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1628.190 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1895.000 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 907.056 kN > Vu = 426.210 kN

· 1/2·Øv·Vc = 453.528 kN > Vu = 426.210 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.887 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 194.592 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 194.592 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 190.943 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 323.754 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 190.943 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.3 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1901.180	0.000	1719.420	1288.850
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1105.710	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1688.781 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1719.420 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1901.180 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 918.448 kN > Vu = 0.000 kN
· 1/2·Øv·Vc = 459.224 kN > Vu = 0.000 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00395
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209
· j = 1 - k / 3 = 0.930
· x = k·d = 271.700 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.844 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 207.360 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 207.360 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 166.024 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 303.819 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 166.024 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.4 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1901.180	0.000	1719.420	1288.850
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1105.710	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1688.781 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1719.420 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1901.180 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 918.448 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 459.224 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.844 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 207.360 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 207.360 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 166.024 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 303.819 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 166.024 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.5 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2354.160	658.500	1799.730	1613.370
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1308.063	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1883.200 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1799.730 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2354.160 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 921.908 kN > Vu = 658.500 kN

· 1/2·Øv·Vc = 460.954 kN < Vu = 658.500 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.991 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 211.550 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 211.550 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 162.252 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 297.802 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 162.252 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.6 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2354.160	658.500	1799.730	1613.370
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1308.063	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1883.200 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1799.730 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2354.160 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 921.908 kN > Vu = 658.500 kN

· 1/2·Øv·Vc = 460.954 kN < Vu = 658.500 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.991 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 211.550 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 211.550 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 162.252 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 297.802 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 162.252 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.7 내측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2217.220	718.160	1085.000	1391.230
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2043.521	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2709.390 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1085.000 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2217.220 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 886.144 kN > Vu = 718.160 kN

· 1/2·Øv·Vc = 443.072 kN < Vu = 718.160 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.994 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 197.617 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 197.617 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 184.748 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 318.798 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 184.748 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.8 내측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	511.090	718.160	1883.490	1391.230
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
271.353	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 937.222 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1883.490 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 511.090 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 916.884 kN > Vu = 718.160 kN

· 1/2·Øv·Vc = 458.442 kN < Vu = 718.160 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.994 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 197.617 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 197.617 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 184.748 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 318.798 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 184.748 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.9 내측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1810.640	348.310	1494.210	1236.430
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1211.771	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1794.842 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1494.210 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1810.640 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 908.746 kN > Vu = 348.310 kN

· 1/2·Øv·Vc = 454.373 kN > Vu = 348.310 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.525 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 198.926 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 198.926 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 182.126 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 316.701 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 182.126 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.10 내측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1428.400	348.310	1578.430	1236.430
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
904.950	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1488.021 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1578.430 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1428.400 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 912.374 kN > Vu = 348.310 kN

· 1/2·Øv·Vc = 456.187 kN > Vu = 348.310 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.525 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 198.926 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 198.926 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 182.126 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 316.701 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 182.126 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.11 내측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2256.080	658.950	1352.050	1549.690
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1668.637	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2243.774 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1352.050 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2256.080 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 902.622 kN > Vu = 658.950 kN

· 1/2·Øv·Vc = 451.311 kN < Vu = 658.950 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.636 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 203.200 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 203.200 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 177.549 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 310.039 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 177.549 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.12 내측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2235.230	658.950	1658.750	1549.690
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1347.539	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1922.676 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1658.750 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2235.230 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 915.834 kN > Vu = 658.950 kN

· 1/2·Øv·Vc = 457.917 kN < Vu = 658.950 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.636 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 203.200 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 203.200 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 177.549 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 310.039 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 177.549 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4 본선-벽체 단면검토

12.4.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	820.400	417.750	227.050	469.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3613.301	0.850	#NAME?	0.75		

			1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
				H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
							TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴	USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0059] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 508.032 mm

· d" = X - H + d = 408.032 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9690.769 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4577.202 kN.m

· eb = Mb / Pb = 472.326 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'
= #NAME? kN
∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####
· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 4021.333 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ ####
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 227.050 kN ∴ ####
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 820.400 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 527.516 kN > Vu = 417.750 kN
· 1/2·Øv·Vc = 263.758 kN < Vu = 417.750 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00532
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238
· j = 1 - k / 3 = 0.921
· x = k·d = 230.067 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.582 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 102.565 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 102.565 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 554.056 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 614.245 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 554.056 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	632.940	417.750	549.530	469.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1151.784	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0059] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 508.032 mm

· d" = X - H + d = 408.032 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9690.769 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4577.202 kN.m

· eb = Mb / Pb = 472.326 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1559.816 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 549.530 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 632.940 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 538.737 kN > Vu = 417.750 kN

· 1/2·Øv·Vc = 269.369 kN < Vu = 417.750 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00532

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 230.067 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.582 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 102.565 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 102.565 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 554.056 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 614.245 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 554.056 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

##

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	648.680	0.000	267.870	283.540
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	820.000	80.000	100.000	820.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2421.622	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0054] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 492.000 mm

· a = β1·c = 418.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 450.908 mm

· d" = X - H + d = 370.908 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9597.690 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9649.758 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2981.641 kN.m

· eb = Mb / Pb = 308.986 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2792.530 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME? ## 0.005

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 267.870 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 648.680 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 543.929 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 271.965 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.780 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.011 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 160.437 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 160.437 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 478.212

· s_2 = 300·(280 / fst = 523.570

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 478.212 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

##

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	133.250	0.000	355.980	274.690
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	820.000	80.000	100.000	820.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
374.319	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0054] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 492.000 mm

· a = β1·c = 418.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 450.908 mm

· d" = X - H + d = 370.908 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9597.690 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9649.758 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2981.641 kN.m

· eb = Mb / Pb = 308.986 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 745.227 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME? ## 0.005

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 355.980 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 133.250 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 547.653 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 273.827 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.780 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.854 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 155.429 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 155.429 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 499.300 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 540.440 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 499.300 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.5 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1198.100	448.400	580.430	858.910
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2064.159	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0070] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 426.267 mm

· d" = X - H + d = 326.267 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7740.019 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3366.504 kN.m

· eb = Mb / Pb = 434.948 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2390.426 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 580.430 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1198.100 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 543.552 kN > Vu = 448.400 kN

· 1/2·Øv·Vc = 271.776 kN < Vu = 448.400 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.382 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 228.568 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 228.568 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 130.786 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 275.629 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 130.786 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.6 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	145.080	448.400	637.620	858.910
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
227.534	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0070] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 426.267 mm

· d" = X - H + d = 326.267 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7740.019 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3366.504 kN.m

· eb = Mb / Pb = 434.948 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 553.801 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 637.620 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 145.080 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 545.910 kN > Vu = 448.400 kN

· 1/2·Øv·Vc = 272.955 kN < Vu = 448.400 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.382 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 228.568 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 228.568 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 130.786 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 275.629 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 130.786 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.7 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1635.660	721.250	259.870	1045.860
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	766.667	133.333	80.000	766.667
e (mm)	β1	Øf	Øv		
6294.147	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	9530.400	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0119] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 460.000 mm

· a = β1·c = 391.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 408.373 mm

· d" = X - H + d = 275.040 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8973.450 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 3812.160 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5593.389 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3883.638 kN.m

· eb = Mb / Pb = 694.326 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 6569.187 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (766.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 259.870 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1635.660 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 508.235 kN < Vu = 721.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 254.118 kN < Vu = 721.250 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 383.3 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 138.923 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 138.923 ㎟

· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 508.235 kN + 609.040 kN

= 1117.275 kN > Vu = 721.250 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01243

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.339

· j = 1 - k / 3 = 0.887

· x = k·d = 259.900 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.835 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 161.374 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 171.989 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 247.878 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 366.302 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 247.878 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.8 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1282.130	721.250	545.960	1045.860
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	766.667	133.333	80.000	766.667
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2348.395	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	9530.400	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0119] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 460.000 mm

· a = β1·c = 391.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 408.373 mm

· d" = X - H + d = 275.040 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8973.450 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 3812.160 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5593.389 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3883.638 kN.m

· eb = Mb / Pb = 694.326 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2623.435 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (766.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 545.960 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1282.130 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 519.541 kN < Vu = 721.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.771 kN < Vu = 721.250 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 383.3 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 131.549 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 131.549 ㎟

· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.541 kN + 609.040 kN

= 1128.581 kN > Vu = 721.250 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01243

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.339

· j = 1 - k / 3 = 0.887

· x = k·d = 259.900 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.835 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 161.374 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 171.989 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 247.878 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 366.302 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 247.878 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.9 중앙부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	199.230	83.580	1080.630	8.190
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
184.365	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 328.381 mm

· d" = X - H + d = 248.381 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1530.852 kN.m

· eb = Mb / Pb = 234.410 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 432.746 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1080.630 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 199.230 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 304.383 kN > Vu = 83.580 kN

· 1/2·Øv·Vc = 152.192 kN > Vu = 83.580 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.286 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 9.338 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 9.338 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 11064.378 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 8995.502 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 8995.502 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.10 중앙부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2.390	83.580	1624.630	7.840
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1.471	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 328.381 mm

· d" = X - H + d = 248.381 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1530.852 kN.m

· eb = Mb / Pb = 234.410 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 249.852 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1624.630 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2.390 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 320.283 kN > Vu = 83.580 kN

· 1/2·Øv·Vc = 160.142 kN > Vu = 83.580 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.274 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 8.939 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 8.939 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 11566.280 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 9397.024 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 9397.024 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

##

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	147.350	0.000	1410.050	6.210
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
104.500	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 270.154 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1410.050 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 147.350 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 327.749 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 163.875 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.369 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 9.989 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 9.989 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 10331.563 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 8409.250 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 8409.250 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

##

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1.260	0.000	1613.440	6.210
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
0.781	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 166.435 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1613.440 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1.260 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 335.676 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 167.838 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.369 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 9.989 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 9.989 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 10331.563 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 8409.250 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 8409.250 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.13 중앙부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	206.730	92.490	1164.480	7.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
177.530	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 343.184 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1164.480 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 206.730 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 318.179 kN > Vu = 92.490 kN

· 1/2·Øv·Vc = 159.090 kN > Vu = 92.490 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.422 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 11.436 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 11.436 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 9001.532 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 7345.226 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 7345.226 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.14 중앙부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2.420	92.490	1693.770	7.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1.429	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 167.083 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1693.770 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2.420 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 338.806 kN > Vu = 92.490 kN

· 1/2·Øv·Vc = 169.403 kN > Vu = 92.490 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.422 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 11.436 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 11.436 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 9001.532 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 7345.226 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 7345.226 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

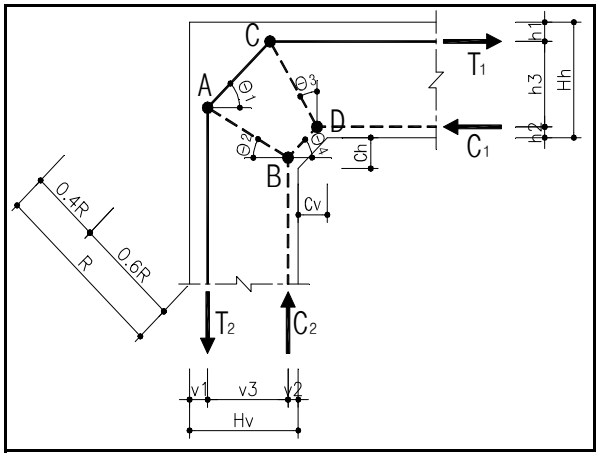
13. 우각부 보강검토

13.1 상부슬래브 (램프 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	2315.280 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 2262.74 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

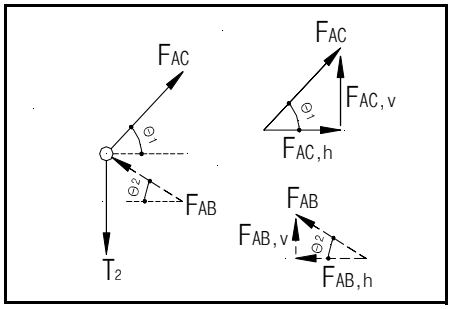
θ_2 = 15.92°

θ_3 = 21.80°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

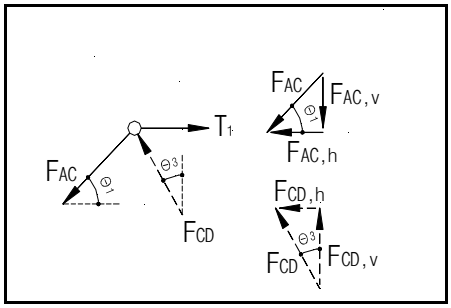
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{2{,}315.280}{1.120} =$ 2,067.214 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{2{,}315.280}{1.220} =$ 1,897.770 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 2,088.202 kN

식 ⑥ 으로부터

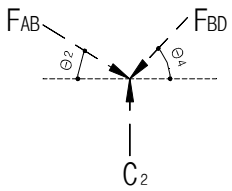
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 2,088.202 kN

따라서 F_{AC} = **2,088.202** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}535.478 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}088.202 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}590.327 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	2,088.202	타이
AB	-1,535.478	스트럿
BD	-2,088.202	스트럿
CD	-1,590.327	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,088.202 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}088{,}201.771}{0.85 \times 400} = 6{,}141.77 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H 0 @ 250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H 29 @ 250	=	2,569.60	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H 25 @ 250	=	2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H 25 @ 250	=	2,026.80	mm^2	(2 단)
	합계	=	**6,623.20**	mm^2	

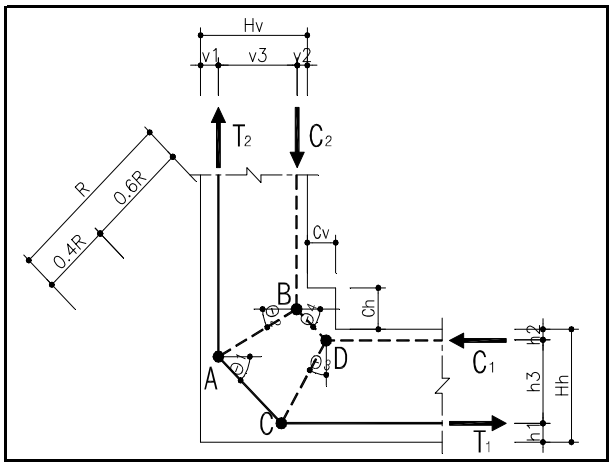
$A_{s,used}$ = 6,623.20 mm^2 > 6,141.77 mm^2 ……O.K

13.2 하부슬래브(램프 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	2354.160 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1910.50 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

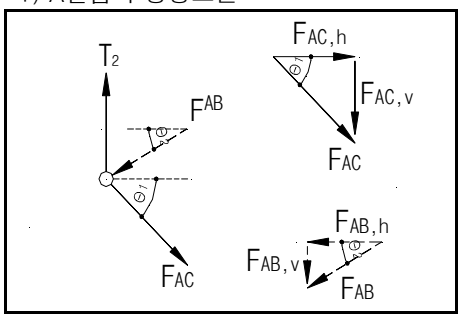
θ_2 = 7.38°

θ_3 = 12.97°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

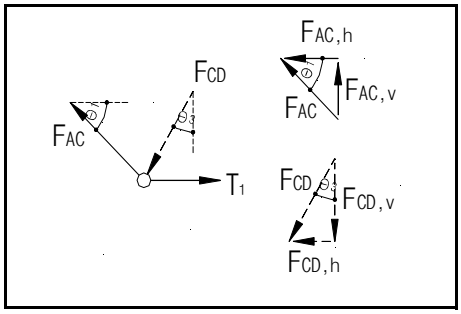
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \theta = F_{CD} \cdot \cos \theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{2,354.160}{1.120} =$ 2,101.929 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{2,354.160}{1.220} =$ 1,929.639 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 2,416.125 kN

식 ⑥ 으로부터

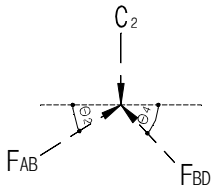
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 2,416.125 kN

따라서 $F_{AC} =$ **2,416.125** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}722.716 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}416.125 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}753.182 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**2,416.125**	타이
AB	**-1,722.716**	스트럿
BD	**-2,416.125**	스트럿
CD	**-1,753.182**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,416.125 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}416{,}124.827}{0.85 \times 400} = 7{,}106.25 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2 (1 cycle)
	= H	32	@	250	=	3,176.80	mm^2 (2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2 (1 단)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2 (2 단)
				합계	=	**8,316.00**	mm^2

$A_{s,used}$ = 8,316.00 mm^2 > 7,106.25 mm^2 ……O.K

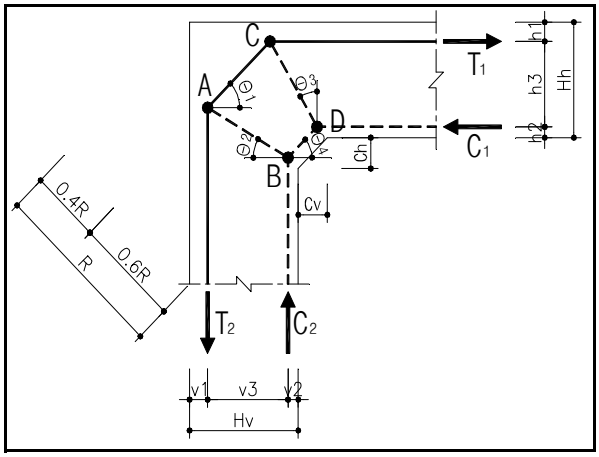
13. 우각부 보강검토

13.3 상부슬래브 (본선 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	820.400 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1626.35 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

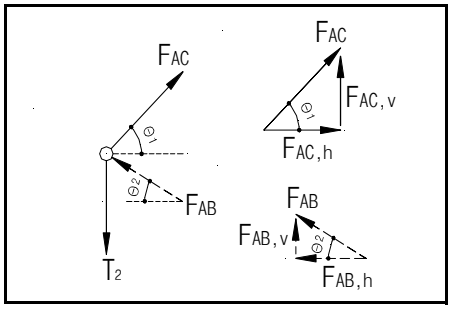
θ_2 = 29.48°

θ_3 = 29.48°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

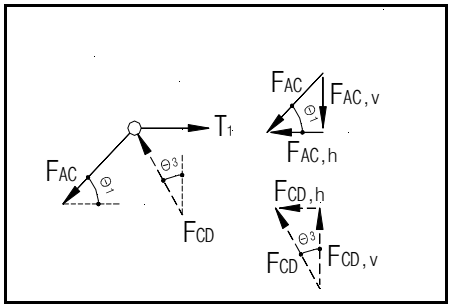
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{820.400}{0.720} =$ 1,139.444 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{820.400}{0.720} =$ 1,139.444 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,029.477 kN

식 ⑥ 으로부터

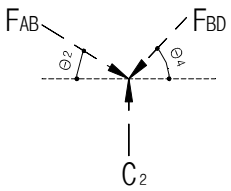
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,029.477 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,029.477** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 836.205 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,029.477 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 836.205 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,029.477	타이
AB	-836.205	스트럿
BD	-1,029.477	스트럿
CD	-836.205	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,029.477 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,029,477.202}{0.85 \times 400} = 3,027.87 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00 mm²	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60 mm²	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40 mm²	(1 단)
	= H		@		=	0.00 mm²	(2 단)
				합계	=	**4,118.00** mm²	

$A_{s,used}$ = 4,118.00 mm^2 > 3,027.87 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 기둥부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.5 램프 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.6 본선-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.7 본선 중앙부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 사용성 검토

부 재	최소두께 또는 높이 t (mm)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
일방향 슬래브	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
보	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

부 재	지간 L (mm)	최소두께 t (mm)	사용두께 t (mm)	평 가
상부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	1300.00	O.K
상부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	900.00	O.K
하부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	1300.00	O.K
하부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	1000.00	O.K

16. 지지력 검토

16.1 하중 산정 : 램프

16.1.1 고정하중

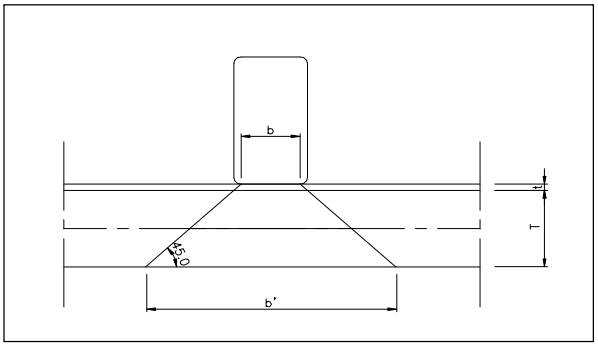
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1870.46 / 23.900 = 78.262 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 153.925 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

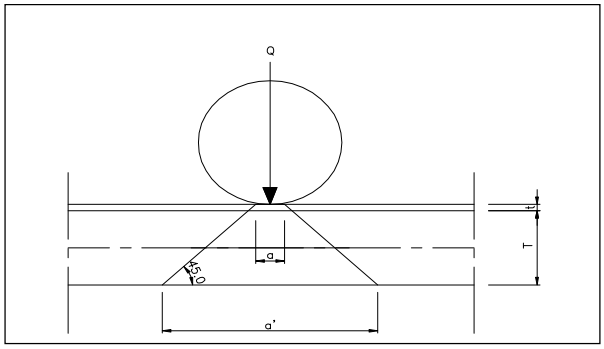


t = 40.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1300.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.300 + 0.040) x cot 45°

= 3.18 m



a' = 0.200 + 2 x (1.300 + 0.040) x cot 45°

= 2.88 m

Qz' = 96.000 / (3.180 x 2.880) = 10.48 kN/m^2

16.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 78.262 + 153.925 + 0.000 + 10.000 + 10.482

= 252.669 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 252.669 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16.3 하중 산정 : 본선

16.3.1 고정하중

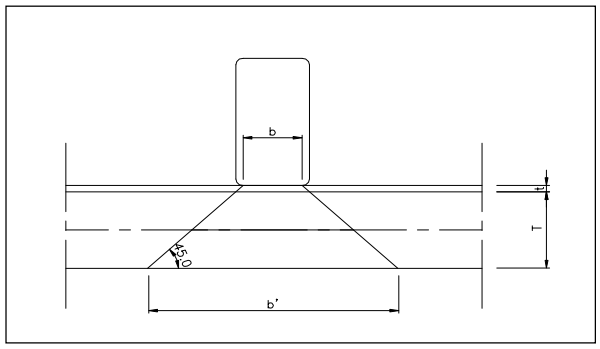
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1285.98 / 16.800 = 76.547 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 49.075 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

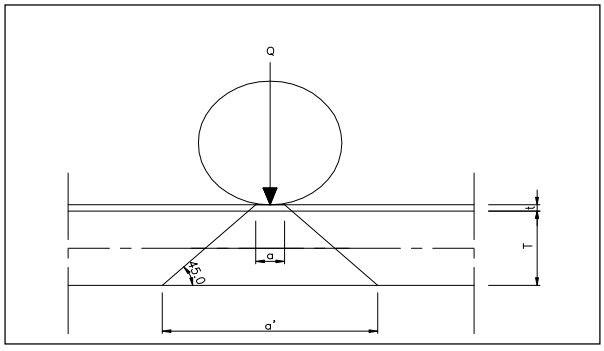


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1000.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.60 m



a' = 0.200 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.30 m

Qz' = 96.000 / (2.600 x 2.300) = 16.05 kN/m^2

16.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 76.547 + 49.075 + 0.000 + 10.000 + 16.054

= 151.676 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

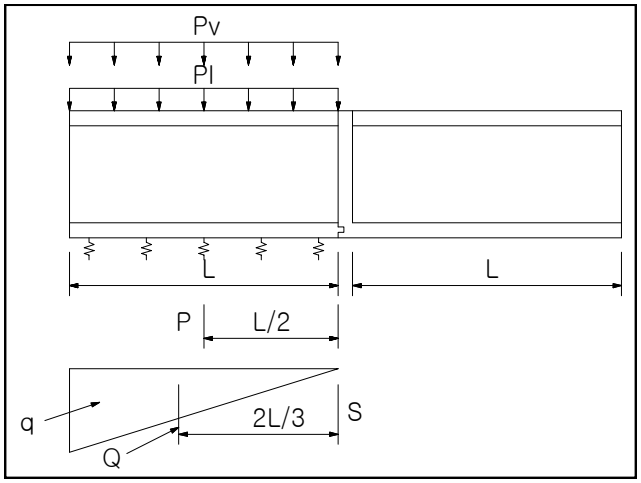
Qmax = 151.676 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

17. 신축이음부 검토

17-1. 램프

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 11.95 \times 8 \times 19.0$

$= 1816.4 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (1816.4 + 153.6) \times 40.0 = 78800.0 \ kN$

$S = P / 4 = 78800 / 4 = 19700.0 \ kN$

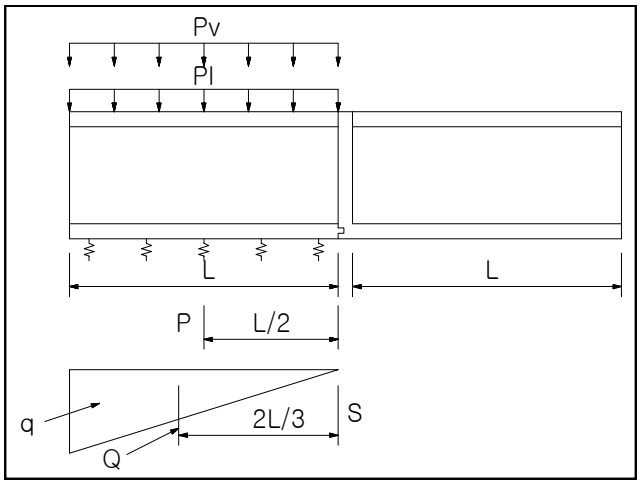
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 19700.0 x 1000 / 80 = 246,250 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 197 EA = 794.2 x 197 = 156,457 mm²

17-2. 본선

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 16.8 x 0.55 x 19.0

= 175.56 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.2) = 153.6 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (175.56 + 153.6)x 40.0 = 13166.4 kN

S = P / 4 = 13166.4 / 4 = 3291.6 kN

(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 3291.6 x 1000 / 80 = 41,145 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 337 EA = 794.2 x 337 = 267,645 mm²

※ 일체구조로 검토 : 램프x2ea + 본선

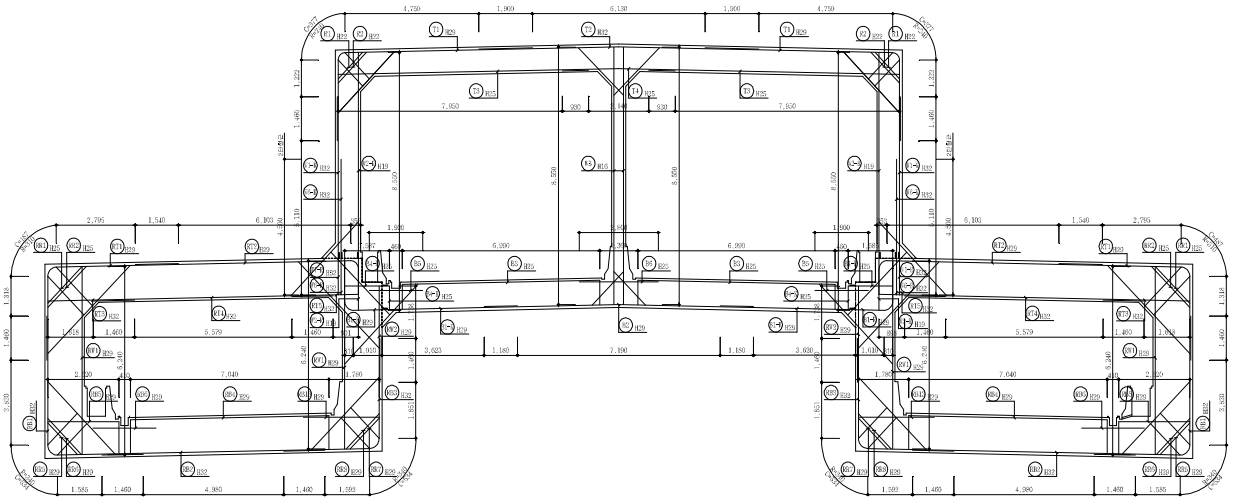
☞ 소요철근량 Areq = 492,500 + 41,145 = 533,645 mm²

☞ 사용철근량 As = 312,915 + 267,645 = 580,560 mm²

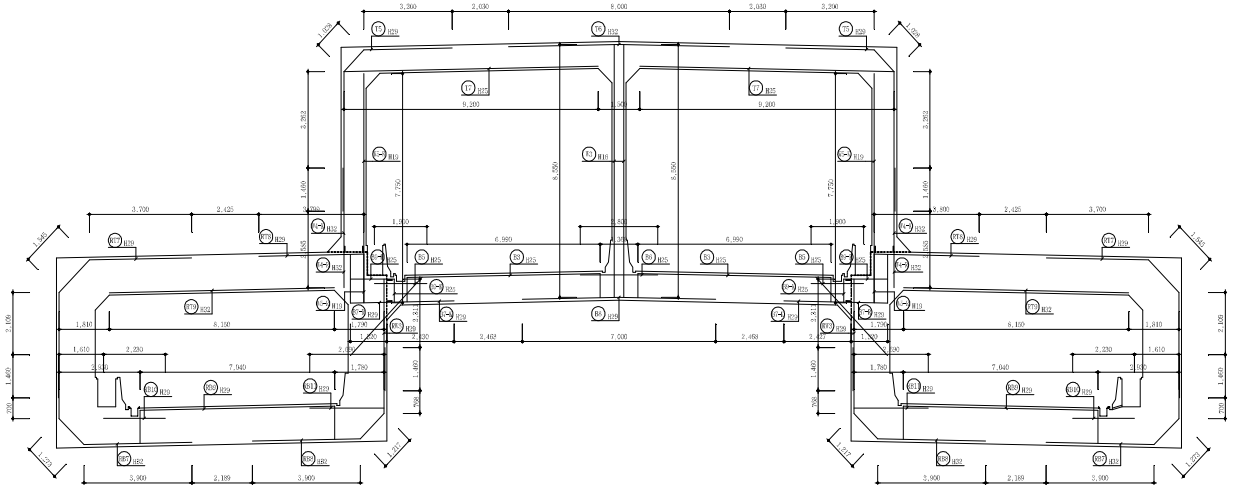
∴ O.K

18. 주철근조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



국회대로 지하차도

STA.0+619.000 (블록아웃부)

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 처짐검토
16. 지지력검토
17. 신축이음부 검토
18. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 8.000 m	GL -1.000m	풍화토	60MPa	지반조사보고서 참고

(실제토피 H = 7.620 m)

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

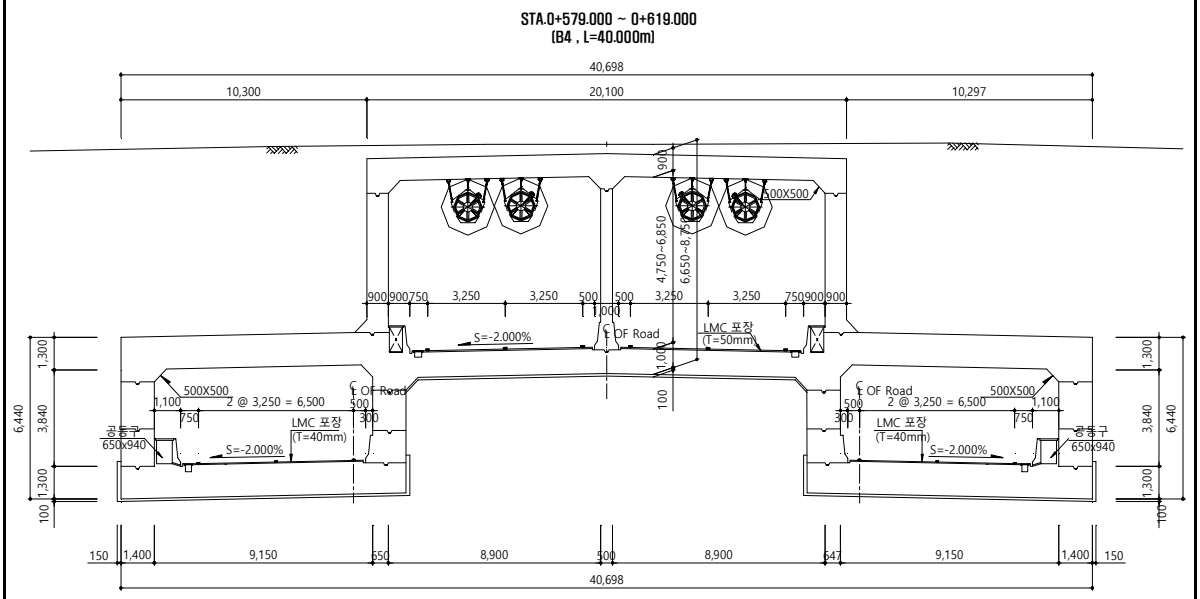
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

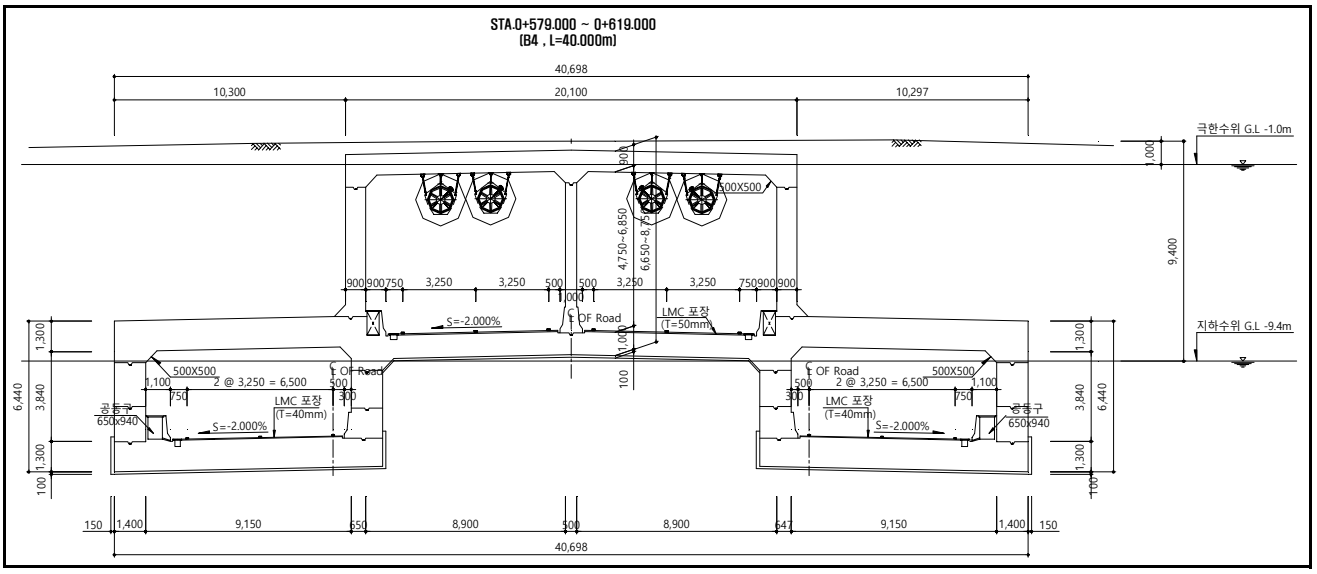
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


STA.0+579.000 ~ 0+619.000
(B4 , L=40.000m)
40,698
10,300
20,100
10,297
4,750~6,850
6,650~8,750
500X500
900 900 750 3,250 3,250 500 500 3,250 3,250 750 900 900
1,000
S=-2.000%
℄ OF Road
LMC 포장
(T=50mm)
1,000
100
1,300
3,840
6,440
500X500
1,100
2 @ 3,250 = 6,500
500
750
300
LMC 포장
(T=40mm)
S=-2.000%
강동구
650x940
150 1,400 9,150 650 8,900 500 8,900 650 9,150 1,400 150
40,698

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과 : 램프

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	239.000	2,003.439	지하수위를 4.475m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -9.4m)	1,277.304	6,752.526	F.S = 5.287 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	4,696.104	6,816.470	F.S = 1.452 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 14.440 m

3.2.2 부력 작용폭 : 40.700 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 23.900 m = 239.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 16.800 m = 168.000 Hw kN/m

= 407.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 2003.439 + 0.000 + 0.000 = 2003.439 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 램프 하부슬래브

(1.300 × 19.400)× 25.000 = 630.500 kN/m

② 벽 체

외측벽체

(1.400 × 3.840)× 4 EA × 25.000 = 537.600 kN/m

③ 방호벽

중앙부 방호벽

(	0.050	+	0.130	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	3.375 kN/m
(	0.130	+	0.250	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	1.663 kN/m
(	0.250	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.781 kN/m

공동구 방호벽

(	0.100	+	0.180	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	5.250 kN/m
(	0.180	+	0.300	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	2.100 kN/m
(	0.300	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.938 kN/m

소 계 = 1182.207 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 본선 하부슬래브

(1.000 × 16.800)× 25.000 = 420.000 kN/m

② 벽 체

외측벽체

(0.900 × 6.700)× 2 EA × 25.000 = 301.500 kN/m

중간 벽체

(0.500 × 6.850)× 1 EA × 25.000 = 85.625 kN/m

③ 방호벽

중앙부 방호벽

(	0.050	+	0.130	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	3.375 kN/m
(	0.130	+	0.250	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	1.663 kN/m
(	0.250	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.781 kN/m

공동구 방호벽

(	0.100	+	0.180	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	5.250 kN/m
(	0.180	+	0.300	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	2.100 kN/m
(	0.300	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.938 kN/m

소 계 = 821.232 kN/m

TOTAL = 2003.439 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{2003.439}{407.000\ Hw} \geq 1.1 \quad \Rightarrow H \leq 4.475\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 4.475m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하 수위 : G.L-9.4m)

3.3.1 굴착고 : 14.440 m

3.3.2 부력 작용폭 : 40.700 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 5.040 × 23.900 = 1204.560 KN/m

10.000 × 0.433 × 16.800 = 72.744 KN/m

= 1277.304 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3156.439 + 3374.793 + 221.294 = 6752.526 KN/m

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1182.207 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(1.300 × 20.600)× 25.000 = 669.500 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 6 EA × 25.000 = 18.750 kN/m

소 계 = 1870.457 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 821.232 KN/m

② 본선 상부 슬래브

(0.900 × 20.100)× 25.000 = 452.250 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 4 EA × 25.000 = 12.500 kN/m

소 계 = 1285.982 kN/m

TOTAL = 3156.439 kN/m

(3) W3 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 20.600)× 23.000 = 213.210 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (7.550 × 20.600)× 19.000 = 2955.070 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.600)× 20.000 = 0.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (0.400 × 20.100)× 19.000 = 152.760 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.100)× 20.000 = 0.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 40.700)× 21.500 = 43.753 kN/m

TOTAL = 3374.793 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi$ = 1 − sin 30 = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 8.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 8.000 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 8.000 × 0.000)× tan 20° = 221.294 kN/m

3.3.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{6752.526}{1277.304} = 5.287 \geq 1.050 \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L - 1.000 m)

3.4.1 굴착고 : 14.440 m

3.4.2 부력 작용폭 : 40.700 m

3.4.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 13.440 × 23.900 = 3212.160 KN/m

10.000 × 8.833 × 16.800 = 1483.944 KN/m

= 4696.104 KN/m

3.4.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3156.439 + 3518.993 + 141.038 = 6816.470 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 실수위시부력검토 구체자중 = 3156.439 KN/m

TOTAL = 3156.439 kN/m

(2) W_2 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 20.600)× 23.000 = 213.210 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (0.550 × 20.600)× 19.000 = 215.270 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (7.000 × 20.600)× 20.000 = 2884.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (0.400 × 20.100)× 19.000 = 152.760 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.100)× 20.000 = 0.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 40.700)× 21.500 = 43.753 kN/m

TOTAL = 3518.993 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi =$ 1 − sin = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 1.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 7.000 m

$$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$$

$$= 2 \times 30.0 \times 0.000 + 0.500 \times (19.0 \times 1.000^2 + 10.0 \times 7.000^2 + 2 \times 19.0 \times 1.000 \times 7.000) \times \tan 20^\circ = 141.038 \text{ kN/m}$$

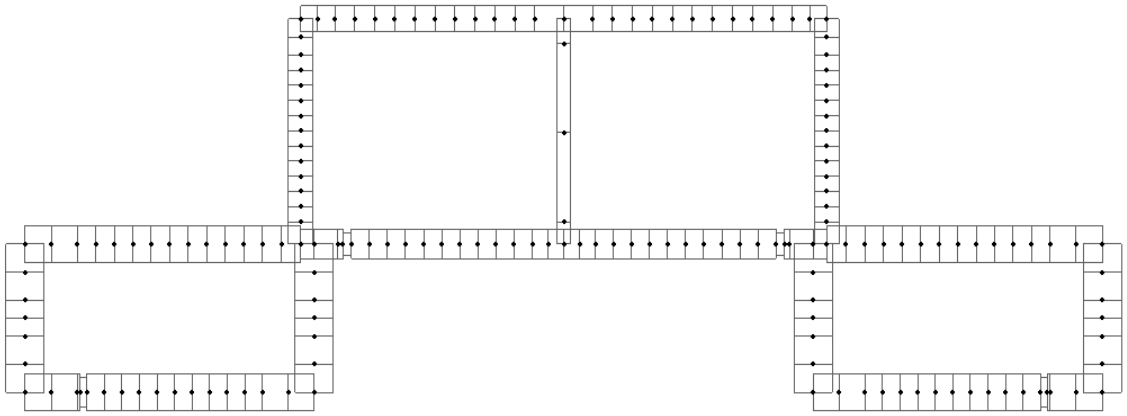
3.4.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{6816.470}{4696.104} = 1.452 \geq 1.050 \quad \therefore \text{O.K}$$

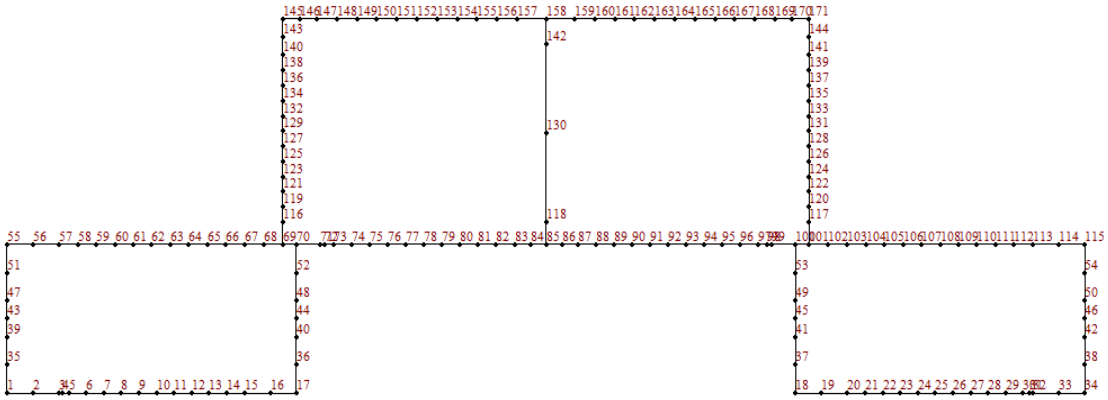
4. 해석모델링

4.1 Modeling

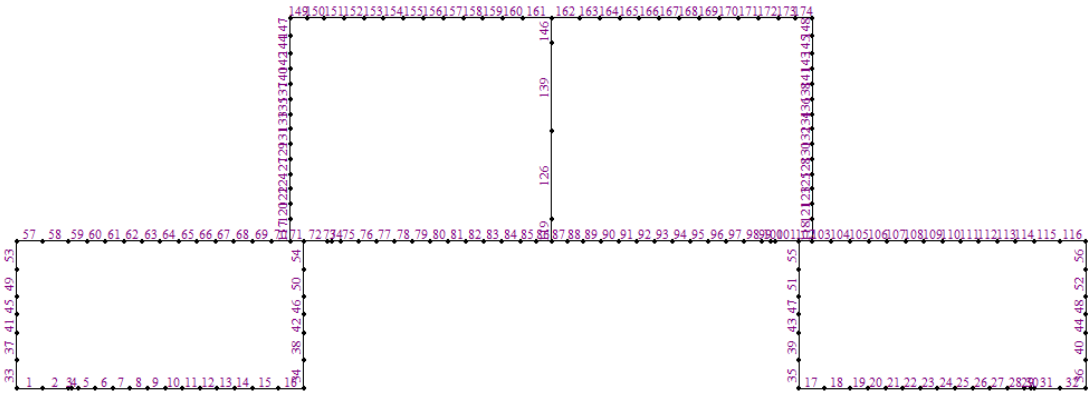
모델링



절점번호



부재번호



4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 상부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 상부슬래브
	3	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 하부슬래브
	4	1.000	1.000	1.000	0.0833333	본선 하부슬래브
	5	1.000	0.220	0.220	0.0008873	풍도 슬래브
벽체	1	1.000	1.400	1.400	0.2286667	램프 벽체
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 외측벽체
	3	1.000	0.500	0.500	0.0104167	본선 중앙벽체

4.3 강역산정

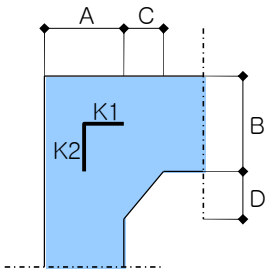
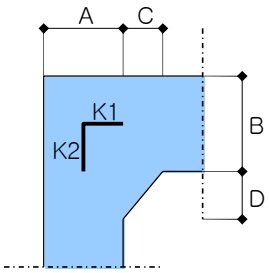
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

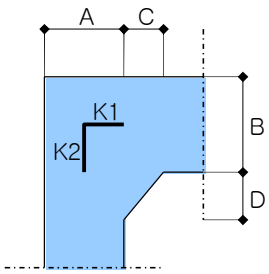
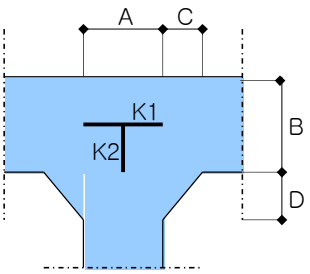
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

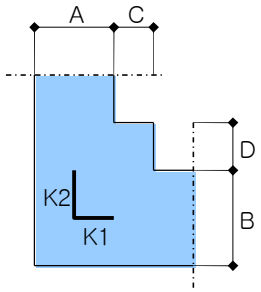
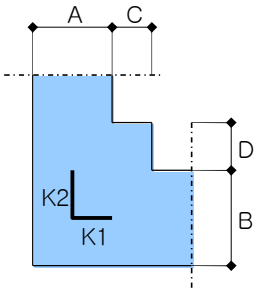
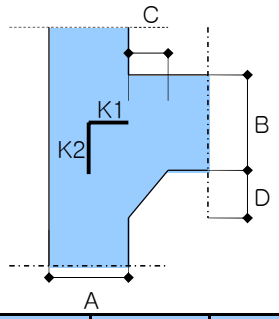
CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

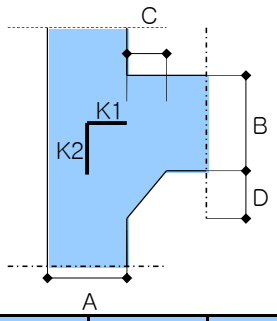
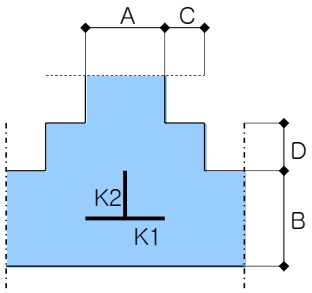
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	(단부)			(접합부)		
상부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.400	m	A	1.400	m
	B	1.300	m	B	1.300	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.550	m	K1	0.550	m
	K2	0.450	m	K2	0.450	m

구분	(단부)			(중앙부)		
상부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.500	m	K1	0.300	m
	K2	0.500	m	K2	0.700	m

구분	(외측 단부)			(내측 단부)			(접합부)		
하부슬래브 램프									
구분	치수	단위	구분	치수	단위	구분	치수	단위
A	1.400	m	A	1.400	m	A	1.400	m
B	1.300	m	B	1.300	m	B	1.300	m
C		m	C		m	C	0.500	m
D		m	D		m	D	0.500	m
Θ1		°	Θ1		°	Θ1	45.000	°
Θ2		°	Θ2		°	Θ2	45.000	°
K1	0.375	m	K1	0.375	m	K1	0.550	m
K2	0.300	m	K2	0.300	m	K2	0.450	m

구분	(단부)			(중앙부)		
하부슬래브 본선						
구분	치수	단위	구분	치수	단위	
A	1.400	m	A	0.500	m	
B	1.000	m	B	1.000	m	
C	0.500	m	C		m	
D	0.500	m	D		m	
Θ1	45.000	°	Θ1		°	
Θ2	45.000	°	Θ2		°	
K1	0.700	m	K1		m	
K2	0.300	m	K2	0.375	m	

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = (1 / 0.3)·α·E_0

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 60000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 60000 = 800000 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(23.90 × 23.90) = 23.90 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 800000 x (23.90 / 0.3) $^{-3/4}$ = 30,001 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.7000 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	24,751	1 34
2	(0.9500 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	28,501	2 33
3	(0.9500 + 0.1000) / 2 × 30,001	=	15,750	3 32
4	(0.1000 + 0.2500) / 2 × 30,001	=	5,250	4 31
5	(0.2500 + 0.6400) / 2 × 30,001	=	13,350	5 30
6	(0.6400 + 0.6400) / 2 × 30,001	=	19,200	6TO14 21TO29
7	(0.6400 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	23,851	15 20
8	(0.9500 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	28,501	16 19
9	(0.9500 + 0.7000) / 2 × 30,001	=	24,751	17 18

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3)\cdot\alpha\cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(16.80 × 16.80) = 16.80 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (16.80 / 0.3) $^{-3/4}$ = 18,237 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8500 + 0.2000) / 2 × 18,237	=	9,574	71 99
2	(0.2000 + 0.3000) / 2 × 18,237	=	4,559	72 98
3	(0.3000 + 0.6600) / 2 × 18,237	=	8,754	73 97
4	(0.6600 + 0.6600) / 2 × 18,237	=	12,036	74TO82 88TO96
5	(0.6600 + 0.5750) / 2 × 18,237	=	11,261	83 87
6	(0.5750 + 0.5750) / 2 × 18,237	=	10,486	84 TO 86

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

6.2 활하중 ····· LC02~07

(1) 노면 활하중

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m²)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

D/B0 < 0.5		
D/B0	Pvl × D, kN/m2	비 고
0.1	17.000	* D/B0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B0 중노면활하중(Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

D/B_0 = 8.000 / 10.300 = 0.777

노면활하중 Pvl = 10.000 kN/㎡

노면활하중에 의한 측압 (hl) = 10.000 × 0.500 = 5 kN/㎡

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W_{L1}) ∴ W_{L1} = **10.000** kN/m^2

② 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (연직하중 - 지하수가 없을 경우) ····· LC8

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000 kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000 kN/m^2
· 토 사	:	2.000	×	19.00	=	38.000 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**49.075** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350 kN/m^2
· 토 사	:	7.500	×	19.00	=	142.500 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**153.925** kN/m^2

6.4 토압 (연직하중 - 지하수가 있는 경우 : GL -1.000 m) ····· LC9

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000	kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	1.000	×	19.00	=	19.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	1.000	×	10.00	=	10.000	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**40.075**	kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.550	×	19.00	=	10.450	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	6.950	×	10.00	=	69.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**91.375**	kN/m^2

6.5 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.00 × 19.00 + (0.40 + 0.90 / 2) × 19.0]
= **8.075** kN/m^2

· W_{h2} = 8.075 + 0.500 × [7.800 x 19.0] = **82.175** kN/m^2

· W_{h3} = 82.175 + 0.500 × [5.140 x 19.0] = **131.005** kN/m^2

6.6토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.00 × 19.00 + (0.40 + 0.90 / 2) × 19.0]
= **8.075** kN/m^2

· W_{h2} = 8.075 + 0.500 × [0.15 × 19.00 + 7.650 x 10.0] = **47.750** kN/m^2

· W_{h3} = 47.750 + 0.500 × [5.140 x 10.0] = **73.450** kN/m^2

6.7 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 상부슬래브 : 본선

· W_{w1} = (0.00 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **0.000** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· W_{w1} = (7.00 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **70.000** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{w2}) : 양수압

· W_{w1} = (0.40 + 8.750 - 1.00) × 10.0 = **81.500** kN/m^2

④ 램프(도로부), 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{w2}) : 양수압

· W_{w1} = (8.00 + 6.440 - 1.00) × 10.0 = **134.400** kN/m^2

6.8 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

- W_{w1} = = 0.000 kN/m²
- W_{w2} = 0.000 + (0.150) x 10.0 = 1.500 kN/m²
- W_{w3} = 1.500 + (7.650) x 10.0 = 78.000 kN/m²
- W_{w4} = 78.000 + (5.140) x 10.0 = 129.400 kN/m²

6.9 건조수축 : - 15℃ (상부슬래브만 재하) ····· LC14

건조수축률 ε = 0.00015

온도선팽창계수 α = 0.00001

6.10 부등침하 : ····· LC15

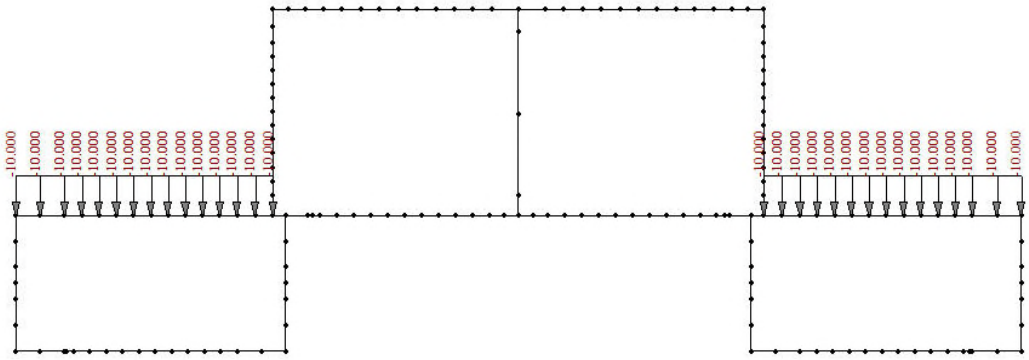
부등 침하량 차이 δ = 3.47mm 지반조사보고서 참조

7. 하중재하도

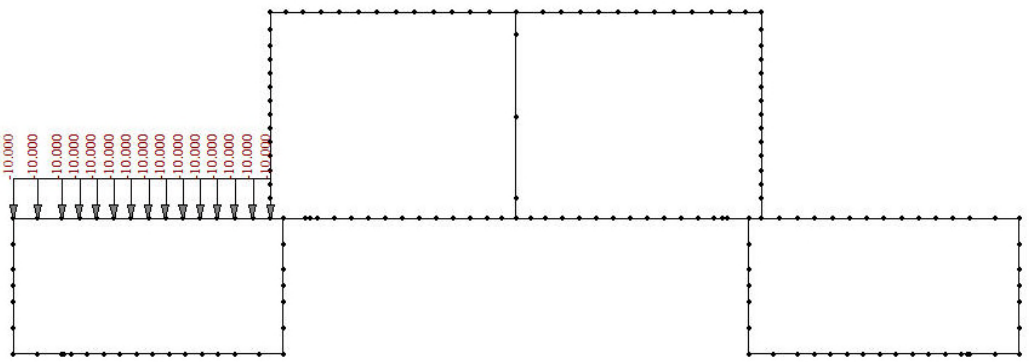
LC1. 고정하중(자중)

프로그램내에서 자동 계산

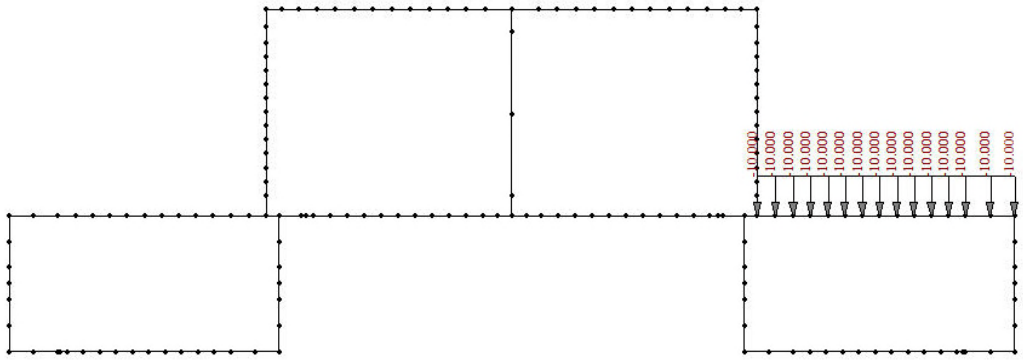
LC2. 활하중(연직하중 만재하시)



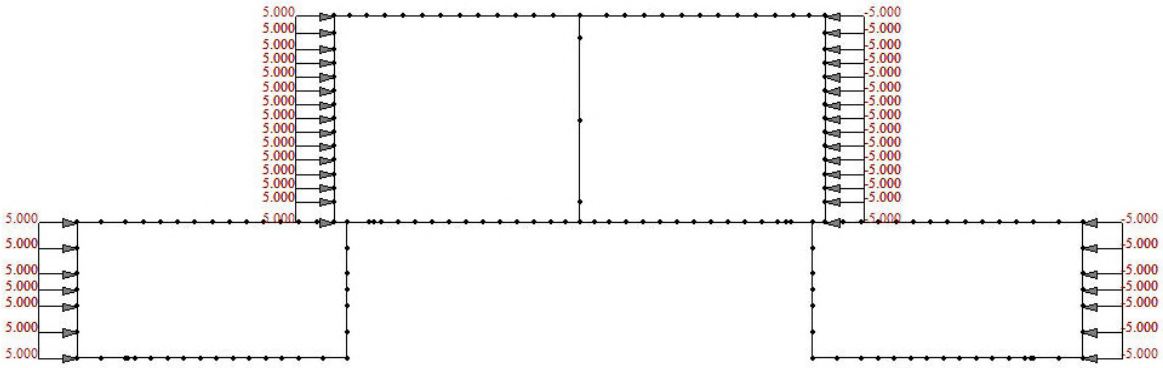
LC3. 활하중(연직하중 좌측편재하시)



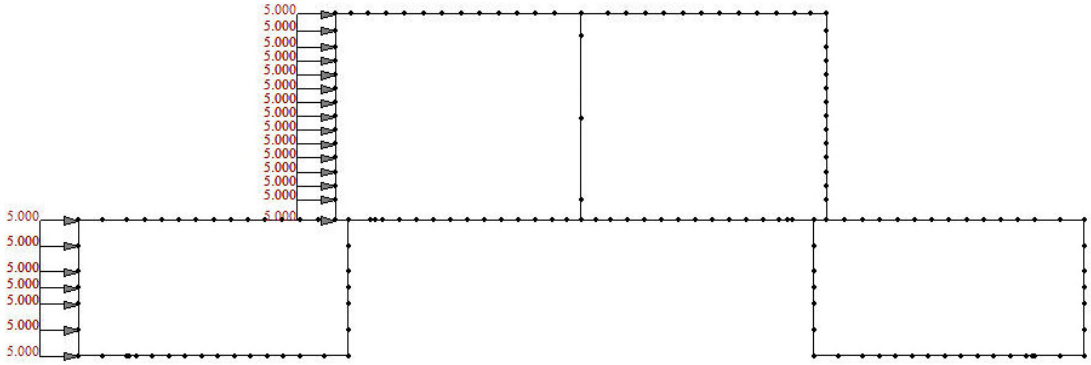
LC4. 활하중(연직하중 우측편재하시)



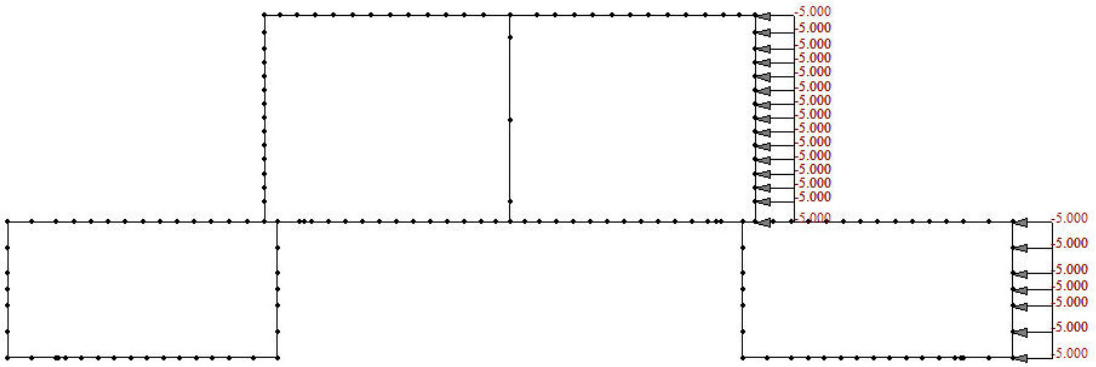
LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



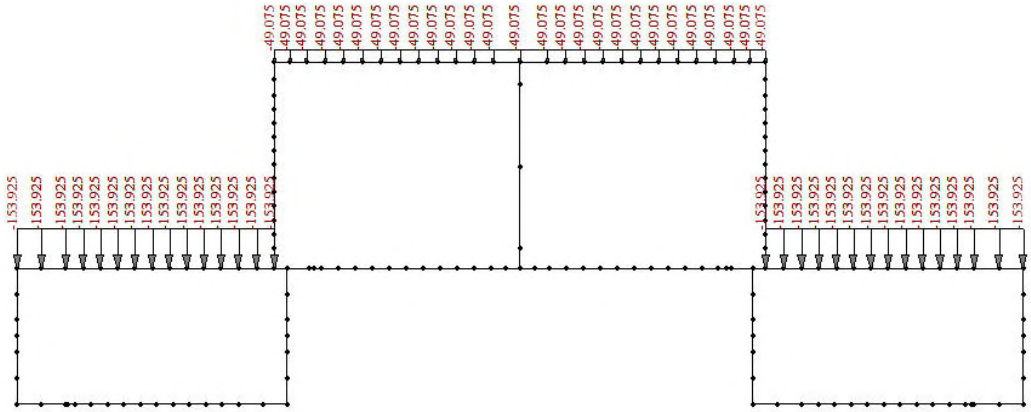
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



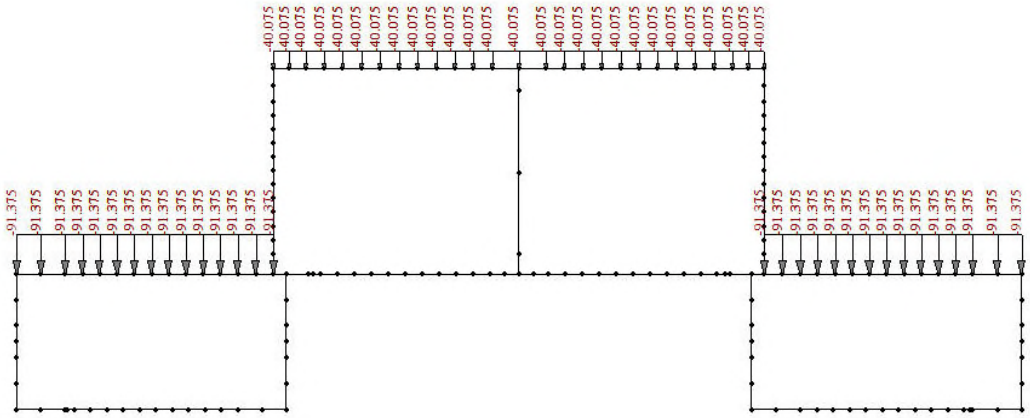
LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



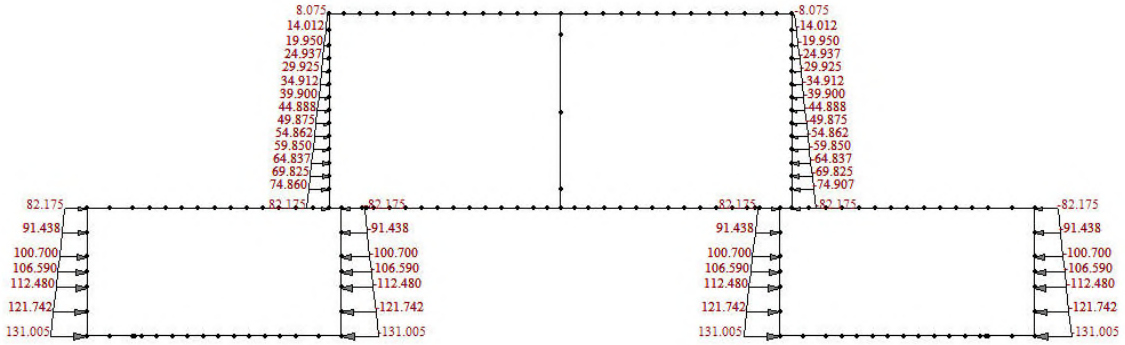
LC8. 토압(연직하중 지하수無)



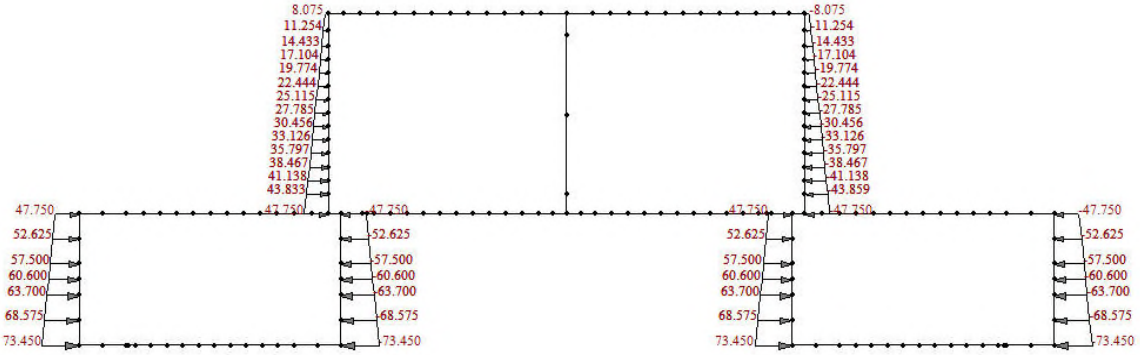
LC9. 토압(연직하중 지하수有)



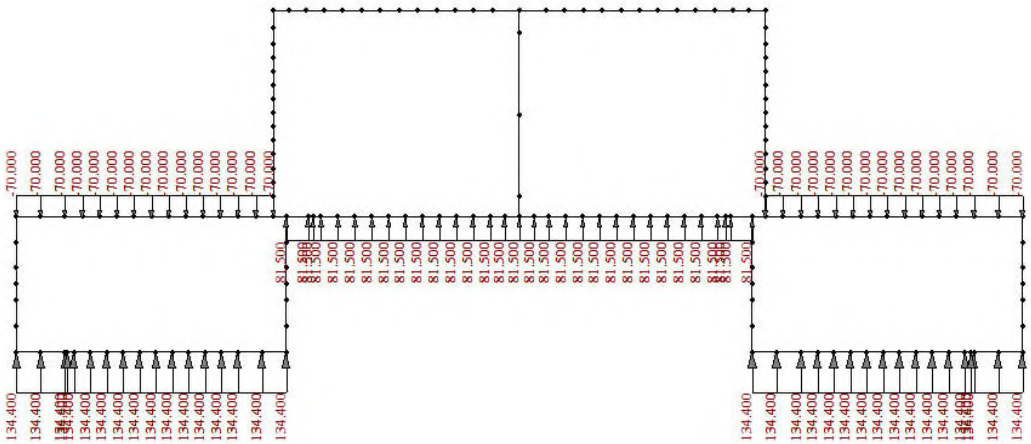
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



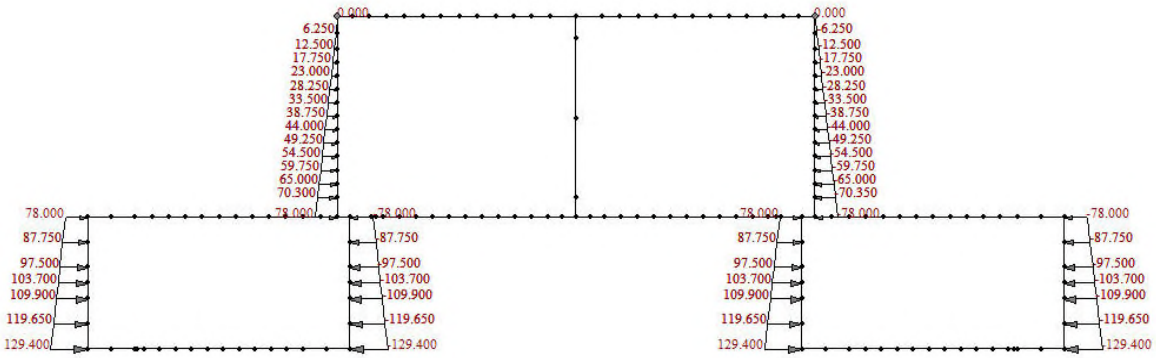
LC11. 토압(수평하중 지하수有)



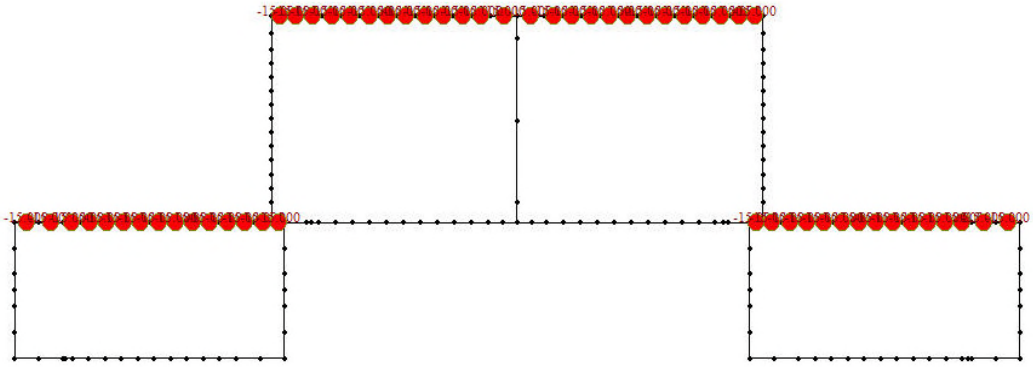
LC12. 수압(연직하중)



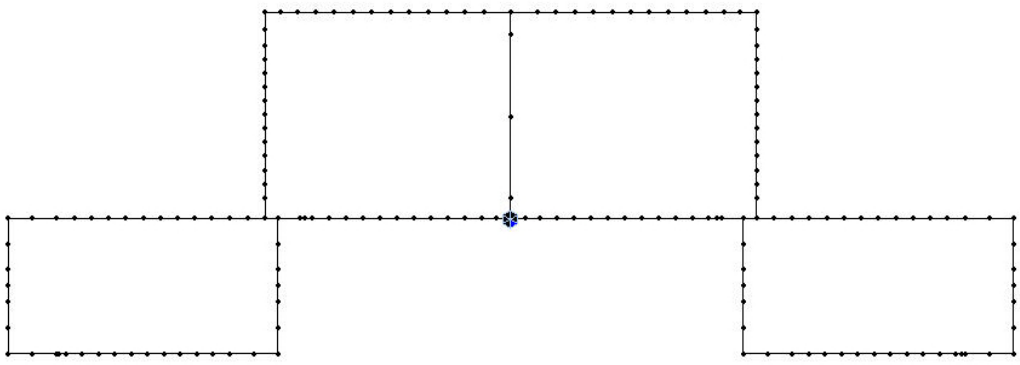
LC13. 수압(수평하중)



LC14. 건조수축하중



LC15. 부등침하



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

$h \leq 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

$h > 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$

적용토피 = 3.000 m $\alpha_H = 1.05 - 0.025 \times 3.00$

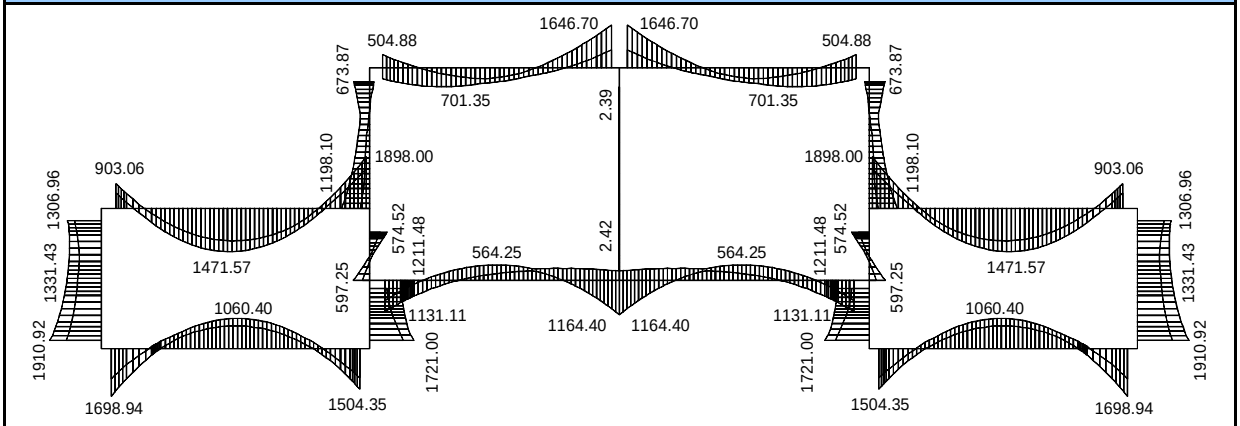
$= 0.975 \geq 0.875$ $\therefore \alpha_H = 0.975$

하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	부등침하	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC15	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			

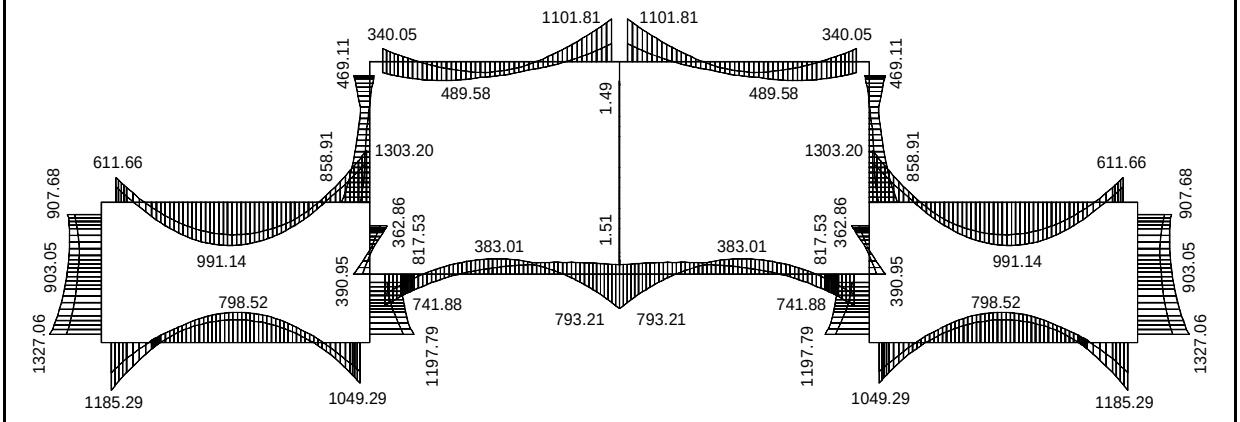
9. 단면력도

9.1 B4-1 (B3 0+579 구조계산서 참조)

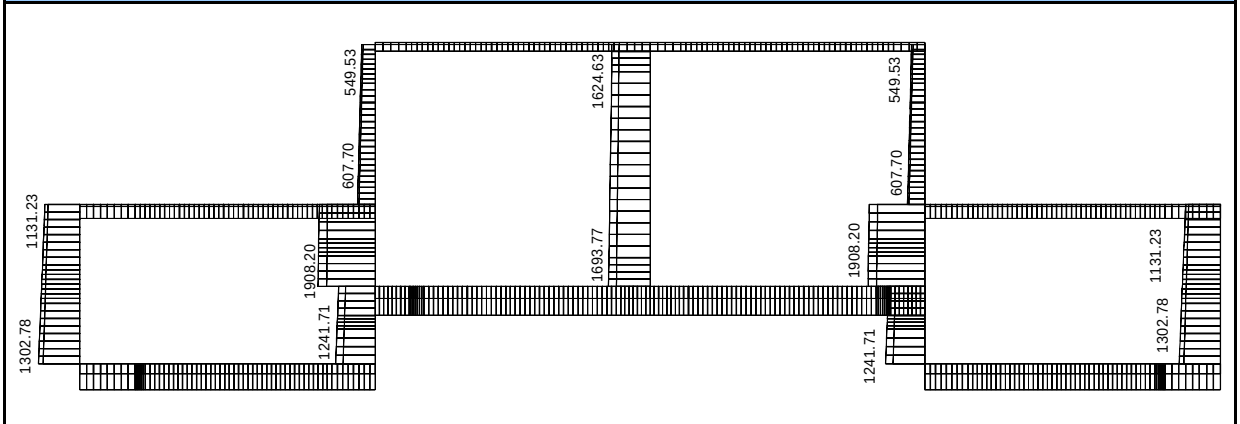
계수하중 – 모멘트도(B.M.D)



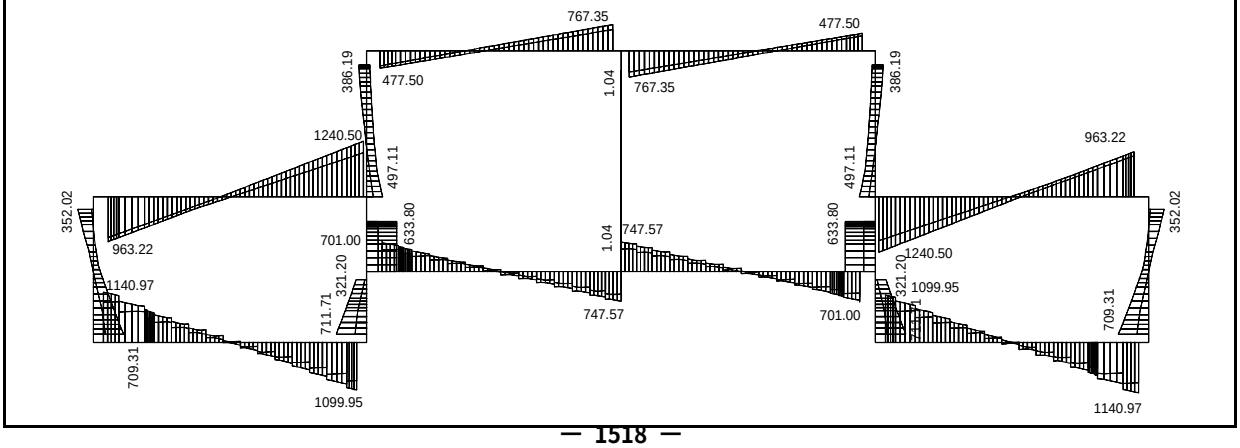
사용하중 – 모멘트도(B.M.D)



계수하중 – 축력도(A.F.D)

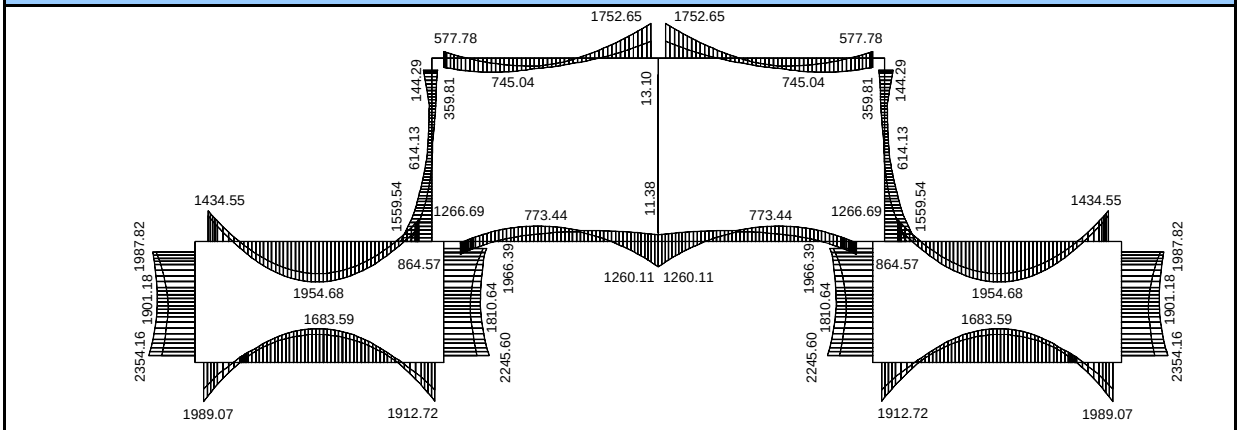


계수하중 – 전단력(S.F.D)

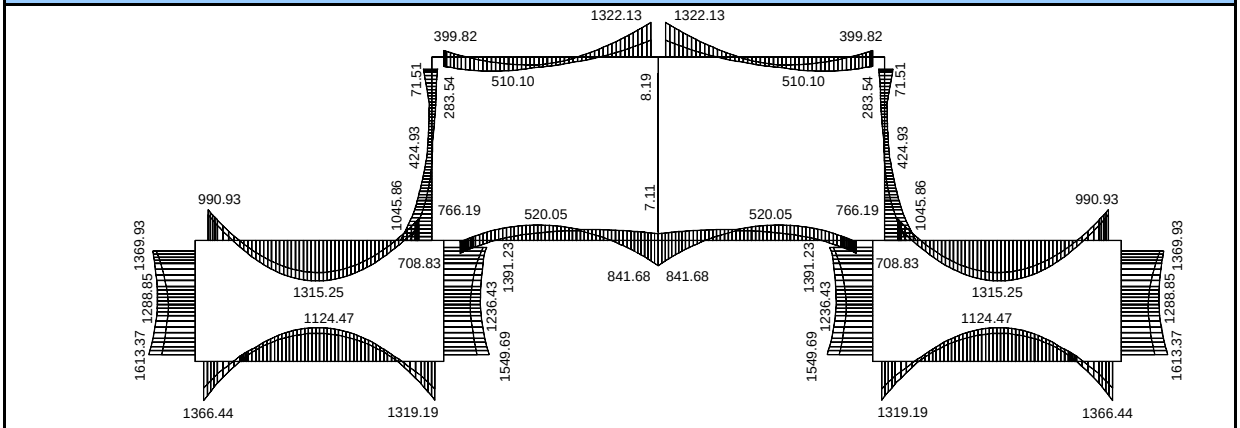


9.2 B4-2

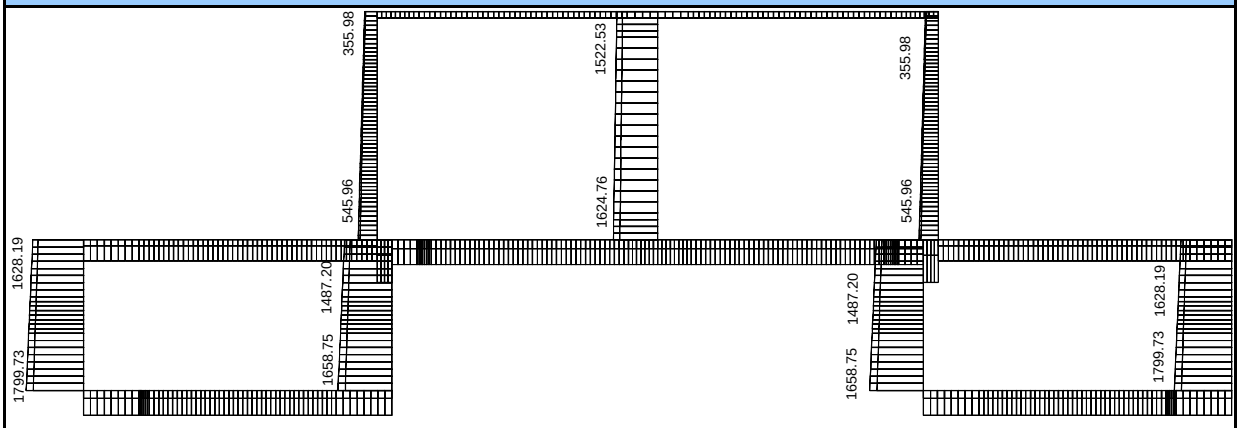
계수하중 - 모멘트도(B.M.D)



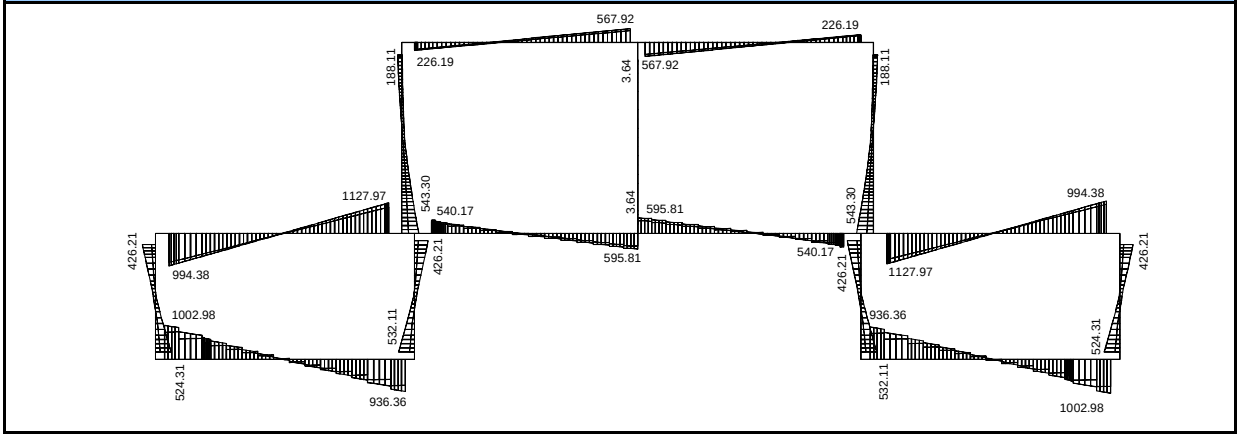
사용하중 - 모멘트도(B.M.D)



계수하중 - 축력도(A.F.D)



계수하중 - 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 B4-1 부재력 집계표(B3 0+579 구조계산서 부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	램프벽체부	903.060		649.420	611.660	1447.230		710.800	1447.230	-	710.800	611.660	지진시	지진시
	램프중앙부	1471.570		0.000	991.140	1187.570		0.000	1471.570	-	0.000	991.140	상시	상시
	램프접합부	1898.000		926.700	1303.200	1969.420		834.800	1969.420	-	926.700	1303.200	지진시	상시
	본선접합부	504.880		407.330	336.360	758.190		449.220	758.190	0.000	449.220	336.360	지진시	지진시
	본선중앙부	701.350		0.000	489.170	457.370		0.000	701.350	0.000	0.000	489.170	상시	상시
	중앙벽체부	1646.700		673.330	1101.810	946.940		463.430	1646.700	0.000	673.330	1101.810	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1698.940	-	750.430	1185.290	1659.910	-	704.190	1698.940	-	750.430	1185.290	상시	상시
	램프중앙부	1060.400	-	0.000	798.520	1154.240	-	0.000	1154.240	-	0.000	798.520	지진시	상시
	램프접합부	1504.350	-	781.240	1049.290	1400.970	-	723.560	1504.350	-	781.240	1049.290	상시	상시
	본선접합부	1131.110	-	587.020	741.880	993.300	0.000	557.180	1131.110	0.000	587.020	741.880	상시	상시
	본선중앙부	564.250	-	0.000	383.010	459.450	0.000	0.000	564.250	0.000	0.000	383.010	상시	상시
	중앙벽체부	1164.400	-	540.930	793.210	978.490	0.000	434.720	1164.400	0.000	540.930	793.210	상시	상시
	램프측구	298.440	-	716.770	234.920	696.140	0.000	673.520	696.140	0.000	716.770	234.920	지진시	상시
	본선측구	752.790	-	548.540	484.100	606.520	0.000	523.000	752.790	0.000	548.540	484.100	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	1306.960	1023.990	269.420	907.680	1783.820	549.350	416.620	1783.820	549.350	416.620	907.680	지진시	지진시
		Pmax	921.080	1131.230	269.420	907.680	325.290	1047.240	416.620	921.080	1131.230	416.620	907.680	상시	지진시
	중앙부(-)	Mmax	1331.430	1219.980	0.000	903.050	1323.090	707.730	0.000	1331.430	1219.980	0.000	903.050	상시	상시
		Pmax	1085.790	1222.460	0.000	903.050	505.920	1078.210	0.000	1085.790	1222.460	0.000	903.050	상시	상시
	하단부	Mmax	1910.920	1300.220	305.720	1327.060	1877.720	1596.100	366.800	1910.920	1300.220	366.800	1327.060	상시	지진시
		Pmax	1910.880	1302.780	305.720	1327.060	551.620	1149.830	366.800	1910.880	1302.780	366.800	1327.060	상시	지진시
내측 벽체	상단부	Mmax	574.520	1869.040	633.800	362.860	697.120	1514.490	718.160	697.120	1514.490	718.160	362.860	지진시	지진시
		Pmax	511.090	1883.490	633.800	362.860	625.320	1528.290	718.160	511.090	1883.490	718.160	362.860	상시	지진시
	중앙부(-)	Mmax	1211.480	1129.620	321.200	817.530	1022.450	996.750	348.310	1211.480	1129.620	348.310	817.530	상시	지진시
		Pmax	860.560	1161.390	321.200	817.530	1022.450	996.750	348.310	860.560	1161.390	348.310	817.530	상시	지진시
	하단부	Mmax	1721.000	1227.650	544.080	1197.790	1597.800	1114.230	476.430	1721.000	1227.650	544.080	1197.790	상시	상시
		Pmax	1700.420	1241.710	544.080	1197.790	1597.800	1114.230	476.430	1700.420	1241.710	544.080	1197.790	상시	상시

※ 벽체 : 본 선

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	붕괴방지수준			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	673.870	534.980	417.750	469.110	820.400	227.050	355.800	820.400	227.050	417.750	469.110	지진시	상시
		Pmax	632.940	549.530	417.750	469.110	146.380	589.740	355.800	146.380	589.740	417.750	469.110	지진시	상시
	중앙부(+)	Mmax								0.000	0.000	0.000	0.000	상시	상시
		Pmax								0.000	0.000	0.000	0.000	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1198.100	580.430	448.400	858.910	977.540	295.370	309.430	1198.100	580.430	448.400	858.910	상시	상시
		Pmax	867.870	607.700	448.400	858.910	145.080	637.620	309.430	145.080	637.620	448.400	858.910	지진시	상시
	하단부	Mmax	597.250	1751.360	633.800	390.950	630.060	995.950	721.250	630.060	995.950	721.250	390.950	지진시	지진시
		Pmax	541.550	1908.200	633.800	390.950	264.590	1553.000	721.250	541.550	1908.200	721.250	390.950	상시	지진시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	2.390	1601.810	1.040	1.490	199.230	1080.630	83.580	199.230	1080.630	83.580	1.490	지진시	지진시
		Pmax	2.390	1624.630	1.040	1.490	174.250	1095.340	83.580	2.390	1624.630	83.580	1.490	상시	지진시
	중앙부(+)	Mmax								0.000	0.000	0.000	0.000	상시	상시
		Pmax								0.000	0.000	0.000	0.000	상시	상시
	하단부	Mmax	2.420	1685.660	1.040	1.510	206.730	1164.480	92.490	206.730	1164.480	92.490	1.510	지진시	지진시
		Pmax	2.420	1693.770	1.040	1.510	206.730	1164.480	92.490	2.420	1693.770	92.490	1.510	상시	지진시

10.2 B4-2 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	램프벽체부	1434.550		994.380	990.930	1746.910		917.770	1746.910	-	994.380	990.930	지진시	상시
	램프중앙부	1954.680		0.000	1315.250	1472.940		0.000	1954.680	-	0.000	1315.250	상시	상시
	램프접합부	1266.690		1127.970	766.190	1475.160		972.330	1475.160	-	1127.970	766.190	지진시	상시
	본선접합부	577.780		226.190	399.820	803.250		172.470	803.250	-	226.190	399.820	지진시	상시
	본선중앙부	745.040		0.000	510.100	823.790		0.000	823.790	-	0.000	510.100	지진시	상시
	중앙벽체부	1752.650		567.920	1318.130	1730.040		532.610	1752.650	-	567.920	1318.130	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1989.070	-	1002.980	1366.440	1963.660	-	914.100	1989.070	-	1002.980	1366.440	상시	상시
	램프중앙부	1683.590	-	0.000	1124.470	1526.760	-	0.000	1683.590	-	0.000	1124.470	상시	상시
	램프접합부	1912.720	-	936.360	1319.190	1993.560	-	867.350	1993.560	-	936.360	1319.190	지진시	상시
	본선접합부	864.570	-	540.170	708.830	1142.230	-	536.340	1142.230	-	540.170	708.830	지진시	상시
	본선중앙부	773.440	-	0.000	520.050	534.200	-	0.000	773.440	-	0.000	520.050	상시	상시
	중앙벽체부	1260.110	-	595.810	841.680	1076.490	-	245.950	1260.110	-	595.810	841.680	상시	상시
	램프측구	523.390	-	956.750	391.250	906.100	-	872.370	906.100	-	956.750	391.250	지진시	상시
	본선측구	682.460	-	498.310	569.890	944.540	-	501.600	944.540	-	501.600	569.890	지진시	지진시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	1987.820	1549.530	426.210	1369.930	2315.280	785.990	337.630	2315.280	785.990	426.210	1369.930	지진시	상시
		Pmax	1895.000	1628.190	426.210	1369.930	592.990	1397.110	337.630	1895.000	1628.190	426.210	1369.930	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	1689.980	919.220	0.000	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	상시	상시
		Pmax	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	827.710	1443.590	0.000	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	상시	상시
	하단부	Mmax	2354.160	1799.730	524.310	1613.370	2261.280	1034.520	658.500	2354.160	1799.730	658.500	1613.370	상시	지진시
		Pmax	2354.160	1799.730	524.310	1613.370	628.640	1490.040	658.500	2354.160	1799.730	658.500	1613.370	상시	지진시
내측 벽체	상단부	Mmax	1966.390	1181.080	426.210	1391.230	2217.220	1085.000	340.990	2217.220	1085.000	426.210	1391.230	지진시	상시
		Pmax	1514.890	1487.200	426.210	1391.230	2042.850	1121.700	340.990	1514.890	1487.200	426.210	1391.230	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1810.640	1494.210	0.000	1236.430	1627.900	1241.500	0.000	1810.640	1494.210	0.000	1236.430	상시	상시
		Pmax	1428.400	1578.430	0.000	1236.430	1593.410	1242.710	0.000	1428.400	1578.430	0.000	1236.430	상시	상시
	하단부	Mmax	2245.600	1656.240	532.110	1549.690	2256.080	1352.050	658.950	2256.080	1352.050	658.950	1549.690	지진시	지진시
		Pmax	2235.230	1658.750	532.110	1549.690	2256.080	1352.050	658.950	2235.230	1658.750	658.950	1549.690	상시	지진시

※ 벽체 : 본 선

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	붕괴방지수준			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	144.290	339.440	188.110	71.510	648.680	267.870	256.740	648.680	267.870	256.740	71.510	지진시	지진시
		Pmax	133.250	355.980	188.110	71.510	619.850	283.740	256.740	133.250	355.980	256.740	71.510	상시	지진시
	중앙부(+)	Mmax	359.810	253.160	0.000	283.540	648.680	267.870	0.000	648.680	267.870	0.000	283.540	지진시	상시
		Pmax	133.250	355.980	0.000	274.690	619.850	283.740	0.000	133.250	355.980	0.000	274.690	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	614.130	383.570	0.000	424.930	538.260	199.100	0.000	614.130	383.570	0.000	424.930	상시	상시
		Pmax	339.730	469.840	0.000	424.930	124.990	397.710	0.000	339.730	469.840	0.000	424.930	상시	상시
	하단부	Mmax	1559.540	477.780	543.300	1045.860	1635.660	259.870	592.220	1635.660	259.870	592.220	1045.860	지진시	지진시
		Pmax	1282.130	545.960	543.300	1045.860	305.790	473.870	592.220	1282.130	545.960	592.220	1045.860	상시	지진시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	13.100	1467.910	3.640	8.190	153.040	719.510	39.490	153.040	719.510	39.490	8.190	지진시	지진시
		Pmax	1.240	1522.530	3.640	7.840	146.220	1319.140	39.490	1.240	1522.530	39.490	7.840	상시	지진시
	중앙부(+)	Mmax	9.940	1571.320	0.000	6.210	147.350	1410.050	0.000	147.350	1410.050	0.000	6.210	지진시	상시
		Pmax	1.260	1613.440	0.000	6.210	147.350	1410.050	0.000	1.260	1613.440	0.000	6.210	상시	상시
	하단부	Mmax	11.380	1582.650	3.640	7.110	169.490	1421.380	56.520	169.490	1421.380	56.520	7.110	지진시	지진시
		Pmax	1.420	1624.760	3.640	7.110	169.490	1421.380	56.520	1.420	1624.760	56.520	7.110	상시	지진시

10.3 부재력 집계표(단면검토에 적용)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	램프벽체부	1434.550		994.380	990.930	1746.910		917.770	1746.910	-	994.380	990.930	지진시	상시
	램프중앙부	1954.680		0.000	1315.250	1472.940		0.000	1954.680	-	0.000	1315.250	상시	상시
	램프접합부	1898.000		1127.970	1303.200	1969.420		972.330	1969.420	-	1127.970	1303.200	지진시	상시
	본선접합부	577.780		407.330	399.820	803.250		449.220	803.250	-	449.220	399.820	지진시	지진시
	본선중앙부	745.040		0.000	510.100	823.790		0.000	823.790	-	0.000	510.100	지진시	상시
	중앙벽체부	1752.650		673.330	1318.130	1730.040		532.610	1752.650	-	673.330	1318.130	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1989.070		1002.980	1366.440	1963.660		914.100	1989.070	-	1002.980	1366.440	상시	상시
	램프중앙부	1683.590		0.000	1124.470	1526.760		0.000	1683.590	-	0.000	1124.470	상시	상시
	램프접합부	1912.720		936.360	1319.190	1993.560		867.350	1993.560	-	936.360	1319.190	지진시	상시
	본선접합부	1131.110		587.020	741.880	1142.230		557.180	1142.230	-	587.020	741.880	지진시	상시
	본선중앙부	773.440		0.000	520.050	534.200		0.000	773.440	-	0.000	520.050	상시	상시
	중앙벽체부	1260.110		595.810	841.680	1076.490		434.720	1260.110	-	595.810	841.680	상시	상시
	램프측구	523.390		956.750	391.250	906.100		872.370	906.100	-	956.750	391.250	지진시	상시
	본선측구	752.790		548.540	569.890	944.540		523.000	944.540	-	548.540	569.890	지진시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	1987.820	1549.530	426.210	1369.930	2315.280	785.990	416.620	2315.280	785.990	426.210	1369.930	지진시	상시
		Pmax	1895.000	1628.190	426.210	1369.930	592.990	1397.110	416.620	1895.000	1628.190	426.210	1369.930	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	1689.980	919.220	0.000	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	상시	상시
		Pmax	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	827.710	1443.590	0.000	1901.180	1719.420	0.000	1288.850	상시	상시
	하단부	Mmax	2354.160	1799.730	524.310	1613.370	2261.280	1034.520	658.500	2354.160	1799.730	658.500	1613.370	상시	지진시
		Pmax	2354.160	1799.730	524.310	1613.370	628.640	1490.040	658.500	2354.160	1799.730	658.500	1613.370	상시	지진시
내측 벽체	상단부	Mmax	1966.390	1181.080	633.800	1391.230	2217.220	1085.000	718.160	2217.220	1085.000	718.160	1391.230	지진시	지진시
		Pmax	511.090	1883.490	633.800	1391.230	625.320	1528.290	718.160	511.090	1883.490	718.160	1391.230	상시	지진시
	중앙부(-)	Mmax	1810.640	1494.210	321.200	1236.430	1627.900	1241.500	348.310	1810.640	1494.210	348.310	1236.430	상시	지진시
		Pmax	1428.400	1578.430	321.200	1236.430	1593.410	1242.710	348.310	1428.400	1578.430	348.310	1236.430	상시	지진시
	하단부	Mmax	2245.600	1656.240	544.080	1549.690	2256.080	1352.050	658.950	2256.080	1352.050	658.950	1549.690	지진시	지진시
		Pmax	2235.230	1658.750	544.080	1549.690	2256.080	1352.050	658.950	2235.230	1658.750	658.950	1549.690	상시	지진시

※ 벽체 : 본 선

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	붕괴방지수준			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	673.870	534.980	417.750	469.110	820.400	227.050	355.800	820.400	227.050	417.750	469.110	지진시	상시
		Pmax	632.940	549.530	417.750	469.110	619.850	283.740	355.800	632.940	549.530	417.750	469.110	상시	상시
	중앙부(+)	Mmax	359.810	253.160	0.000	283.540	648.680	267.870	0.000	648.680	267.870	0.000	283.540	지진시	상시
		Pmax	133.250	355.980	0.000	274.690	619.850	283.740	0.000	133.250	355.980	0.000	274.690	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1198.100	580.430	448.400	858.910	977.540	295.370	309.430	1198.100	580.430	448.400	858.910	상시	상시
		Pmax	867.870	607.700	448.400	858.910	145.080	637.620	309.430	145.080	637.620	448.400	858.910	지진시	상시
	하단부	Mmax	1559.540	477.780	633.800	1045.860	1635.660	259.870	721.250	1635.660	259.870	721.250	1045.860	지진시	지진시
		Pmax	1282.130	545.960	633.800	1045.860	305.790	473.870	721.250	1282.130	545.960	721.250	1045.860	상시	지진시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	13.100	1467.910	3.640	8.190	199.230	1080.630	83.580	199.230	1080.630	83.580	8.190	지진시	지진시
		Pmax	2.390	1624.630	3.640	7.840	174.250	1095.340	83.580	2.390	1624.630	83.580	7.840	상시	지진시
	중앙부(+)	Mmax	9.940	1571.320	0.000	6.210	147.350	1410.050	0.000	147.350	1410.050	0.000	6.210	지진시	상시
		Pmax	1.260	1613.440	0.000	6.210	147.350	1410.050	0.000	1.260	1613.440	0.000	6.210	상시	상시
	하단부	Mmax	11.380	1582.650	3.640	7.110	206.730	1164.480	92.490	206.730	1164.480	92.490	7.110	지진시	지진시
		Pmax	2.420	1693.770	3.640	7.110	206.730	1164.480	92.490	2.420	1693.770	92.490	7.110	상시	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
상부슬래브	램프 벽체부	1434.55	990.93	-	1746.91	1746.91	994.38	2309.76	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.32	306.35	125.00
	램프 중앙부	1954.68	1315.25	-	1472.94	1954.68		2515.86		1.00	1.300 1.220	0.080	H32@250 + H32@250		1.29	410.13	125.00
	램프 접합부	1898.00	1303.20	-	1969.42	1969.42	1127.97	2309.76	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.17	181.72	125.00
	본선 접합부	577.78	399.82	-	803.25	803.25	449.22	1610.83		1.00	1.067 0.967	0.100	H29@250 + H29@250		2.01	687.07	125.00
	본선 중앙부	745.04	510.10	-	823.79	823.79		1081.46		1.00	0.900 0.820	0.080	H25@250 + H25@250		1.31	462.84	125.00
	중앙 벽체부	1752.65	1318.13	-	1730.04	1752.65	673.33	1968.61	1155.14	1.00	1.067 0.967	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.12	125.04	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1989.07	1366.44		1963.66	1989.07	1002.98	2472.66	1732.70	1.00	1.300 1.200	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.24	194.58	125.00
	램프 중앙부	1683.59	1124.47		1526.76	1683.59		2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		1.22	379.72	125.00
	램프 접합부	1912.72	1319.19		1993.56	1993.56	936.36	2472.66	1732.70	1.00	1.300 1.200	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.24	209.08	125.00
	본선 접합부	1131.11	741.88		1142.23	1142.23	587.02	1494.34	1299.53	1.00	1.000 0.900	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.31	387.29	125.00
	본선 중앙부	773.44	520.05		534.20	773.44		1219.28		1.00	1.000 0.920	0.080	H25@250 + H25@250		1.58	529.14	125.00
	중앙 벽체부	1260.11	841.68		1076.49	1260.11	595.81	1494.34	1299.53	1.00	1.000 0.900	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.19	183.58	125.00
	램프측구	523.39	391.25		906.10	906.10	956.75	1581.71	1371.72	1.00	1.030 0.950	0.080	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.75	964.37	125.00
	본선측구	752.79	569.89		944.54	944.54	548.54	1179.82	1108.93	1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.25	456.63	125.00

12. 단면설계

12.1 상부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1746.910	994.380	990.930	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 67.176 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1746910000 = 0

∴ Required As = 3854.214 ㎟ [p = 0.00282]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5138.952 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 79.030 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 79.030) / 79.030

= 0.0489

· ε_t = 0.0489 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2309.759 kN.m > Mu = 1746.910 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 994.380 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 994.380 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 89.565 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 89.565 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 994.380 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00376

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 279.659 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.565 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 151.414 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 151.414 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 306.347 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 416.077 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 306.347 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1954.680	0.000	1315.250	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 85.100 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1954680000 = 0

∴ Required As = 4882.636 ㎟ [p = 0.004]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6510.181 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 100.118 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 100.118) / 100.118

= 0.0336

· ε_t = 0.0336 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2515.864 kN.m > Mu = 1954.680 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00521

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.236

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 287.936 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.128 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 184.168 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 184.168 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 410.132 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 456.106 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 410.132 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1969.420	1127.970	1303.200	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 75.983 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1969420000 = 0

∴ Required As = 4359.540 ㎟ [p = 0.00319]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5812.720 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 89.392 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 89.392) / 89.392

= 0.0429

· ε_t = 0.0429 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2309.759 kN.m > Mu = 1969.420 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 1127.970 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 1127.970 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 145.228 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 145.228 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 1127.970 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00376

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 279.659 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.319 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 199.129 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 199.129 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 181.722 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 316.378 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 181.722 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
803.250	449.220	399.820	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 43.579 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 803250000 = 0

∴ Required As = 2500.325 ㎟ [p = 0.00259]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3333.766 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 51.269 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 51.269) / 51.269

= 0.0536

· ε_t = 0.0536 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1610.828 kN.m > Mu = 803.250 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 449.220 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 449.220 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00532

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 230.192 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.903 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 87.420 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 87.420 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 687.075 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 720.660 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 687.075 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
823.790	0.000	510.100	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 53.227 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 823790000 = 0

∴ Required As = 3053.885 ㎟ [p = 0.00372]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4071.847 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 62.620 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 62.620) / 62.620

= 0.0363

· ε_t = 0.0363 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1081.457 kN.m > Mu = 823.790 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00494

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.231

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 189.203 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.124 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 166.248 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 166.248 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 462.835 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 505.268 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 462.835 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1752.650	673.330	1318.130	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 97.901 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 1752650000 = 0

∴ Required As = 5617.044 ㎟ [p = 0.00581]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 7489.391 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 115.177 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 115.177) / 115.177

= 0.0222

· ε_t = 0.0222 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1968.607 kN.m > Mu = 1752.650 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN < Vu = 673.330 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 673.330 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 96.072 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 96.072 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.615 kN + 635.520 kN

= 1155.135 kN > Vu = 673.330 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00657

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.261

· j = 1 - k / 3 = 0.913

· x = k·d = 252.111 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.847 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 235.050 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 235.050 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 125.035 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 268.028 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 125.035 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 하부슬래브 단면검토

12.2.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1200.000	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1989.070	1002.980	1366.440	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 88.213 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 408000.000 As - 1989070000 = 0

∴ Required As = 5061.197 ㎟ [p = 0.00422]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26370.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3897.114 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6748.263 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 103.780 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1200.000 - 103.780) / 103.780

= 0.0317

· ε_t = 0.0317 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2472.659 kN.m > Mu = 1989.070 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 1002.980 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 1002.980 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 93.149 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 93.149 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 1002.980 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00529

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 285.250 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.671 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 194.644 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 194.644 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 194.585 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 323.668 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 194.585 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1683.590	0.000	1124.470	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 72.921 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1683590000 = 0

∴ Required As = 4183.836 ㎟ [p = 0.00343]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5578.448 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 85.789 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 85.789) / 85.789

= 0.0397

· ε_t = 0.0397 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2053.484 kN.m > Mu = 1683.590 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00421

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 262.474 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.566 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 193.202 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 193.202 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 379.724 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 434.779 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 379.724 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1200.000	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1993.560	936.360	1319.190	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 88.420 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 408000.000 As - 1993560000 = 0

∴ Required As = 5073.076 ㎟ [p = 0.00423]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26370.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3897.114 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6764.102 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 104.023 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1200.000 - 104.023) / 104.023

= 0.0316

· ε_t = 0.0316 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2472.659 kN.m > Mu = 1993.560 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 936.360 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 936.360 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 65.390 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 65.390 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 936.360 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00529

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 285.250 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.371 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 187.913 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 187.913 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 209.076 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 335.261 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 209.076 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1142.230	587.020	741.880	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 67.598 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 1142230000 = 0

∴ Required As = 3878.430 ㎟ [p = 0.00431]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5171.240 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 79.527 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 79.527) / 79.527

= 0.0310

· ε_t = 0.0310 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1494.339 kN.m > Mu = 1142.230 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN < Vu = 587.020 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 587.020 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 450 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 1.363 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 1.363 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 584.567 kN + 714.960 kN

= 1299.527 kN > Vu = 587.020 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00571

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.246

· j = 1 - k / 3 = 0.918

· x = k·d = 221.024 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.124 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 174.698 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 174.698 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 387.288 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 480.831 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 387.288 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
773.440	0.000	520.050	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 44.156 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 773440000 = 0

∴ Required As = 2533.431 ㎟ [p = 0.00275]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3377.907 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 51.948 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 51.948) / 51.948

= 0.0501

· ε_t = 0.0501 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1219.28 kN.m > Mu = 773.440 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00441

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.219

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 201.876 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.042 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 150.454 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 150.454 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 529.138 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 558.310 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 529.138 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1260.110	595.810	841.680	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 74.889 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 1260110000 = 0

∴ Required As = 4296.775 ㎟ [p = 0.00477]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5729.033 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 88.105 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 88.105) / 88.105

= 0.0276

· ε_t = 0.0276 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1494.339 kN.m > Mu = 1260.110 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN < Vu = 595.810 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 595.810 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 450 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 6.246 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 6.246 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 584.567 kN + 714.960 kN

= 1299.527 kN > Vu = 595.810 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00571

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.246

· j = 1 - k / 3 = 0.918

· x = k·d = 221.024 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.217 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 198.199 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 198.199 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 183.579 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 317.863 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 183.579 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1030.000	950.000	950.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
906.100	956.750	391.250	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 50.221 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 323000.000 As - 906100000 = 0

∴ Required As = 2881.425 ㎟ [p = 0.00303]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20876.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3085.216 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3841.900 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 59.083 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (950.000 - 59.083) / 59.083

= 0.0452

· ε_t = 0.0452 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1581.706 kN.m > Mu = 906.100 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 617.043 kN < Vu = 956.750 kN

· 1/2·Øv·Vc = 308.522 kN < Vu = 956.750 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 475 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 178.793 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 178.793 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 617.043 kN + 754.680 kN

= 1371.723 kN > Vu = 956.750 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00541

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.240

· j = 1 - k / 3 = 0.920

· x = k·d = 227.930 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.928 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 87.104 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 87.104 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1041.712 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 964.370 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 964.370 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	800.000	720.000	720.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
944.540	548.540	569.890	80.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 70.722 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 244800.000 As - 944540000 = 0

∴ Required As = 4057.700 ㎟ [p = 0.00564]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 15822.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2520.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2338.269 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2520.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5410.267 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 83.203 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 83.203) / 83.203

= 0.0230

· ε_t = 0.0230 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1179.82 kN.m > Mu = 944.540 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 498.831 kN < Vu = 548.540 kN

· 1/2·Øv·Vc = 249.416 kN < Vu = 548.540 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 360 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 32.363 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 32.363 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 498.831 kN + 610.099 kN

= 1108.930 kN > Vu = 548.540 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00714

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.270

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 194.454 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.946 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 169.252 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 169.252 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 456.627 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 496.302 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 456.627 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3 램프-벽체 단면검토

12.3.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2315.280	426.210	785.990	1369.930
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2945.686	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 3611.555 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 785.990 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2315.280 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 874.633 kN > Vu = 426.210 kN

· 1/2·Øv·Vc = 437.317 kN > Vu = 426.210 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.887 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 194.592 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 194.592 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 190.943 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 323.754 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 190.943 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1895.000	426.210	1628.190	1369.930
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1163.869	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1829.738 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1628.190 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1895.000 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 907.056 kN > Vu = 426.210 kN
· 1/2·Øv·Vc = 453.528 kN > Vu = 426.210 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00350
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198
· j = 1 - k / 3 = 0.934
· x = k·d = 290.400 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.887 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 194.592 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 194.592 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 190.943 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 323.754 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 190.943 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.3 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1901.180	0.000	1719.420	1288.850
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1105.710	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1688.781 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1719.420 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1901.180 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 918.448 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 459.224 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.844 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 207.360 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 207.360 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 166.024 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 303.819 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 166.024 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.4 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1901.180	0.000	1719.420	1288.850
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1105.710	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1688.781 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1719.420 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1901.180 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 918.448 kN > Vu = 0.000 kN
· 1/2·Øv·Vc = 459.224 kN > Vu = 0.000 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00395
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209
· j = 1 - k / 3 = 0.930
· x = k·d = 271.700 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.844 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 207.360 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 207.360 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 166.024 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 303.819 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 166.024 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.5 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2354.160	658.500	1799.730	1613.370
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1308.063	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1883.200 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1799.730 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2354.160 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 921.908 kN > Vu = 658.500 kN

· 1/2·Øv·Vc = 460.954 kN < Vu = 658.500 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.991 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 211.550 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 211.550 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 162.252 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 297.802 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 162.252 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.6 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2354.160	658.500	1799.730	1613.370
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1308.063	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1883.200 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1799.730 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2354.160 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 921.908 kN > Vu = 658.500 kN

· 1/2·Øv·Vc = 460.954 kN < Vu = 658.500 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.991 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 211.550 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 211.550 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 162.252 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 297.802 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 162.252 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.7 내측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2217.220	718.160	1085.000	1391.230
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2043.521	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2709.390 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1085.000 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2217.220 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 886.144 kN > Vu = 718.160 kN

· 1/2·Øv·Vc = 443.072 kN < Vu = 718.160 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.994 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 197.617 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 197.617 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 184.748 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 318.798 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 184.748 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.8 내측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	511.090	718.160	1883.490	1391.230
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
271.353	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 937.222 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1883.490 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 511.090 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 916.884 kN > Vu = 718.160 kN

· 1/2·Øv·Vc = 458.442 kN < Vu = 718.160 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.994 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 197.617 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 197.617 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 184.748 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 318.798 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 184.748 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.9 내측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1810.640	348.310	1494.210	1236.430
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1211.771	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1794.842 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1494.210 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1810.640 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 908.746 kN > Vu = 348.310 kN

· 1/2·Øv·Vc = 454.373 kN > Vu = 348.310 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.525 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 198.926 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 198.926 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 182.126 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 316.701 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 182.126 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.10 내측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1428.400	348.310	1578.430	1236.430
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
904.950	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1488.021 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1578.430 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1428.400 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 912.374 kN > Vu = 348.310 kN

· 1/2·Øv·Vc = 456.187 kN > Vu = 348.310 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.525 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 198.926 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 198.926 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 182.126 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 316.701 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 182.126 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.11 내측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2256.080	658.950	1352.050	1549.690
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1668.637	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2243.774 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1352.050 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2256.080 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 902.622 kN > Vu = 658.950 kN

· 1/2·Øv·Vc = 451.311 kN < Vu = 658.950 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.636 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 203.200 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 203.200 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 177.549 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 310.039 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 177.549 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.12 내측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2235.230	658.950	1658.750	1549.690
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1347.539	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1922.676 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1658.750 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2235.230 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 915.834 kN > Vu = 658.950 kN

· 1/2·Øv·Vc = 457.917 kN < Vu = 658.950 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.636 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 203.200 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 203.200 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 177.549 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 310.039 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 177.549 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4 본선-벽체 단면검토

12.4.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	820.400	417.750	227.050	469.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3613.301	0.850	#NAME?	0.75		

			1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
				H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
							TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴	USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0059] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 508.032 mm

· d" = X - H + d = 408.032 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9690.769 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4577.202 kN.m

· eb = Mb / Pb = 472.326 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'
= #NAME? kN
∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####
· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 4021.333 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ ####
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 227.050 kN ∴ ####
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 820.400 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 527.516 kN > Vu = 417.750 kN
· 1/2·Øv·Vc = 263.758 kN < Vu = 417.750 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00532
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238
· j = 1 - k / 3 = 0.921
· x = k·d = 230.067 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.582 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 102.565 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 102.565 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 554.056 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 614.245 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 554.056 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	632.940	417.750	549.530	469.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1151.784	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0059] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 508.032 mm

· d" = X - H + d = 408.032 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9690.769 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4577.202 kN.m

· eb = Mb / Pb = 472.326 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1559.816 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 549.530 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 632.940 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 538.737 kN > Vu = 417.750 kN

· 1/2·Øv·Vc = 269.369 kN < Vu = 417.750 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00532

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 230.067 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.582 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 102.565 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 102.565 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 554.056 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 614.245 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 554.056 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

##

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	648.680	0.000	267.870	283.540
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	820.000	80.000	100.000	820.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2421.622	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0054] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 492.000 mm

· a = β1·c = 418.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 450.908 mm

· d" = X - H + d = 370.908 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9597.690 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9649.758 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2981.641 kN.m

· eb = Mb / Pb = 308.986 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2792.530 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME? ## 0.005

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 267.870 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 648.680 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 543.929 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 271.965 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.780 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.011 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 160.437 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 160.437 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 478.212

· s_2 = 300·(280 / fst = 523.570

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 478.212 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

##

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	133.250	0.000	355.980	274.690
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	820.000	80.000	100.000	820.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
374.319	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0054] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 492.000 mm

· a = β1·c = 418.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 450.908 mm

· d" = X - H + d = 370.908 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9597.690 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9649.758 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2981.641 kN.m

· eb = Mb / Pb = 308.986 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 745.227 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME? ## 0.005

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 355.980 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 133.250 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 547.653 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 273.827 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.780 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.854 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 155.429 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 155.429 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 499.300 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 540.440 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 499.300 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.5 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1198.100	448.400	580.430	858.910
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2064.159	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0070] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 426.267 mm

· d" = X - H + d = 326.267 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7740.019 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3366.504 kN.m

· eb = Mb / Pb = 434.948 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2390.426 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 580.430 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1198.100 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 543.552 kN > Vu = 448.400 kN

· 1/2·Øv·Vc = 271.776 kN < Vu = 448.400 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.382 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 228.568 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 228.568 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 130.786 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 275.629 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 130.786 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.6 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	145.080	448.400	637.620	858.910
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
227.534	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0070] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 426.267 mm

· d" = X - H + d = 326.267 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7740.019 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3366.504 kN.m

· eb = Mb / Pb = 434.948 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 553.801 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 637.620 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 145.080 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 545.910 kN > Vu = 448.400 kN

· 1/2·Øv·Vc = 272.955 kN < Vu = 448.400 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.382 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 228.568 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 228.568 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 130.786 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 275.629 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 130.786 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.7 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1635.660	721.250	259.870	1045.860
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	750.000	616.667	133.333	80.000	616.667
e (mm)	β1	Øf	Øv		
6294.147	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	9530.400	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0142] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 370.000 mm

· a = β1·c = 314.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 17212500 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 338.411 mm

· d" = X - H + d = 205.078 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 7217.775 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 3812.160 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3837.714 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2760.829 kN.m

· eb = Mb / Pb = 719.394 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 6499.225 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (616.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 259.870 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1635.660 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 410.450 kN < Vu = 721.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 205.225 kN < Vu = 721.250 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 308.3 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 252.000 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 252.000 ㎟

· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 410.450 kN + 489.880 kN

= 900.330 kN > Vu = 721.250 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01545

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.369

· j = 1 - k / 3 = 0.877

· x = k·d = 227.550 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 16.997 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 202.914 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 220.296 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 147.474 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 285.979 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 147.474 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.8 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1282.130	721.250	545.960	1045.860
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	750.000	616.667	133.333	80.000	616.667
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2348.395	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	9530.400	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0142] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 370.000 mm

· a = β1·c = 314.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 17212500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 338.411 mm

· d" = X - H + d = 205.078 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 7217.775 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 3812.160 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3837.714 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2760.829 kN.m

· eb = Mb / Pb = 719.394 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2553.473 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (616.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 545.960 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1282.130 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 421.363 kN < Vu = 721.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 210.682 kN < Vu = 721.250 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 308.3 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 243.152 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 243.152 ㎟

· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 421.363 kN + 489.880 kN

= 911.243 kN > Vu = 721.250 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01545

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.369

· j = 1 - k / 3 = 0.877

· x = k·d = 227.550 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 16.997 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 202.914 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 220.296 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 147.474 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 285.979 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 147.474 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.9 중앙부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	199.230	83.580	1080.630	8.190
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
184.365	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 328.381 mm

· d" = X - H + d = 248.381 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1530.852 kN.m

· eb = Mb / Pb = 234.410 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 432.746 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1080.630 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 199.230 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 304.383 kN > Vu = 83.580 kN

· 1/2·Øv·Vc = 152.192 kN > Vu = 83.580 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.286 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 9.338 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 9.338 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 11064.378 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 8995.502 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 8995.502 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.10 중앙부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2.390	83.580	1624.630	7.840
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1.471	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 328.381 mm

· d" = X - H + d = 248.381 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1530.852 kN.m

· eb = Mb / Pb = 234.410 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 249.852 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1624.630 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2.390 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 320.283 kN > Vu = 83.580 kN

· 1/2·Øv·Vc = 160.142 kN > Vu = 83.580 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.274 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 8.939 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 8.939 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 11566.280 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 9397.024 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 9397.024 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

##

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	147.350	0.000	1410.050	6.210
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
104.500	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 270.154 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1410.050 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 147.350 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 327.749 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 163.875 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.369 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 9.989 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 9.989 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 10331.563 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 8409.250 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 8409.250 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

##

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1.260	0.000	1613.440	6.210
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
0.781	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 166.435 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1613.440 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1.260 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 335.676 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 167.838 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.369 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 9.989 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 9.989 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 10331.563 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 8409.250 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 8409.250 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.13 중앙부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	206.730	92.490	1164.480	7.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
177.530	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 343.184 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1164.480 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 206.730 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 318.179 kN > Vu = 92.490 kN

· 1/2·Øv·Vc = 159.090 kN > Vu = 92.490 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.422 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 11.436 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 11.436 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 9001.532 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 7345.226 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 7345.226 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.14 중앙부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2.420	92.490	1693.770	7.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1.429	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 167.083 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1693.770 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2.420 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 338.806 kN > Vu = 92.490 kN

· 1/2·Øv·Vc = 169.403 kN > Vu = 92.490 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.422 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 11.436 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 11.436 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 9001.532 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 7345.226 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 7345.226 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

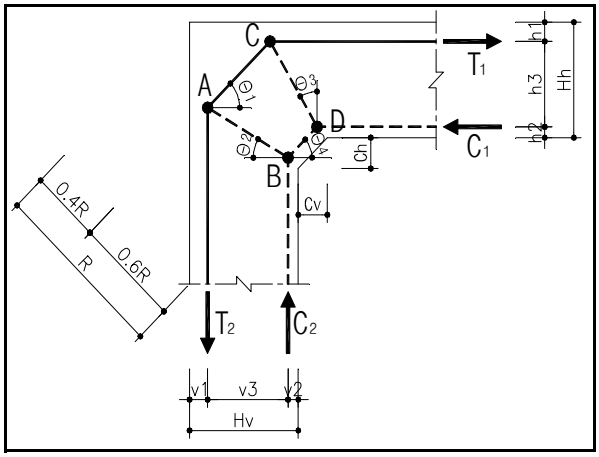
13. 우각부 보강검토

13.1 상부슬래브 (램프 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	2315.280 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 2262.74 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

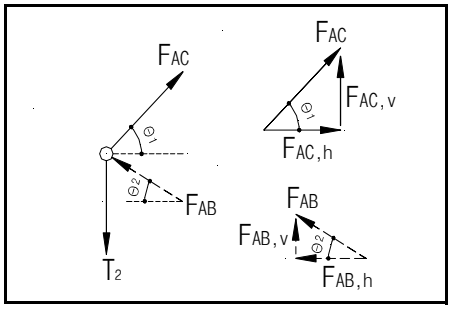
θ_2 = 15.92°

θ_3 = 21.80°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

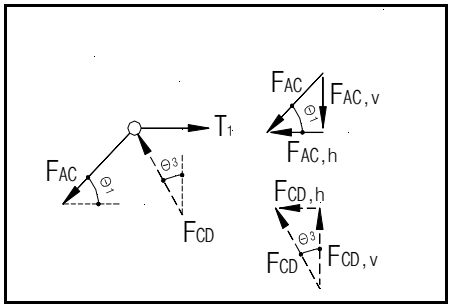
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2) \quad \cdots\cdots ③$$

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{2{,}315.280}{1.120} =$ 2,067.214 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{2{,}315.280}{1.220} =$ 1,897.770 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 2,088.202 kN

식 ⑥ 으로부터

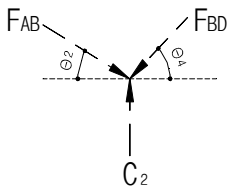
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 2,088.202 kN

따라서 F_{AC} = **2,088.202** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}535.478 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}088.202 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}590.327 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	2,088.202	타이
AB	-1,535.478	스트럿
BD	-2,088.202	스트럿
CD	-1,590.327	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,088.202 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}088{,}201.771}{0.85 \times 400} = 6{,}141.77 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H 0 @ 250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H 29 @ 250	=	2,569.60	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H 25 @ 250	=	2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H 25 @ 250	=	2,026.80	mm^2	(2 단)
	합계	=	**6,623.20**	mm^2	

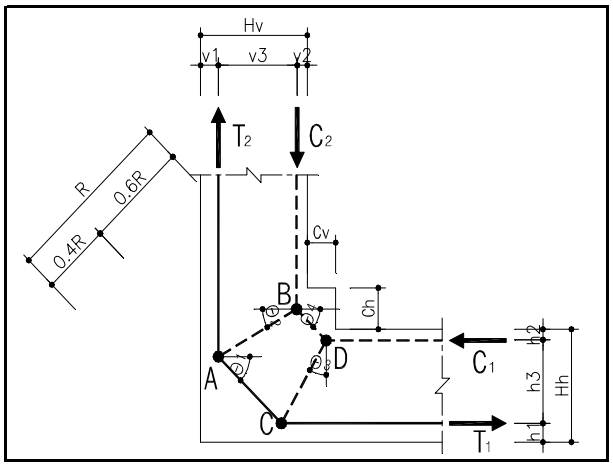
$A_{s,used}$ = 6,623.20 mm^2 > 6,141.77 mm^2 ……O.K

13.2 하부슬래브(램프 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	2354.160 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1910.50 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

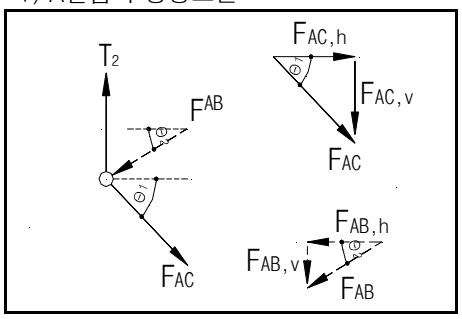
Θ_2 = 7.38°

Θ_3 = 12.97°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

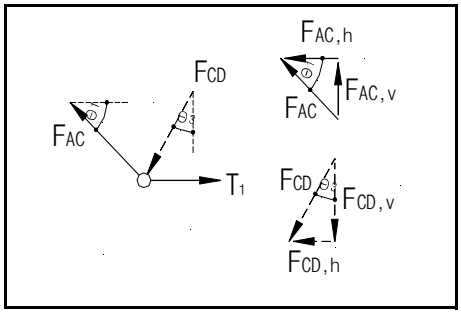
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{2{,}354.160}{1.120} =$ 2,101.929 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{2{,}354.160}{1.220} =$ 1,929.639 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 2,416.125 kN

식 ⑥ 으로부터

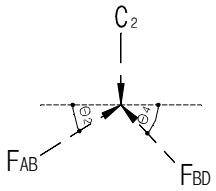
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 2,416.125 kN

따라서 $F_{AC} =$ **2,416.125** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}722.716 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}416.125 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}753.182 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**2,416.125**	타이
AB	**-1,722.716**	스트럿
BD	**-2,416.125**	스트럿
CD	**-1,753.182**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,416.125 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}416{,}124.827}{0.85 \times 400} = 7{,}106.25 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00 mm²	(1 cycle)
	= H	32	@	250	=	3,176.80 mm²	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60 mm²	(1 단)
	= H	29	@	250	=	2,569.60 mm²	(2 단)
				합계	=	**8,316.00** mm²	

$A_{s,used}$ = 8,316.00 mm^2 > 7,106.25 mm^2 ……O.K

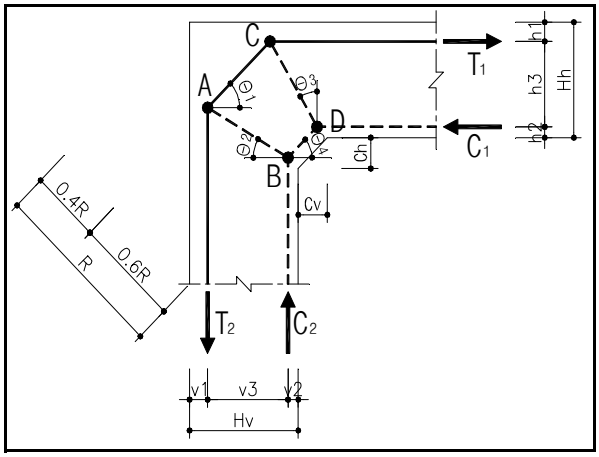
13. 우각부 보강검토

13.3 상부슬래브 (본선 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	820.400 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1626.35 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

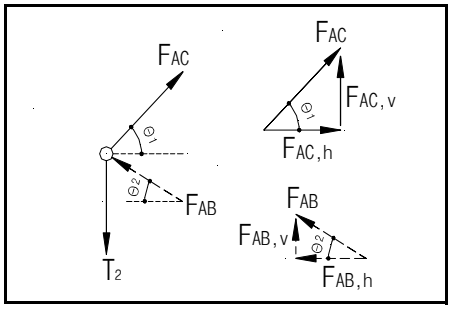
θ_2 = 29.48°

θ_3 = 29.48°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

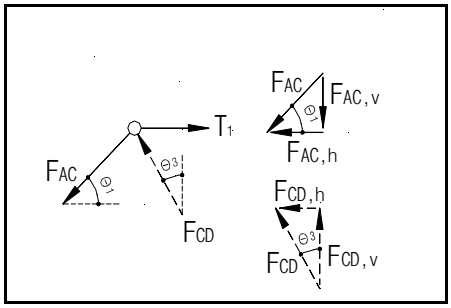
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2) \quad \cdots\cdots ③$$

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \Theta = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{820.400}{0.720} =$ 1,139.444 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{820.400}{0.720} =$ 1,139.444 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,029.477 kN

식 ⑥ 으로부터

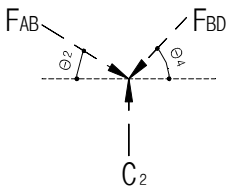
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,029.477 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,029.477** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 836.205 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,029.477 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 836.205 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,029.477	타이
AB	-836.205	스트럿
BD	-1,029.477	스트럿
CD	-836.205	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,029.477 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,029,477.202}{0.85 \times 400} = 3,027.87 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00 mm²	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60 mm²	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40 mm²	(1 단)
	= H		@		=	0.00 mm²	(2 단)
				합계	=	**4,118.00** mm²	

$A_{s,used}$ = 4,118.00 mm^2 > 3,027.87 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 기둥부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.5 램프 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.6 본선-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.7 본선 중앙부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 사용성 검토

부 재	최소두께 또는 높이 t (mm)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
일방향 슬래브	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
보	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

부 재	지간 L (mm)	최소두께 t (mm)	사용두께 t (mm)	평 가
상부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	1300.00	O.K
상부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	900.00	O.K
하부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	1300.00	O.K
하부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	1000.00	O.K

16. 지지력 검토

16.1 하중 산정 : 램프

16.1.1 고정하중

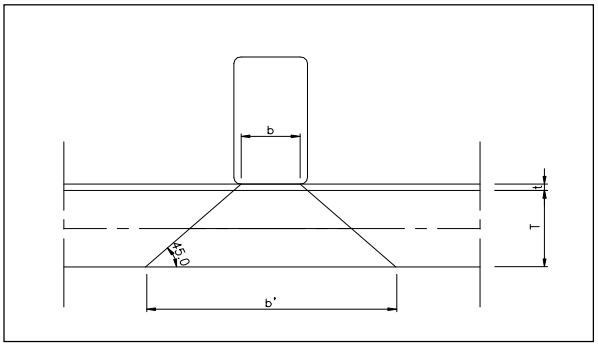
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1870.46 / 23.900 = 78.262 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 153.925 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

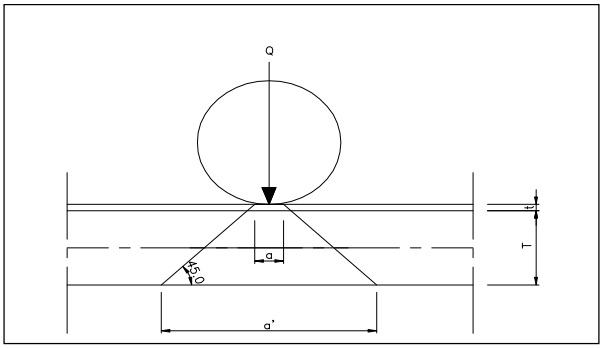


t = 40.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1300.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.300 + 0.040) x cot 45°

= 3.18 m



a' = 0.200 + 2 x (1.300 + 0.040) x cot 45°

= 2.88 m

Qz' = 96.000 / (3.180 x 2.880) = 10.48 kN/m^2

16.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 78.262 + 153.925 + 0.000 + 10.000 + 10.482

= 252.669 kN/m^2

220

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 252.669 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16.3 하중 산정 : 본선

16.3.1 고정하중

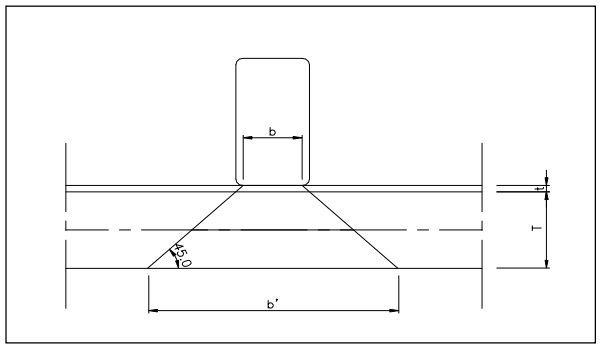
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1285.98 / 16.800 = 76.547 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 49.075 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

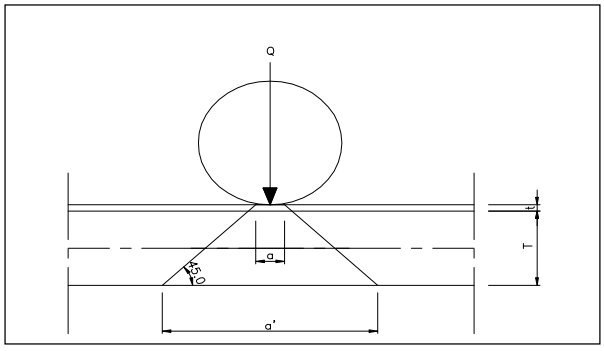


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1000.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.60 m



a' = 0.200 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.30 m

Qz' = 96.000 / (2.600 x 2.300) = 16.05 kN/m^2

16.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 76.547 + 49.075 + 0.000 + 10.000 + 16.054

= 151.676 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

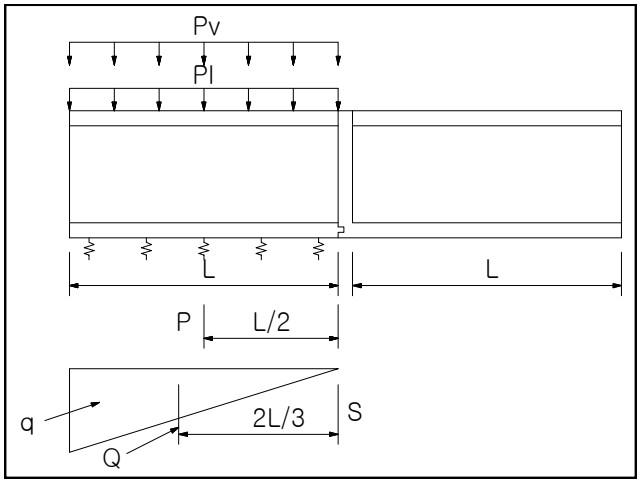
Qmax = 151.676 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

17. 신축이음부 검토

17-1. 램프

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 11.95 \times 8 \times 19.0$

$= 1816.4 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (1816.4 + 153.6) \times 40.0 = 78800.0 \ kN$

$S = P / 4 = 78800 / 4 = 19700.0 \ kN$

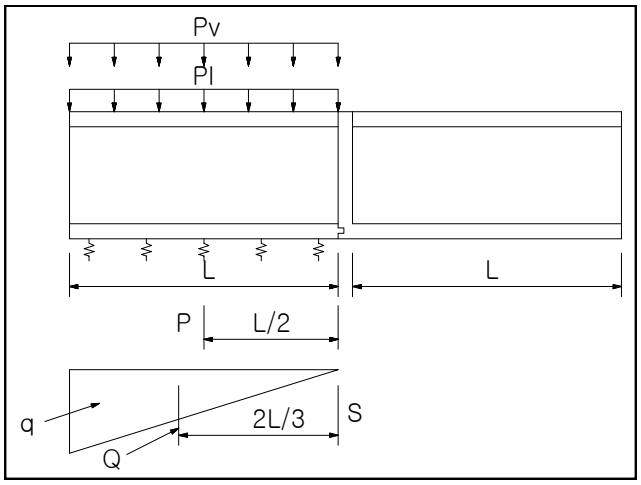
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 19700.0 x 1000 / 80 = 246,250 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 197 EA = 794.2 x 197 = 156,457 mm²

17-2. 본선

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 16.8 x 0.55 x 19.0

= 175.56 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.2) = 153.6 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (175.56 + 153.6)x 40.0 = 13166.4 kN

S = P / 4 = 13166.4 / 4 = 3291.6 kN

(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 3291.6 x 1000 / 80 = 41,145 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 337 EA = 794.2 x 337 = 267,645 mm²

※ 일체구조로 검토 : 램프x2ea + 본선

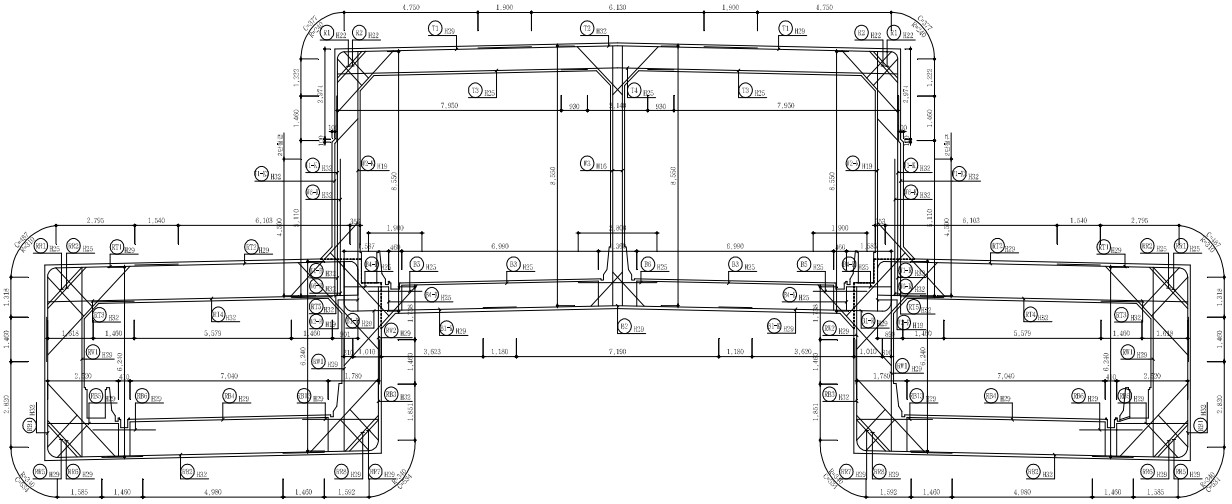
☞ 소요철근량 Areq = 492,500 + 41,145 = 533,645 mm²

☞ 사용철근량 As = 312,915 + 267,645 = 580,560 mm²

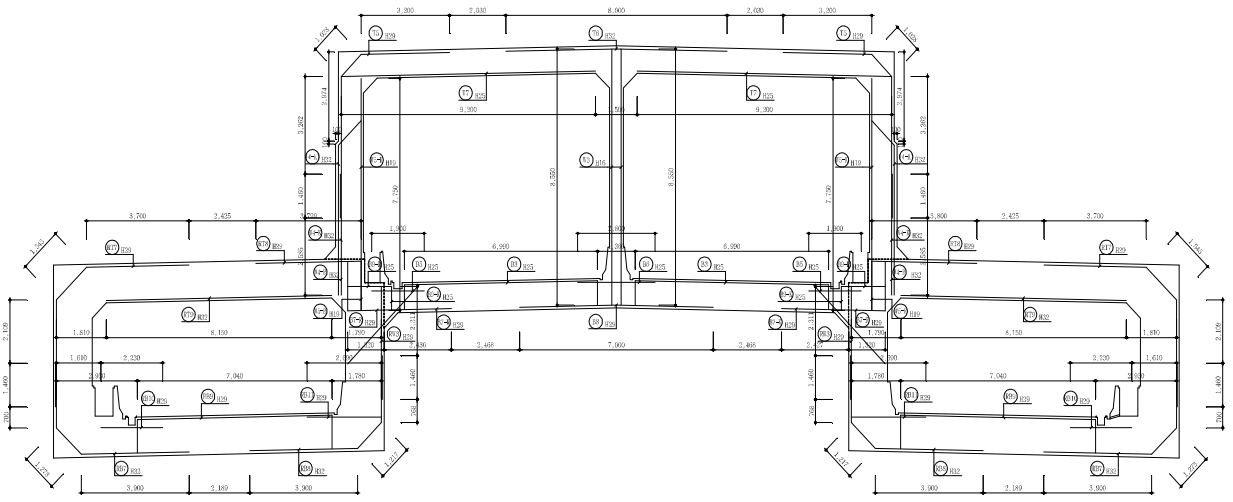
∴ O.K

18. 주철근조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



국회대로 지하차도

STA.0+659.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

D / B_o ≥ 0.5 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
D / B_o < 0.5 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간슬래브	외측벽체	기둥	거더
상면(벽체외측)	100	80	80	100	90	135
하면(벽체내측)	80	100	80	80	90	90

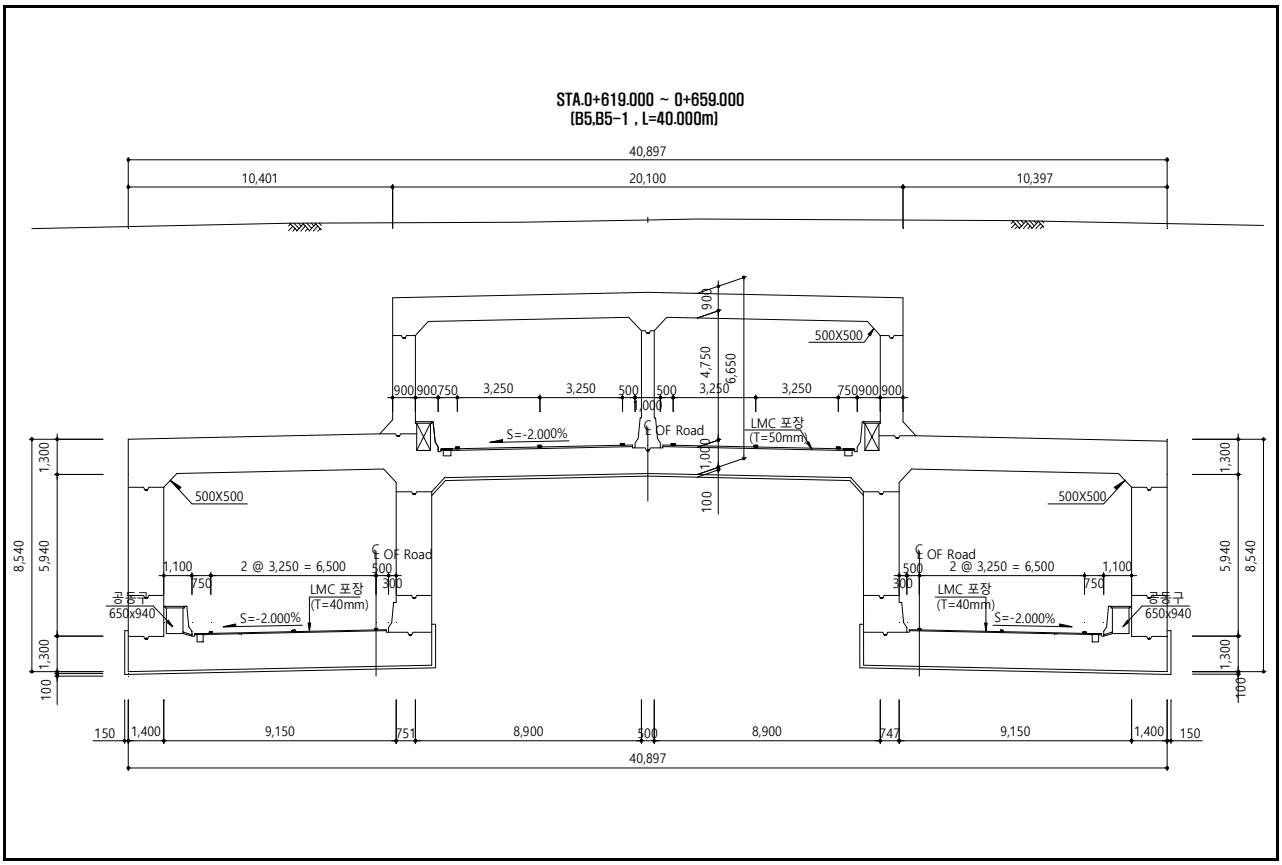
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

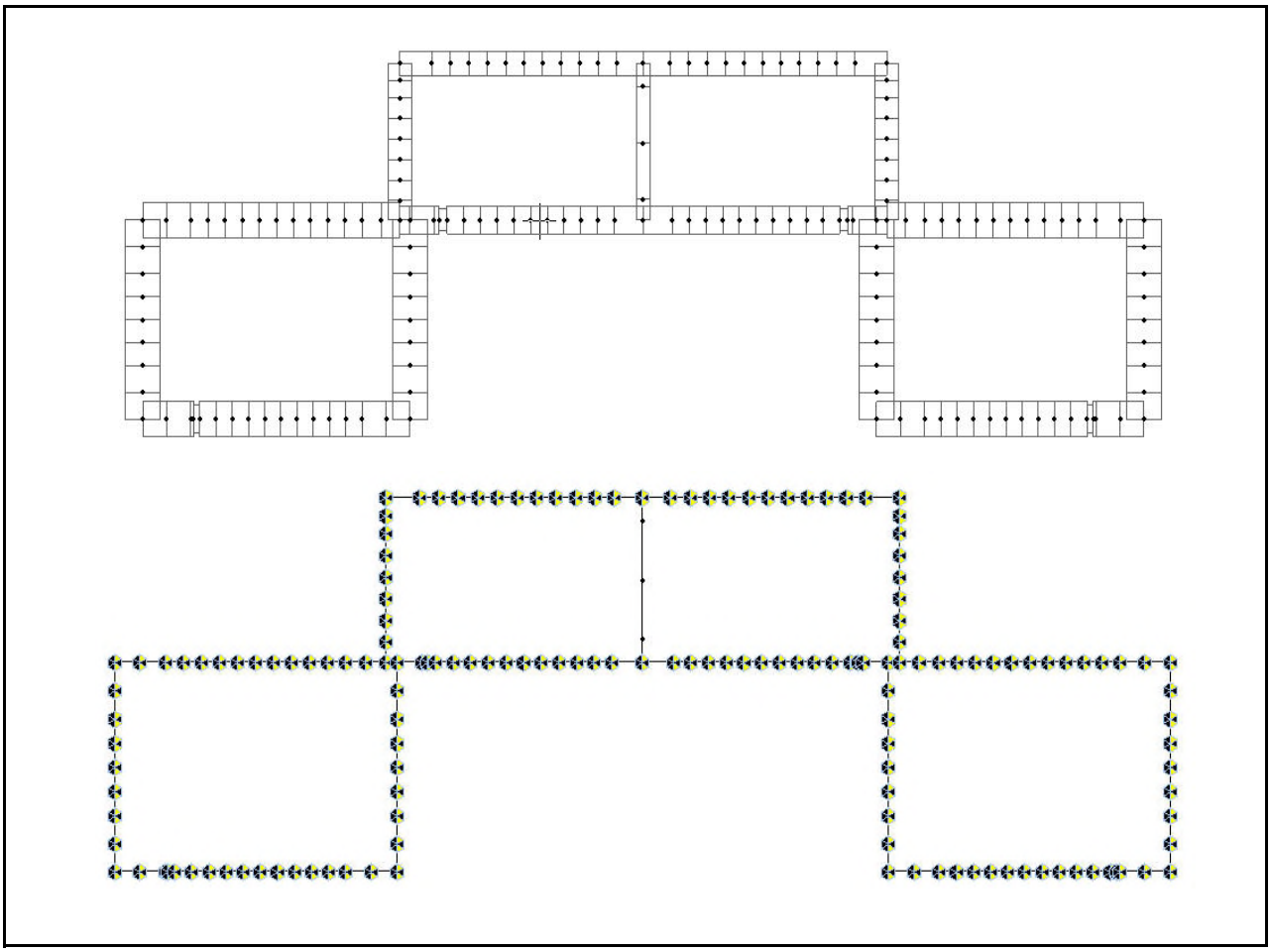
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	1.600	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	10.200	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	2.700	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	3.500	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	12.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 17.000 m = 40.900 m = 12.940 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,283	16,300	4,428	5,433	107,168	2,686	6,367	895	2,122
퇴적층(자갈층)	987,663	47,820	58,681	15,940	19,560	385,806	18,680	22,922	6,227	7,641
풍화토	2,201,831	106,608	130,820	35,536	43,607	860,090	41,644	51,102	13,881	17,034
풍화암	5,043,990	244,218	299,685	81,406	99,895	1,970,308	95,398	117,064	31,799	39,021
연 암	18,933,228	916,704	1,124,903	305,568	374,968	7,395,792	358,087	439,415	119,362	146,472
보통암	15,536,147	752,225	923,068	250,742	307,689	6,068,807	293,838	360,573	97,946	120,191
경 암	59,590,479	2,885,235	3,540,520	961,745	1,180,173	23,277,531	1,127,045	1,383,016	375,682	461,005

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	10,288	25,197	3,429	8,399	107,168	4,019	9,842	1,340	3,281
퇴적층(자갈층)	987,663	37,038	90,708	12,346	30,236	385,806	14,468	35,433	4,823	11,811
풍화토	2,201,831	82,571	202,219	27,524	67,406	860,090	32,254	78,992	10,751	26,331
풍화암	5,043,990	189,155	463,245	63,052	154,415	1,970,308	73,888	180,955	24,629	60,318

연 암	18,933,228	710,014	1,738,848	236,671	579,616	7,395,792	277,349	679,238	92,450	226,413
보통암	15,536,147	582,621	1,426,857	194,207	475,619	6,068,807	227,586	557,366	75,862	185,789
경 암	59,590,479	2,234,701	5,472,854	744,900	1,824,285	23,277,531	872,930	2,137,834	290,977	712,611

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.450	1.250	40,647	13,549	139 163
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	1.250	0.730	47,342	15,781	140 162
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.730	0.730	34,909	11,636	141 to149 153 to 161
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.730	1.050	42,560	14,187	150 152
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	1.050	1.050	50,211	16,737	151
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.700	0.950	30,557	10,186	63 121
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.950	35,186	11,729	64 120
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.675	30,094	10,031	65 119
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.675	25,001	8,334	66 to 74 110 to 118
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.750	26,390	8,797	75 109
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.750	0.750	27,779	9,260	76 108
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.750	0.450	22,223	7,408	77 107

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화암	189,155	63,052	0.700	0.950	156,052	52,017	1 34
풍화암	189,155	63,052	0.950	0.950	179,697	59,899	2 16 19 33
풍화암	189,155	63,052	0.950	0.100	99,306	33,102	3 32
풍화암	189,155	63,052	0.100	0.250	33,102	11,034	4 31
풍화암	189,155	63,052	0.250	0.640	84,174	28,058	5 30
풍화암	189,155	63,052	0.640	0.640	121,059	40,353	6 to 14 21 to 29
풍화암	189,155	63,052	0.640	0.950	150,378	50,126	15 20
풍화암	189,155	63,052	0.950	0.700	156,052	52,017	17 18
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.950	0.200	27,497	9,166	79 105
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.200	0.300	11,955	3,985	80 104
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.300	0.660	22,954	7,651	81 103
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.660	0.660	31,561	10,520	82 to 90 94 to 102
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.660	1.150	43,277	14,426	91 93
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	1.150	1.150	54,993	18,331	92

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.450	0.625	31,541	10,514	139
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.625	36,676	12,225	136
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.750	40,343	13,448	134
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.750	44,011	14,670	132

퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.750	44,011	14,670	129
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.750	44,011	14,670	127
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.725	43,277	14,426	125
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.725	0.725	42,544	14,181	122
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.725	0.650	40,343	13,448	77
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.650	0.975	73,700	24,567	63
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.975	88,440	29,480	59
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.835	82,091	27,364	55
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.835	0.835	75,741	25,247	51
풍화토	202,219	67,406	0.575	0.835	142,564	47,521	47
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.835	168,853	56,284	43
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.975	183,008	61,003	39
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.975	451,664	150,555	35
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.650	376,387	125,462	1
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.650	0.975	73,700	24,567	106
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.975	88,440	29,480	61
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.835	82,091	27,364	57
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.835	0.835	75,741	25,247	53
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.835	168,853	56,284	49
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.835	168,853	56,284	45
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.975	183,008	61,003	41
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.975	451,664	150,555	37
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.650	376,387	125,462	18

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.450	0.625	31,541	10,514	163
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.625	36,676	12,225	137
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.750	40,343	13,448	135
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.750	44,011	14,670	133
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.750	44,011	14,670	130
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.750	44,011	14,670	128
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.725	43,277	14,426	126
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.725	0.725	42,544	14,181	123
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.725	0.650	40,343	13,448	107
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.650	0.975	73,700	24,567	121
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.975	88,440	29,480	62
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.835	82,091	27,364	58
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.835	0.835	75,741	25,247	54
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.835	168,853	56,284	50
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.835	168,853	56,284	46
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.975	183,008	61,003	42
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.975	451,664	150,555	38
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.650	376,387	125,462	34
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.650	0.975	73,700	24,567	78
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.975	88,440	29,480	60
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.835	82,091	27,364	56

퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.835	0.835	75,741	25,247	52
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.835	168,853	56,284	48
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.835	168,853	56,284	44
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.975	183,008	61,003	40
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.975	451,664	150,555	36
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.650	376,387	125,462	17

*** 붕괴방지수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.450	1.250	15,878	5,293	139 163
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	1.250	0.730	18,493	6,164	140 162
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.730	0.730	13,636	4,545	141 to149 153 to 161
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.730	1.050	16,625	5,542	150 152
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	1.050	1.050	19,614	6,538	151
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.700	0.950	11,936	3,979	63 121
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.950	13,745	4,582	64 120
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.675	11,755	3,918	65 119
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.675	9,766	3,255	66 to 74 110 to 118
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.750	10,309	3,436	75 109
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.750	0.750	10,851	3,617	76 108
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.750	0.450	8,681	2,894	77 107

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화암	73,888	24,629	0.700	0.950	60,958	20,319	1 34
풍화암	73,888	24,629	0.950	0.950	70,194	23,398	2 16 19 33
풍화암	73,888	24,629	0.950	0.100	38,791	12,930	3 32
풍화암	73,888	24,629	0.100	0.250	12,930	4,310	4 31
풍화암	73,888	24,629	0.250	0.640	32,880	10,960	5 30
풍화암	73,888	24,629	0.640	0.640	47,289	15,763	6 to 14 21 to 29
풍화암	73,888	24,629	0.640	0.950	58,741	19,580	15 20
풍화암	73,888	24,629	0.950	0.700	60,958	20,319	17 18
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.950	0.200	10,741	3,580	79 105
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.200	0.300	4,670	1,557	80 104
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.300	0.660	8,966	2,989	81 103
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.660	0.660	12,329	4,110	82 to 90 94 to 102
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.660	1.150	16,905	5,635	91 93
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	1.150	1.150	21,482	7,161	92

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.450	0.625	12,321	4,107	139
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.625	14,326	4,775	136
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.750	15,759	5,253	134

퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.750	17,192	5,731	132
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.750	17,192	5,731	129
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.750	17,192	5,731	127
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.725	16,905	5,635	125
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.725	0.725	16,619	5,540	122
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.725	0.650	15,759	5,253	77
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.650	0.975	28,789	9,596	63
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.975	34,547	11,516	59
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.835	32,067	10,689	55
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.835	0.835	29,586	9,862	51
풍화토	78,992	26,331	0.575	0.835	55,689	18,563	47
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.835	65,958	21,986	43
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.975	71,487	23,829	39
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.975	176,431	58,810	35
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.650	147,026	49,009	1
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.650	0.975	28,789	9,596	106
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.975	34,547	11,516	61
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.835	32,067	10,689	57
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.835	0.835	29,586	9,862	53
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.835	65,958	21,986	49
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.835	65,958	21,986	45
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.975	71,487	23,829	41
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.975	176,431	58,810	37
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.650	147,026	49,009	18

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.450	0.625	12,321	4,107	163
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.625	14,326	4,775	137
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.750	15,759	5,253	135
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.750	17,192	5,731	133
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.750	17,192	5,731	130
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.750	17,192	5,731	128
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.725	16,905	5,635	126
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.725	0.725	16,619	5,540	123
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.725	0.650	15,759	5,253	107
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.650	0.975	28,789	9,596	121
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.975	34,547	11,516	62
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.835	32,067	10,689	58
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.835	0.835	29,586	9,862	54
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.835	65,958	21,986	50
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.835	65,958	21,986	46
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.975	71,487	23,829	42
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.975	176,431	58,810	38
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.650	147,026	49,009	34
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.650	0.975	28,789	9,596	78
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.975	34,547	11,516	60

퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.835	32,067	10,689	56
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.835	0.835	29,586	9,862	52
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.835	65,958	21,986	48
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.835	65,958	21,986	44
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.975	71,487	23,829	40
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.975	176,431	58,810	36
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.650	147,026	49,009	17

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	-	-
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.16 = 0.091 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.16 = 0.224 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

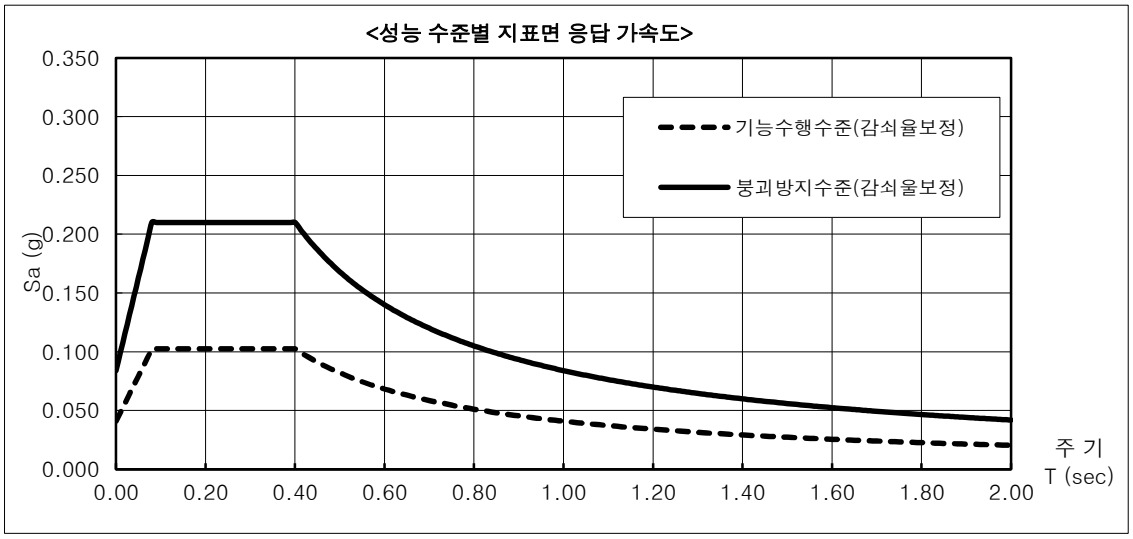
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

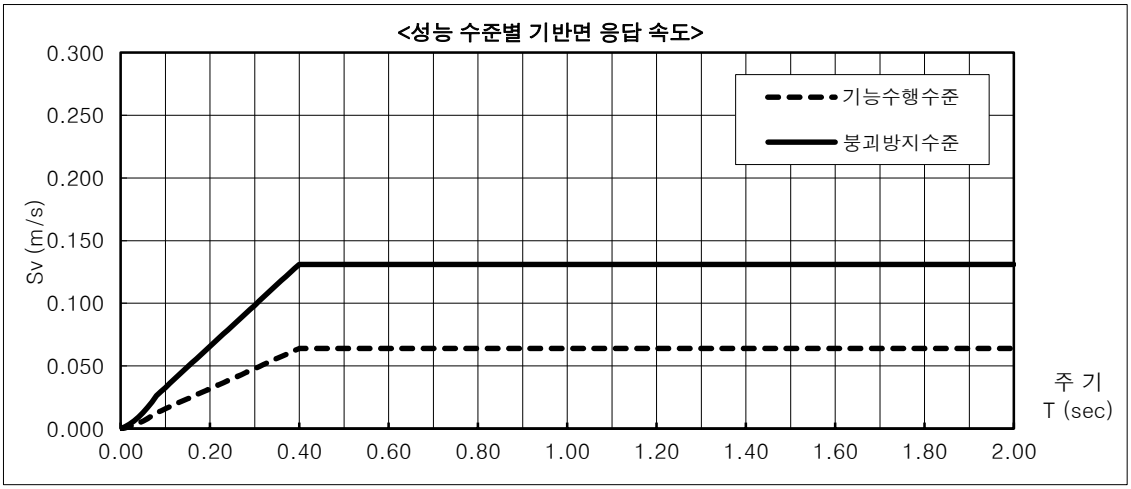
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.600	매립층	-	156	0.041
10.200	퇴적층(자갈층)	-	289	0.141
2.700	풍화토	-	424	0.025
3.500	풍화암	-	631	0.022
12.000	연 암	-	1216	0.039
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.268

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.268 = 0.34 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.103 g = 1.007 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.054 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.600	매립층	-	156	0.041
10.200	퇴적층(자갈층)	-	289	0.141
2.700	풍화토	-	424	0.025
3.500	풍화암	-	631	0.022
12.000	연 암	-	1216	0.039
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.268

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.268 = 0.34 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.210 g = 2.061 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.112 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

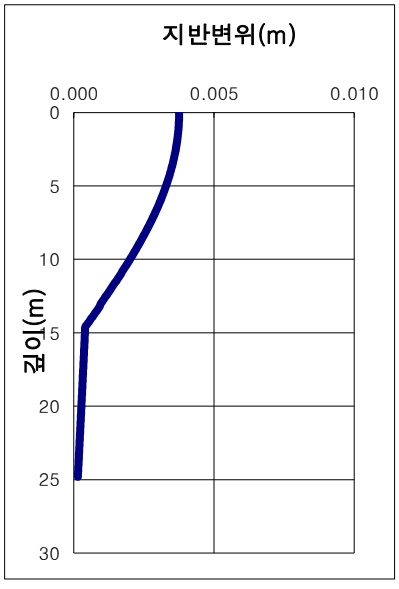
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.65 m, H_1 = 14.5 m, H_2 = 15.5 m, γ_1 = 19.1, γ_2 = 22.5

V_{s0d1} = 300 m/s V_{s0d2} = 1084 m/s α = 0.23

ω_0 = 30.220 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.650 m

Sv = 0.054 m/s

Ts = 0.34 sec

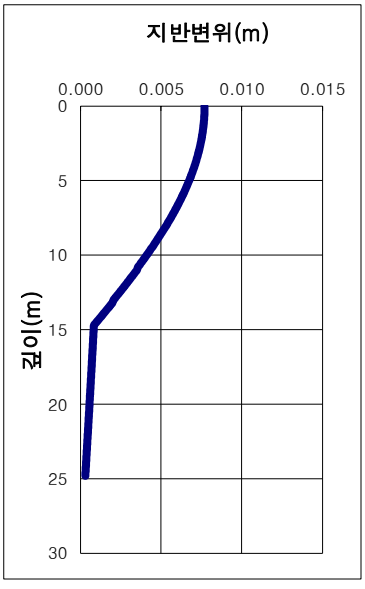
$U(Z_U)$=U(Z=2.950m)

= 0.003588 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.650m)

= 0.000369 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.650 m

Sv = 0.112 m/s

Ts = 0.34 sec

$U(Z_U)$=U(Z=2.950m)

= 0.007347 m

$U(Z_B)$=J(Z=15.890m

= 0.000756 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

* **상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 15,940 \times 0.003588 = \mathbf{57.185}\ kN/m^2$ (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 6,227 \times 0.007347 = \mathbf{45.744}\ kN/m^2$ (붕괴방지수준)

* **측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	139	2.950	0.003588	0.000369	0.003218	58,681	188.851
	136	3.575	0.003511	0.000369	0.003142	58,681	184.362
	134	4.200	0.003421	0.000369	0.003051	58,681	179.055
	132	4.950	0.003294	0.000369	0.002925	58,681	171.634
	129	5.700	0.003149	0.000369	0.002780	58,681	163.107
	127	6.450	0.002985	0.000369	0.002616	58,681	153.523
	125	7.200	0.002805	0.000369	0.002436	58,681	142.935
	122	7.925	0.002615	0.000369	0.002246	58,681	131.804
	77	8.650	0.002412	0.000369	0.002042	58,681	119.852
	63	8.650	0.002412	0.000369	0.002042	90,708	185.265
	59	9.625	0.002118	0.000369	0.001748	90,708	158.594
	55	10.600	0.001803	0.000369	0.001434	90,708	130.064
	51	11.435	0.001520	0.000369	0.001151	90,708	104.363
	47	12.270	0.001226	0.000369	0.000856	202,219	173.185
	43	13.105	0.000923	0.000369	0.000554	202,219	111.950
	39	13.940	0.000614	0.000369	0.000244	202,219	49.391
	35	14.915	0.000393	0.000369	0.000024	463,245	11.139
	1	15.890	0.000369	0.000369	0.000000	463,245	0.000
	106	8.650	0.002412	0.000369	0.002042	90,708	185.265
	61	9.625	0.002118	0.000369	0.001748	90,708	158.594
	57	10.600	0.001803	0.000369	0.001434	90,708	130.064
	53	11.435	0.001520	0.000369	0.001151	90,708	104.363
	49	12.270	0.001226	0.000369	0.000856	202,219	173.185
	45	13.105	0.000923	0.000369	0.000554	202,219	111.950
	41	13.940	0.000614	0.000369	0.000244	202,219	49.391
	37	14.915	0.000393	0.000369	0.000024	463,245	11.139
	18	15.890	0.000369	0.000369	0.000000	463,245	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	163	2.950	0.003588	0.000369	0.003218	58,681	188.851
	137	3.575	0.003511	0.000369	0.003142	58,681	184.362
	135	4.200	0.003421	0.000369	0.003051	58,681	179.055
	133	4.950	0.003294	0.000369	0.002925	58,681	171.634
	130	5.700	0.003149	0.000369	0.002780	58,681	163.107
	128	6.450	0.002985	0.000369	0.002616	58,681	153.523
	126	7.200	0.002805	0.000369	0.002436	58,681	142.935
	123	7.925	0.002615	0.000369	0.002246	58,681	131.804
	107	8.650	0.002412	0.000369	0.002042	58,681	119.852
	121	8.650	0.002412	0.000369	0.002042	90,708	185.265
	62	9.625	0.002118	0.000369	0.001748	90,708	158.594
	58	10.600	0.001803	0.000369	0.001434	90,708	130.064
	54	11.435	0.001520	0.000369	0.001151	90,708	104.363
	50	12.270	0.001226	0.000369	0.000856	202,219	173.185
	46	13.105	0.000923	0.000369	0.000554	202,219	111.950
	42	13.940	0.000614	0.000369	0.000244	202,219	49.391
	38	14.915	0.000393	0.000369	0.000024	463,245	11.139
	34	15.890	0.000369	0.000369	0.000000	463,245	0.000
	78	8.650	0.002412	0.000369	0.002042	90,708	185.265
	60	9.625	0.002118	0.000369	0.001748	90,708	158.594
	56	10.600	0.001803	0.000369	0.001434	90,708	130.064
	52	11.435	0.001520	0.000369	0.001151	90,708	104.363
	48	12.270	0.001226	0.000369	0.000856	202,219	173.185
	44	13.105	0.000923	0.000369	0.000554	202,219	111.950
	40	13.940	0.000614	0.000369	0.000244	202,219	49.391
	36	14.915	0.000393	0.000369	0.000024	463,245	11.139
	17	15.890	0.000369	0.000369	0.000000	463,245	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	139	2.950	0.007347	0.000756	0.006590	22,922	151.067
	136	3.575	0.007190	0.000756	0.006434	22,922	147.476
	134	4.200	0.007005	0.000756	0.006249	22,922	143.230
	132	4.950	0.006746	0.000756	0.005990	22,922	137.294
	129	5.700	0.006448	0.000756	0.005692	22,922	130.474
	127	6.450	0.006114	0.000756	0.005358	22,922	122.807
	125	7.200	0.005744	0.000756	0.004988	22,922	114.337
	122	7.925	0.005356	0.000756	0.004600	22,922	105.434
	77	8.650	0.004939	0.000756	0.004183	22,922	95.873
	63	8.650	0.004939	0.000756	0.004183	35,433	148.198
	59	9.625	0.004337	0.000756	0.003580	35,433	126.863
	55	10.600	0.003692	0.000756	0.002936	35,433	104.042
	51	11.435	0.003112	0.000756	0.002356	35,433	83.483
	47	12.270	0.002510	0.000756	0.001754	78,992	138.535
	43	13.105	0.001890	0.000756	0.001134	78,992	89.551
	39	13.940	0.001256	0.000756	0.000500	78,992	39.509
	35	14.915	0.000805	0.000756	0.000049	180,955	8.911
	1	15.890	0.000756	0.000756	0.000000	180,955	0.000
	106	8.650	0.004939	0.000756	0.004183	35,433	148.198
	61	9.625	0.004337	0.000756	0.003580	35,433	126.863
	57	10.600	0.003692	0.000756	0.002936	35,433	104.042
	53	11.435	0.003112	0.000756	0.002356	35,433	83.483
	49	12.270	0.002510	0.000756	0.001754	78,992	138.535
	45	13.105	0.001890	0.000756	0.001134	78,992	89.551
	41	13.940	0.001256	0.000756	0.000500	78,992	39.509
	37	14.915	0.000805	0.000756	0.000049	180,955	8.911
	18	15.890	0.000756	0.000756	0.000000	180,955	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	163	2.950	0.007347	0.000756	0.006590	22,922	151.067
	137	3.575	0.007190	0.000756	0.006434	22,922	147.476
	135	4.200	0.007005	0.000756	0.006249	22,922	143.230
	133	4.950	0.006746	0.000756	0.005990	22,922	137.294
	130	5.700	0.006448	0.000756	0.005692	22,922	130.474
	128	6.450	0.006114	0.000756	0.005358	22,922	122.807
	126	7.200	0.005744	0.000756	0.004988	22,922	114.337
	123	7.925	0.005356	0.000756	0.004600	22,922	105.434
	107	8.650	0.004939	0.000756	0.004183	22,922	95.873
	121	8.650	0.004939	0.000756	0.004183	35,433	148.198
	62	9.625	0.004337	0.000756	0.003580	35,433	126.863
	58	10.600	0.003692	0.000756	0.002936	35,433	104.042
	54	11.435	0.003112	0.000756	0.002356	35,433	83.483
	50	12.270	0.002510	0.000756	0.001754	78,992	138.535
	46	13.105	0.001890	0.000756	0.001134	78,992	89.551
	42	13.940	0.001256	0.000756	0.000500	78,992	39.509
	38	14.915	0.000805	0.000756	0.000049	180,955	8.911
	34	15.890	0.000756	0.000756	0.000000	180,955	0.000
	78	8.650	0.004939	0.000756	0.004183	35,433	148.198
	60	9.625	0.004337	0.000756	0.003580	35,433	126.863
	56	10.600	0.003692	0.000756	0.002936	35,433	104.042
	52	11.435	0.003112	0.000756	0.002356	35,433	83.483
	48	12.270	0.002510	0.000756	0.001754	78,992	138.535
	44	13.105	0.001890	0.000756	0.001134	78,992	89.551
	40	13.940	0.001256	0.000756	0.000500	78,992	39.509
	36	14.915	0.000805	0.000756	0.000049	180,955	8.911
	17	15.890	0.000756	0.000756	0.000000	180,955	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1} \sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 11.497$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 13.532 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 12.514$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1} \sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 9.196$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 10.824 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 10.010$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1} \sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 11.497$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 2.568 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 7.032$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1} \sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 9.196$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 2.054 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 5.625$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 2.950 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.091 × 0.956 = 1.961 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.224 × 0.956 = 4.817 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.290 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.091 × 0.876 = 2.595 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.224 × 0.876 = 6.375 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 1.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.650 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.000 × 25.0 × 0.091 × 0.870 = 1.984 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.000 × 25.0 × 0.224 × 0.870 = 4.873 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 15.890 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.063 × 0.762 = 1.552 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.154 × 0.762 = 3.812 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 좌측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	139	2.950	0.900	25.0	0.091	0.224	0.956	1.961	4.817
	136	3.575	0.900	25.0	0.091	0.224	0.946	1.942	4.770
	134	4.200	0.900	25.0	0.091	0.224	0.937	1.923	4.722
	132	4.950	0.900	25.0	0.091	0.224	0.926	1.900	4.666
	129	5.700	0.900	25.0	0.091	0.224	0.915	1.877	4.609
	127	6.450	0.900	25.0	0.091	0.224	0.903	1.853	4.552
	125	7.200	0.900	25.0	0.091	0.224	0.892	1.830	4.496
	122	7.925	0.900	25.0	0.091	0.224	0.881	1.808	4.441
	77	8.650	0.900	25.0	0.091	0.224	0.870	1.786	4.386
램프	63	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	59	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	55	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	51	11.435	1.400	25.0	0.091	0.224	0.828	2.644	6.495
	47	12.270	1.400	25.0	0.091	0.224	0.816	2.605	6.397
	43	13.105	1.400	25.0	0.091	0.224	0.803	2.565	6.299
	39	13.940	1.400	25.0	0.091	0.224	0.791	2.525	6.201
	35	14.915	1.400	25.0	0.063	0.154	0.776	1.704	4.184
	1	15.890	1.400	25.0	0.063	0.154	0.762	1.671	4.105
	106	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	61	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	57	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	53	11.435	1.400	25.0	0.091	0.224	0.828	2.644	6.495
	49	12.270	1.400	25.0	0.091	0.224	0.816	2.605	6.397
	45	13.105	1.400	25.0	0.091	0.224	0.803	2.565	6.299
	41	13.940	1.400	25.0	0.091	0.224	0.791	2.525	6.201
	37	14.915	1.400	25.0	0.063	0.154	0.776	1.704	4.184
	18	15.890	1.400	25.0	0.063	0.154	0.762	1.671	4.105

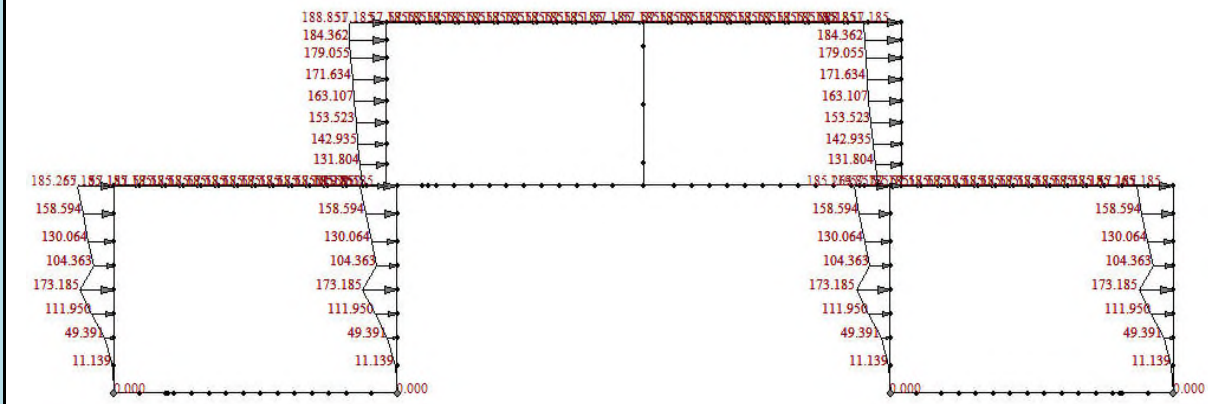
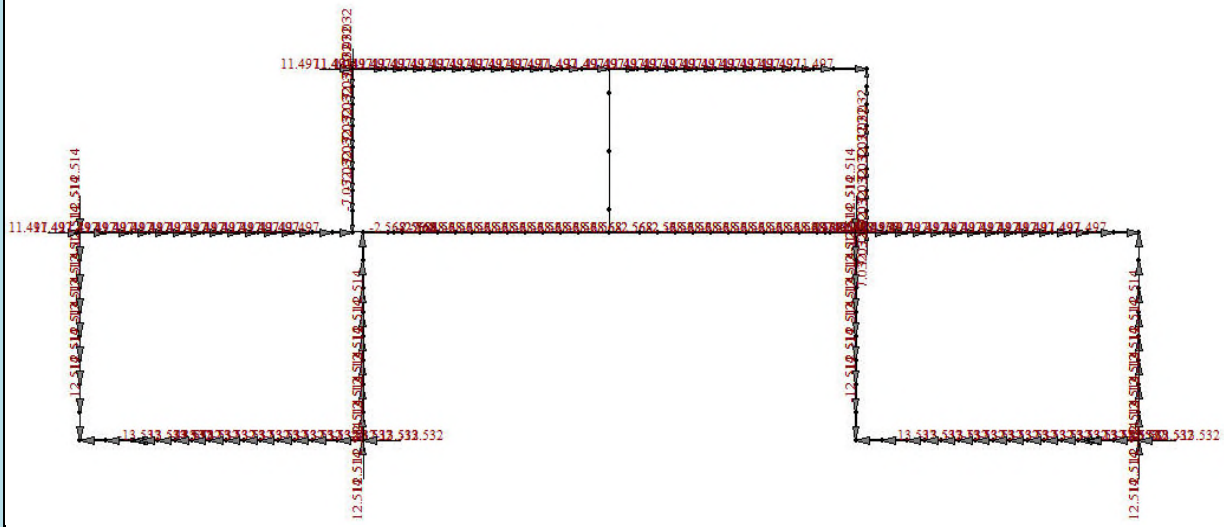
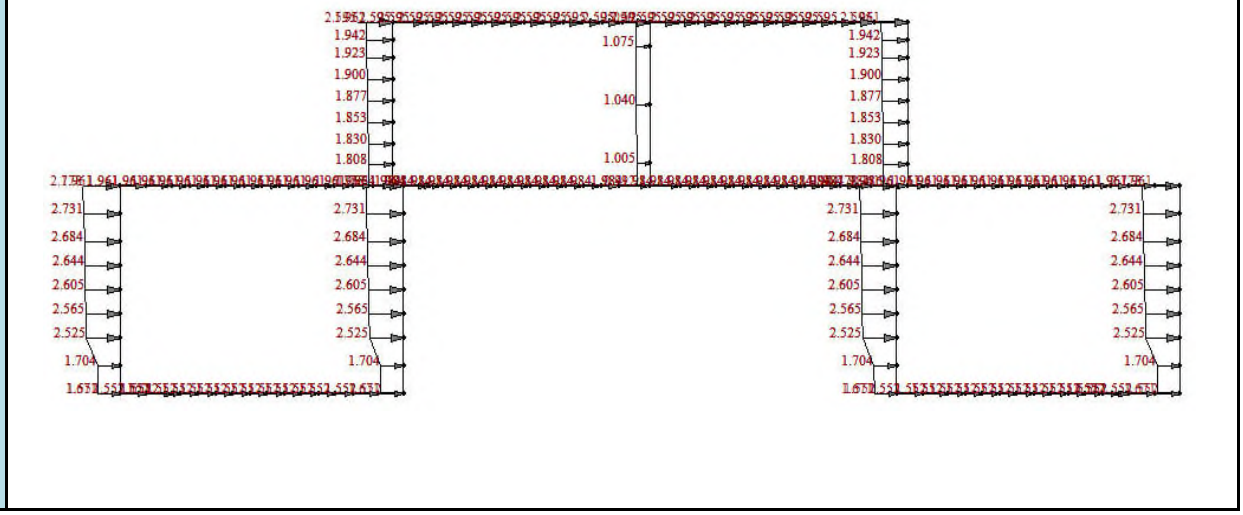
- 우측벽체 관성력

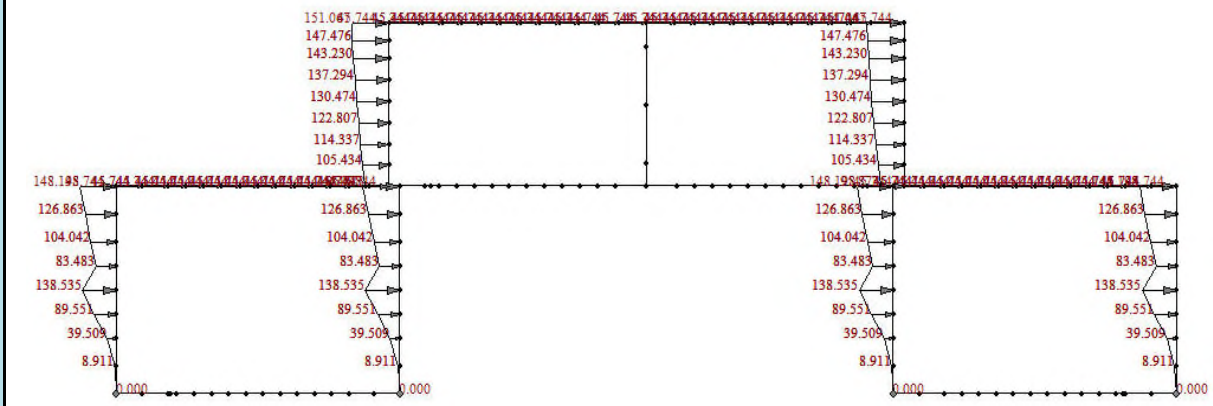
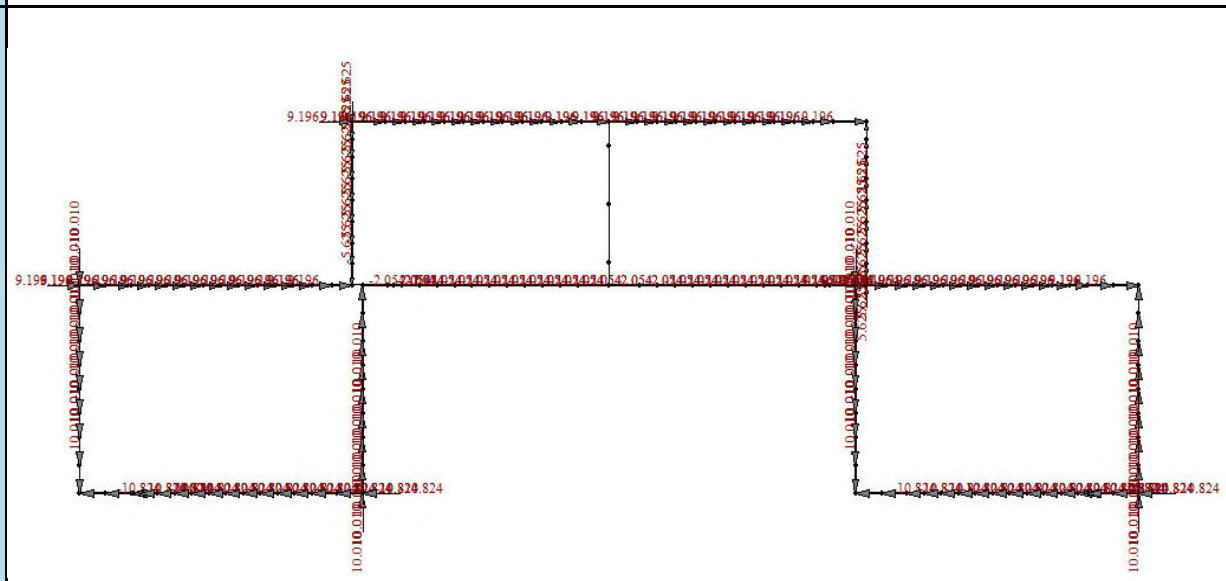
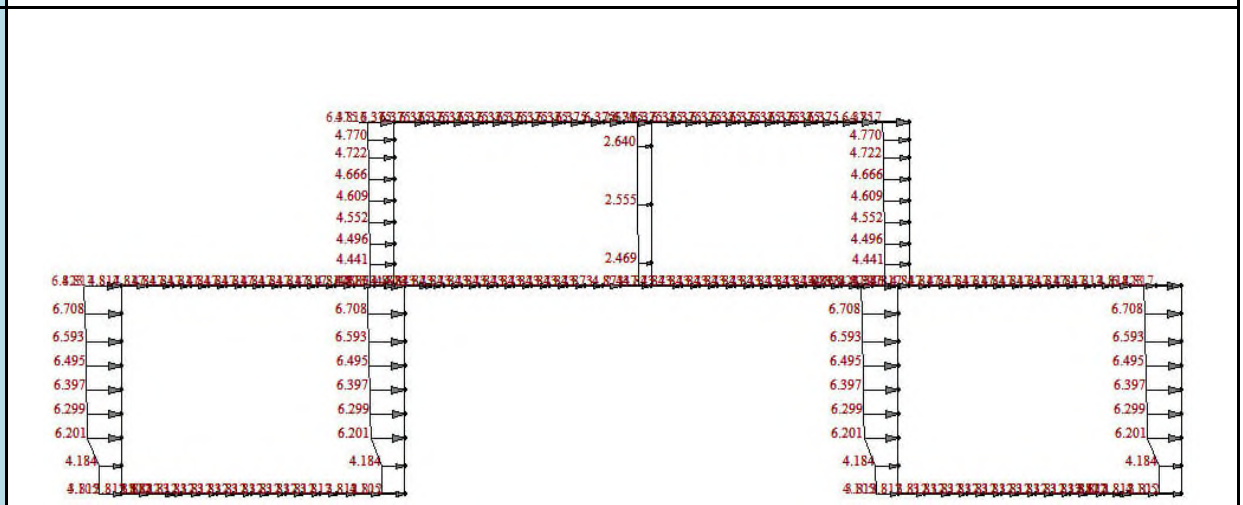
구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	163	2.950	0.900	25.0	0.091	0.224	0.956	1.961	4.817
	137	3.575	0.900	25.0	0.091	0.224	0.946	1.942	4.770
	135	4.200	0.900	25.0	0.091	0.224	0.937	1.923	4.722
	133	4.950	0.900	25.0	0.091	0.224	0.926	1.900	4.666
	130	5.700	0.900	25.0	0.091	0.224	0.915	1.877	4.609
	128	6.450	0.900	25.0	0.091	0.224	0.903	1.853	4.552
	126	7.200	0.900	25.0	0.091	0.224	0.892	1.830	4.496
	123	7.925	0.900	25.0	0.091	0.224	0.881	1.808	4.441
	107	8.650	0.900	25.0	0.091	0.224	0.870	1.786	4.386
램프	121	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	62	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	58	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	54	11.435	1.400	25.0	0.091	0.224	0.828	2.644	6.495
	50	12.270	1.400	25.0	0.091	0.224	0.816	2.605	6.397
	46	13.105	1.400	25.0	0.091	0.224	0.803	2.565	6.299
	42	13.940	1.400	25.0	0.091	0.224	0.791	2.525	6.201
	38	14.915	1.400	25.0	0.063	0.154	0.776	1.704	4.184
	34	15.890	1.400	25.0	0.063	0.154	0.762	1.671	4.105
	78	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	60	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	56	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	52	11.435	1.400	25.0	0.091	0.224	0.828	2.644	6.495
	48	12.270	1.400	25.0	0.091	0.224	0.816	2.605	6.397
	44	13.105	1.400	25.0	0.091	0.224	0.803	2.565	6.299
	40	13.940	1.400	25.0	0.091	0.224	0.791	2.525	6.201
	36	14.915	1.400	25.0	0.063	0.154	0.776	1.704	4.184
	17	15.890	1.400	25.0	0.063	0.154	0.762	1.671	4.105

- 본선 중앙벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
중앙벽체	151	2.950	0.500	25.0	0.091	0.224	0.956	1.090	2.676
	138	3.800	0.500	25.0	0.091	0.224	0.943	1.075	2.640
	131	5.840	0.500	25.0	0.091	0.224	0.912	1.040	2.555
	124	7.880	0.500	25.0	0.091	0.224	0.882	1.005	2.469
	92	8.650	0.500	25.0	0.091	0.224	0.870	0.992	2.437

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

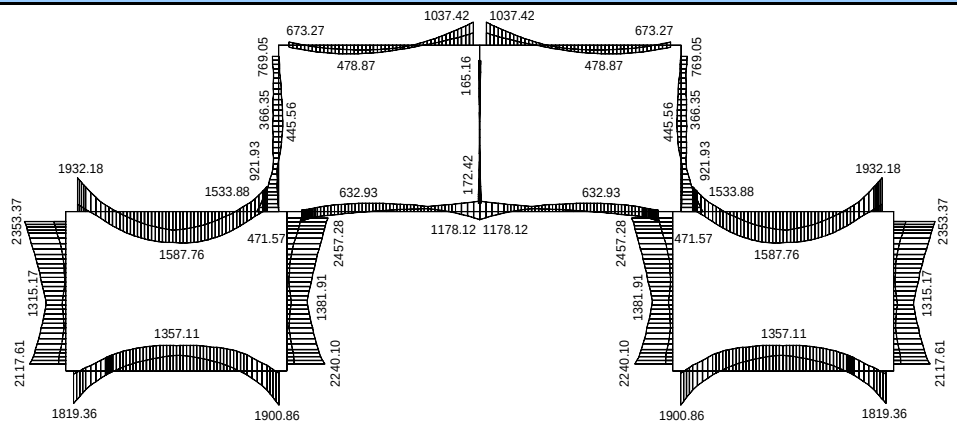
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

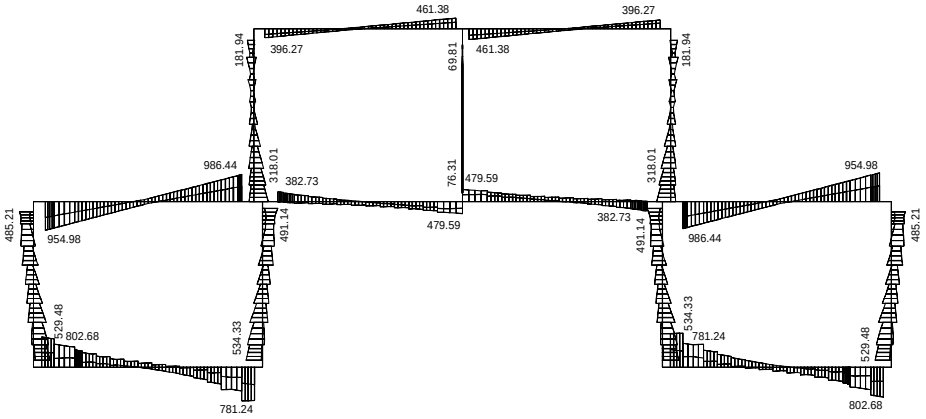
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	

6. 단면력도

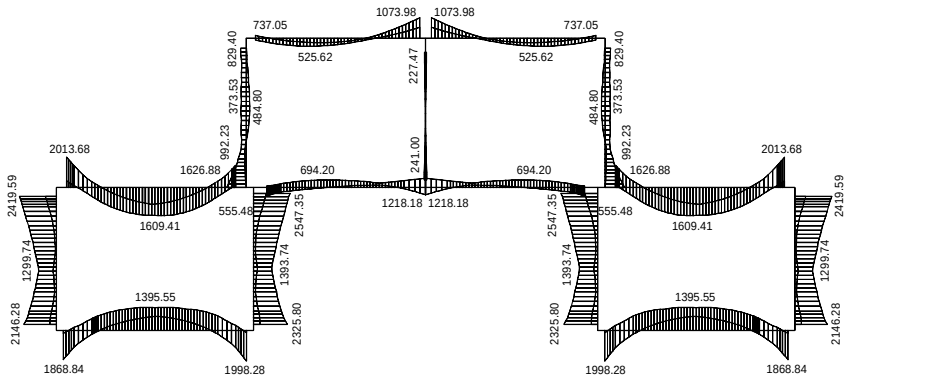
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



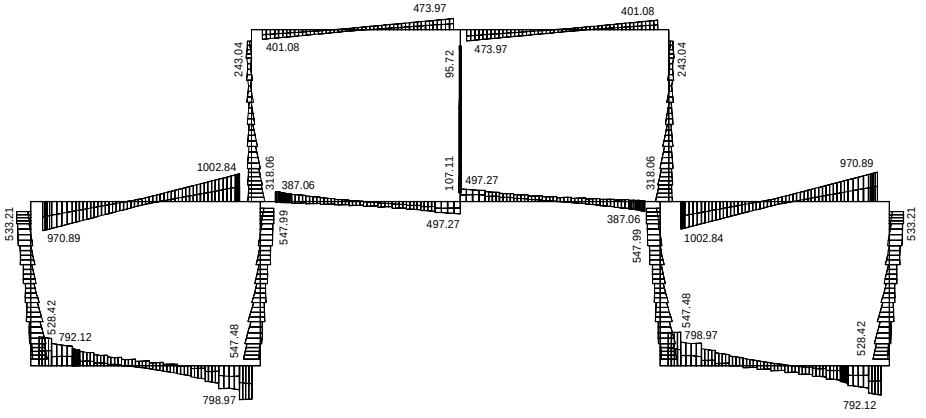
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	65	I[63]	1932.180	-	954.980	-
	램프중앙부	72	3/4	1587.760	-	-	-
	램프접합부	78	J[77]	1533.880	-	986.440	-
	본선접합부	143	I[139]	673.270	-	396.270	-
	본선중앙부	146	J[143]	478.870	-	-	-
	중앙벽체부	154	J[151]	1037.420	-	461.380	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1819.360	-	802.680	-
	램프중앙부	9	I[9]	1357.110	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1900.860	-	781.240	-
	본선접합부	80	J[79]	471.570	-	382.730	-
	본선중앙부	86	I[84]	632.930	-	-	-
	중앙벽체부	93	J[92]	1178.120	-	479.590	-
	램프측구	4	J[5]	874.950	-	757.790	-
	본선측구	82	J[81]	548.750	-	354.950	-

7.1.2 벽체: 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	61	J[63]	2353.370	729.640	485.210	
		P_{max}	61	I[59]	362.850	1427.910	485.210	
	중앙 부모멘트	M_{max}	45	I[43]	1315.170	973.770	-	
		P_{max}	45	I[43]	79.780	1481.810	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	2117.610	1008.150	529.480	
		P_{max}	33	I[1]	2117.610	1648.170	529.480	
내측 벽체	상단	M_{max}	62	J[78]	2457.280	1617.420	491.140	
		P_{max}	62	I[60]	2042.420	1640.500	491.140	
	중앙 부모멘트	M_{max}	46	I[44]	1381.910	1842.010	-	
		P_{max}	46	I[44]	1381.910	1842.010	-	
	하단	M_{max}	34	I[17]	2240.100	2032.570	534.330	
		P_{max}	34	I[17]	2240.100	2032.570	534.330	

7.1.3 벽체 :본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	769	214	769.050	214.140	181.940	
		P_{max}	34	542	34.280	541.520	181.940	
	중앙	M_{max}	446	273	445.560	273.310	-	
		P_{max}	86	577	85.950	577.100	-	
	중앙 부모멘트	M_{max}	366	318	366.350	317.720	-	
		P_{max}	37	590	37.110	589.720	-	
	하단	M_{max}	922	382	921.930	382.480	318.010	
		P_{max}	138	627	138.090	626.900	318.010	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	165	701	165.160	701.140	69.810	
		P_{max}	155	1091	154.680	1091.340	69.810	
	중앙	M_{max}	155	711	154.710	710.520	-	
		P_{max}	9	1121	9.190	1121.350	-	
	하단	M_{max}	172	1163	172.420	1162.690	76.310	
		P_{max}	172	1163	172.420	1162.690	76.310	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	65	I[63]	2013.680	-	970.890	-
	램프중앙부	72	J[71]	1609.410	-	-	-
	램프접합부	78	J[77]	1626.880	-	1002.840	-
	본선접합부	143	I[139]	737.050	-	401.080	-
	본선중앙부	146	3/4	525.620	-	-	-
	중앙벽체부	154	J[151]	1073.980	-	473.970	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1868.840	-	792.120	-
	램프중앙부	9	I[9]	1395.550	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1998.280	-	798.970	-
	본선접합부	80	J[79]	555.480	-	387.060	-
	본선중앙부	86	I[84]	694.200	-	-	-
	중앙벽체부	93	J[92]	1218.180	-	497.270	-
	램프측구	4	J[5]	973.690	-	751.590	-
	본선측구	82	J[81]	630.220	-	360.190	-

8.1.2 벽체 : 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	61	J[63]	2419.590	723.850	533.210	
		P_{max}	61	I[59]	293.390	1441.030	533.210	
	중앙 부모멘트	M_{max}	45	I[43]	1299.740	936.550	-	
		P_{max}	45	I[43]	95.210	1519.030	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	2146.280	1058.240	528.420	
		P_{max}	33	I[1]	422.020	1598.090	528.420	
내측 벽체	상단	M_{max}	62	J[78]	2547.350	1602.450	547.990	
		P_{max}	62	I[60]	2122.780	1652.370	547.990	
	중앙 부모멘트	M_{max}	46	I[44]	1393.740	1846.030	-	
		P_{max}	46	I[44]	1393.740	1846.030	-	
	하단	M_{max}	34	I[17]	2325.800	2019.190	547.480	
		P_{max}	34	I[17]	2325.800	2019.190	547.480	

8.1.3 벽체 : 본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	829	209	829.400	209.280	243.040	
		P_{max}	29	549	29.250	549.010	243.040	
	중앙	M_{max}	485	258	484.800	257.790	-	
		P_{max}	69	596	68.670	595.790	-	
	중앙 부모멘트	M_{max}	374	295	373.530	295.090	-	
		P_{max}	30	612	29.940	612.350	-	
	하단	M_{max}	992	348	992.230	348.350	318.060	
		P_{max}	208	661	208.390	661.040	318.060	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	227	701	227.470	701.120	95.720	
		P_{max}	213	1091	213.120	1091.360	95.720	
	중앙	M_{max}	213	711	213.140	710.500	-	
		P_{max}	12	1121	12.440	1121.370	-	
	하단	M_{max}	241	1163	241.000	1162.700	107.110	
		P_{max}	241	1163	241.000	1162.700	107.110	

국회대로 지하차도

STA.0+659.000

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 처짐검토
16. 지지력검토
17. 신축이음부 검토
18. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 8.000 m	GL -1.000m	풍화암	50MPa	지반조사보고서 참고

(실제토피 H = 7.987 m)

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

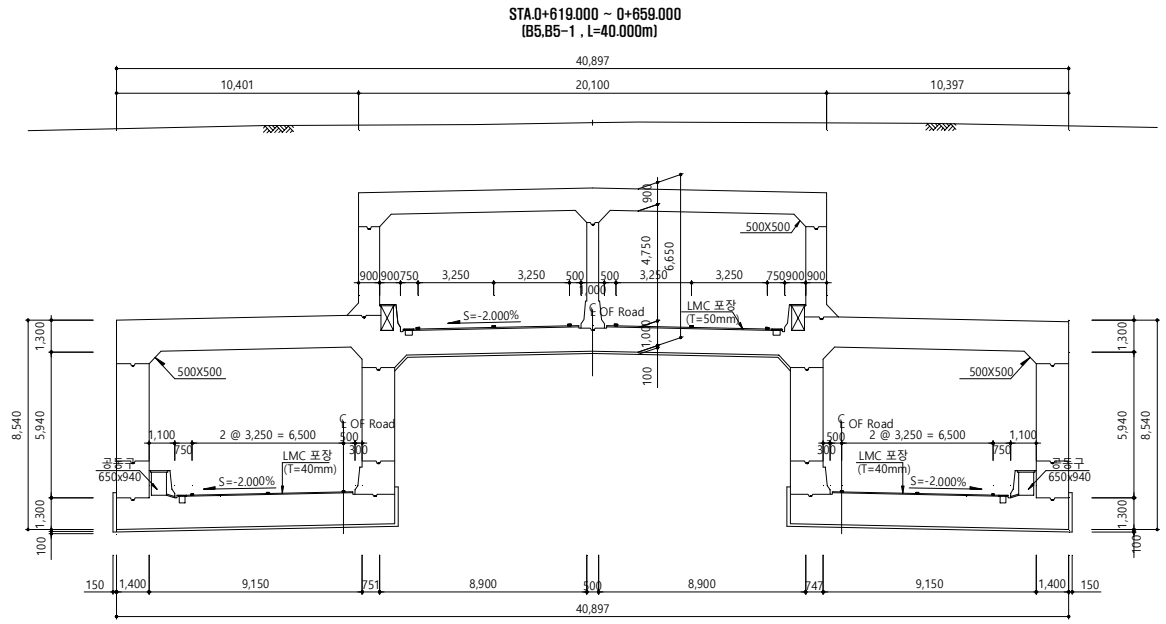
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

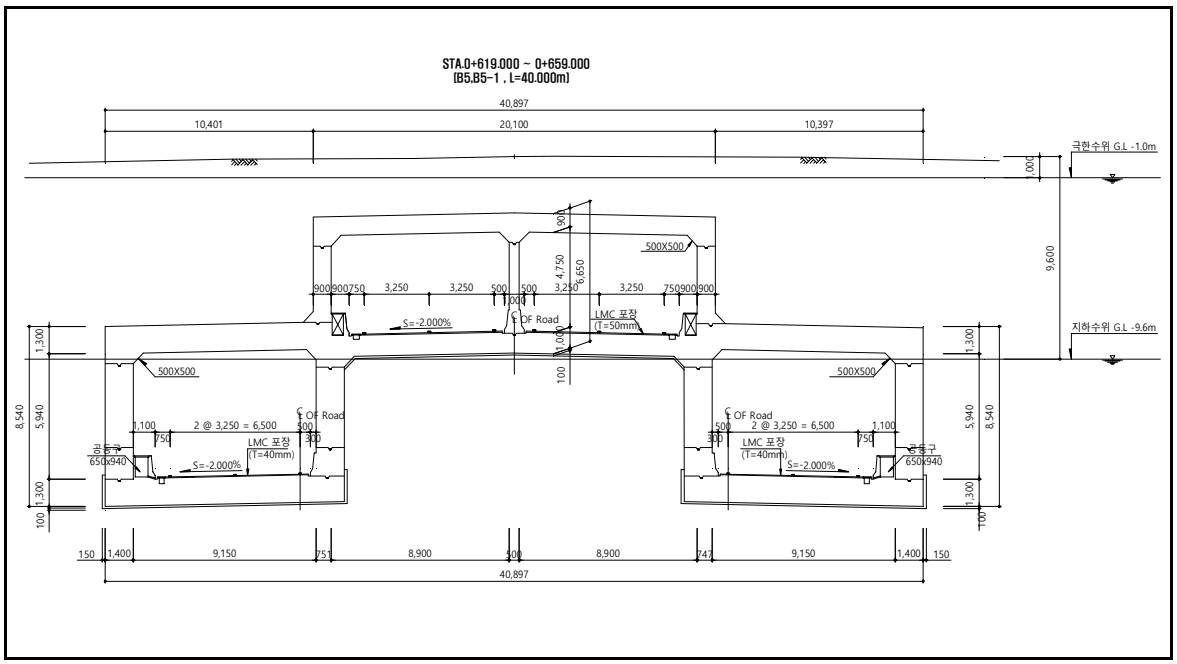
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


STA.0+619.000 ~ 0+659.000
(B5,B5-1 , L=40.000m)
40,897
10,401
20,100
10,397
900
4,750
6,650
500X500
900 900 750 3,250 3,250 500 500 3,250 3,250 750 900 900
1,000
S=-2.000%
℄ OF Road
LMC 포장
(T=50mm)
1,000
100
1,300
8,540
5,940
1,300
100
500X500
500X500
℄ OF Road
℄ OF Road
1,100
2 @ 3,250 = 6,500
500
750
300
LMC 포장
(T=40mm)
S=-2.000%
500
300
2 @ 3,250 = 6,500
1,100
750
LMC 포장
(T=40mm)
S=-2.000%
점검구
650x940
점검구
650x940
150
1,400
9,150
751
8,900
500
8,900
747
9,150
1,400
150
40,897

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과 : 램프

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	239.000	2,334.689	지하수위를 5.189m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -9.6m)	1,658.660	7,923.241	F.S = 4.777 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	5,099.560	8,018.735	F.S = 1.572 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 16.540 m

3.2.2 부력 작용폭 : 40.900 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 23.900 m = 239.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 17.000 m = 170.000 Hw kN/m

= 409.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 2334.689 + 0.000 + 0.000 = 2334.689 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 램프 하부슬래브

(1.300 × 23.900)× 25.000 = 776.750 kN/m

② 풍도슬래브

(0.000 × 20.520)× 25.000 = 0.000 kN/m

③ 벽 체

외측벽체

(1.400 × 5.940)× 4 EA × 25.000 = 831.600 kN/m

접합부 벽체-하단

(0.000 × 0.000)× 4 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

접합부 벽체-중간

(0.000 × 0.000)× 4 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

④ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 3.375 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 1.663 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.781 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 5.250 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 2.100 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.938 kN/m

소 계 = 1622.457 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 본선 하부슬래브

(1.000 × 17.000)× 25.000 = 425.000 kN/m

② 풍도슬래브

(0.220 × 0.000)× 25.000 = 0.000 kN/m

③ 벽 체

외측벽체

(0.900 × 4.750)× 2 EA × 25.000 = 213.750 kN/m

중간 벽체

(0.500 × 4.750)× 1 EA × 25.000 = 59.375 kN/m

접합부 벽체-중간

(0.000 × 0.000)× 2 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

④ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 3.375 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 1.663 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.781 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 5.250 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 2.100 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.938 kN/m

소 계 = 712.232 kN/m

TOTAL = 2334.689 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{2334.689}{409.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 5.189\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 5.189m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하 수위 : G.L-9.6m)

3.3.1 굴착고 : 16.540 m

3.3.2 부력 작용폭 : 40.900 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 6.940 × 23.900 = 1658.660 KN/m

10.000 × 0.000 × 17.000 = 0.000 KN/m

= 1658.660 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3494.189 + 4207.758 + 221.294 = 7923.241 KN/m

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1622.457 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(1.300 × 20.800)× 25.000 = 676.000 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 6 EA × 25.000 = 18.750 kN/m

소 계 = 2317.207 KN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 712.232 KN/m

② 본선 상부 슬래브

(0.900 × 20.100)× 25.000 = 452.250 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 4 EA × 25.000 = 12.500 kN/m

④ 풍도 브라켓

(0.300 + 0.600)× 1/2 × 0.500 × 25.00 × 0 EA = 0.000 kN/m

소 계 = 1176.982 KN/m

TOTAL = 3494.189 KN/m

(3) W3 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 20.800)× 23.000 = 215.280 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (7.550 × 20.800)× 19.000 = 2983.760 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.800)× 20.000 = 0.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (2.500 × 20.100)× 19.000 = 954.750 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.100)× 20.000 = 0.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 40.900)× 21.500 = 43.968 kN/m

TOTAL = 4207.758 KN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 8.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

$= 2 \times 0.0 \times 0.000 + 0.500 \times (19.0 \times 8.000^2 + 10.0 \times 0.000^2$

$+ 2 \times 19.0 \times 8.000 \times 0.000) \times \tan 20^\circ$ = 221.294 kN/m

3.3.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{7923.241}{1658.660} = 4.777 \geq 1.050$$ ∴ O.K

3.4 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L - 1.000 m)

3.4.1 굴착고 : 16.540 m

3.4.2 부력 작용폭 : 40.900 m

3.4.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 15.540 × 23.900 = 3714.060 KN/m

10.000 × 8.150 × 17.000 = 1385.500 KN/m

= 5099.560 KN/m

3.4.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3494.189 + 4383.508 + 141.038 = 8018.735 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 실수위시부력검토 구체자중 = 3494.189 KN/m

TOTAL = 3494.189 KN/m

(2) W_2 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 20.800)× 23.000 = 215.280 KN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (0.550 × 20.800)× 19.000 = 217.360 KN/m

지하수위 이하

되메움토 : (7.000 × 20.800)× 20.000 = 2912.000 KN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (1.000 × 20.100)× 19.000 = 381.900 KN/m

지하수위 이하

되메움토 : (1.500 × 20.100)× 20.000 = 603.000 KN/m

④ 수목하중 = 10.000 KN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 40.900)× 21.500 = 43.968 KN/m

TOTAL = 4383.508 KN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 1.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 7.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 30.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 1.000 ² + 10.0 × 7.000 ²

+ 2 × 19.0 × 1.000 × 7.000)× tan 20° = 141.038 KN/m

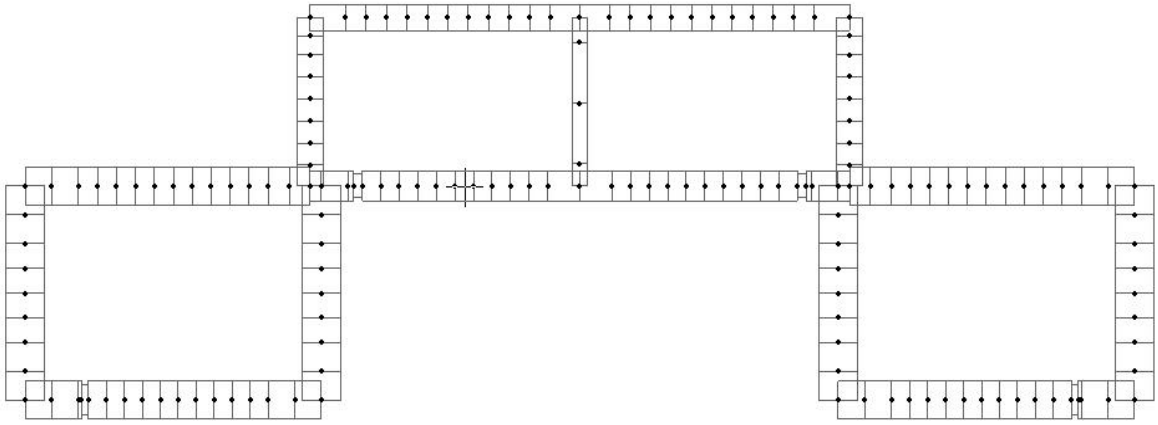
3.4.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{8018.735}{5099.560} = 1.572 \geq 1.050$$ ∴ O.K

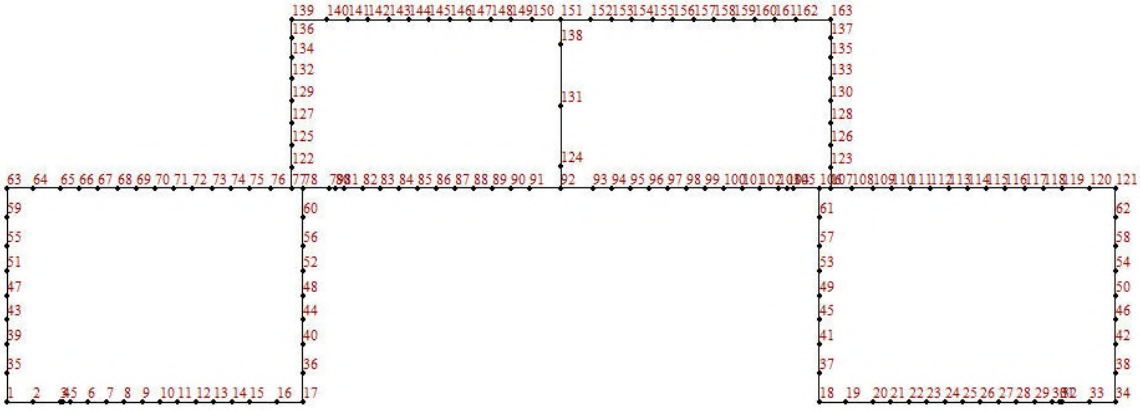
4. 해석모델링

4.1 Modeling

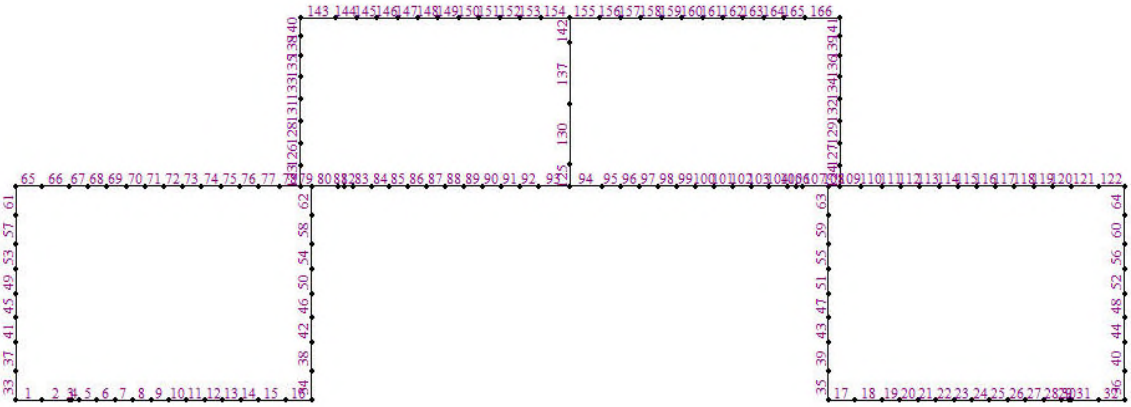
모델링



절점번호



부재번호



4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 상부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 상부슬래브
	3	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 하부슬래브
	4	1.000	1.000	1.000	0.0833333	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	1.400	1.400	0.2286667	램프 벽체
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 외측벽체
	3	1.000	0.500	0.500	0.0104167	본선 중앙벽체

4.3 강역산정

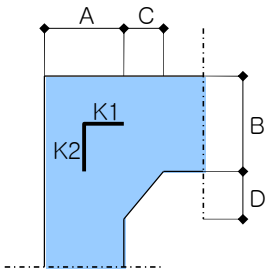
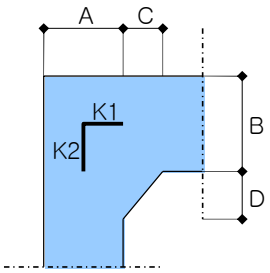
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

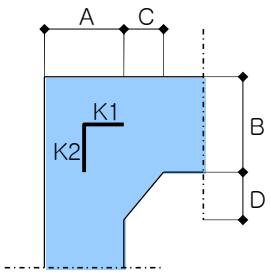
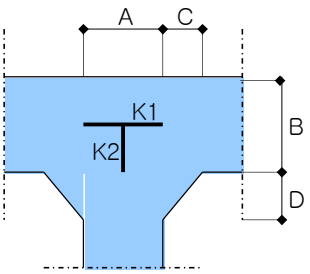
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

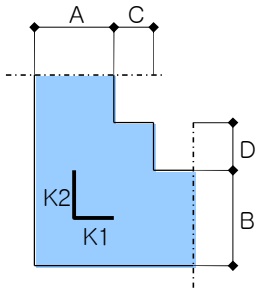
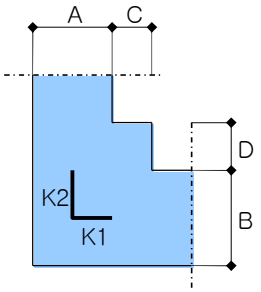
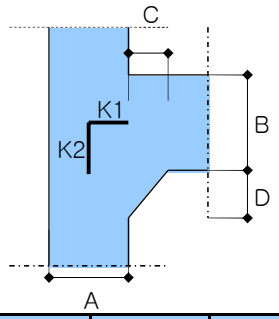
CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

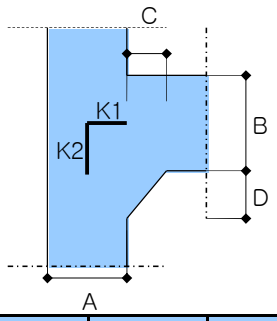
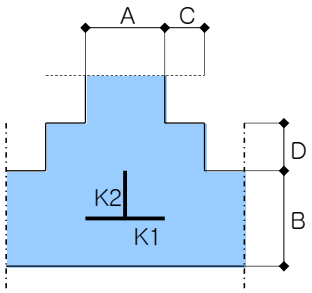
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	(단부)			(접합부)		
상부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.400	m	A	1.400	m
	B	1.300	m	B	1.300	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.550	m	K1	0.550	m
	K2	0.450	m	K2	0.450	m

구분	(단부)			(중앙부)		
상부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.500	m	K1	0.300	m
	K2	0.500	m	K2	0.700	m

구분	(외측 단부)			(내측 단부)			(접합부)		
하부슬래브 램프									
구분	치수	단위	구분	치수	단위	구분	치수	단위
A	1.400	m	A	1.400	m	A	1.400	m
B	1.300	m	B	1.300	m	B	1.300	m
C		m	C		m	C	0.500	m
D		m	D		m	D	0.500	m
Θ1		°	Θ1		°	Θ1	45.000	°
Θ2		°	Θ2		°	Θ2	45.000	°
K1	0.375	m	K1	0.375	m	K1	0.550	m
K2	0.300	m	K2	0.300	m	K2	0.450	m

구분	(단부)			(중앙부)		
하부슬래브 본선						
구분	치수	단위	구분	치수	단위	
A	1.400	m	A	0.500	m	
B	1.000	m	B	1.000	m	
C	0.500	m	C		m	
D	0.500	m	D		m	
Θ1	45.000	°	Θ1		°	
Θ2	45.000	°	Θ2		°	
K1	0.700	m	K1		m	
K2	0.300	m	K2	0.375	m	

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = (1 / 0.3)·α·E_0

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 300000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 300000 = 4000000 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(23.90 × 23.90) = 23.90 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 4000000 x (23.90 / 0.3) $^{-3/4}$ = 150,004 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.7000 + 0.9500) / 2 × 150,004	=	123,753	1 34
2	(0.9500 + 0.9500) / 2 × 150,004	=	142,504	2 16 19 33
3	(0.9500 + 0.1000) / 2 × 150,004	=	78,752	3 32
4	(0.1000 + 0.2500) / 2 × 150,004	=	26,251	4 31
5	(0.2500 + 0.6400) / 2 × 150,004	=	66,752	5 30
6	(0.6400 + 0.6400) / 2 × 150,004	=	96,002	6 to 14 21 to 29
7	(0.6400 + 0.9500) / 2 × 150,004	=	119,253	15 20
8	(0.9500 + 0.7000) / 2 × 150,004	=	123,753	17 18

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(17.00 × 17.00) = 17.00 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (17.00 / 0.3) $^{-3/4}$ = 18,076 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.9500 + 0.2000) / 2 × 18,076	=	10,394	79 105
2	(0.2000 + 0.3000) / 2 × 18,076	=	4,519	80 104
3	(0.3000 + 0.6600) / 2 × 18,076	=	8,676	81 103
4	(0.6600 + 0.6600) / 2 × 18,076	=	11,930	82 to 90 94 to 102
5	(0.6600 + 1.1500) / 2 × 18,076	=	16,359	91 93
6	(1.1500 + 1.1500) / 2 × 18,076	=	20,787	92

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

6.2 활하중 ····· LC02~07

(1) 노면 활하중

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m²)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

D/B0 < 0.5		
D/B0	Pvl × D, kN/m2	비 고
0.1	17.000	* D/B0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B0 중노면활하중(Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

D/B_0 = 8.000 / 10.400 = 0.769

노면활하중 Pvl = 10.000 kN/㎡

노면활하중에 의한 측압 (hl) = 10.000 × 0.500 = 5 kN/㎡

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W_{L1}) ∴ W_{L1} = **10.000** kN/m^2

② 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (연직하중 - 지하수가 없을 경우) ····· LC8

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000 kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000 kN/m^2
· 토 사	:	2.450	×	19.00	=	46.550 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**57.625** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350 kN/m^2
· 토 사	:	7.500	×	19.00	=	142.500 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**153.925** kN/m^2

6.4 토압 (연직하중 - 지하수가 있는 경우 : GL -1.000 m) ····· LC9

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000	kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	1.000	×	19.00	=	19.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	1.450	×	10.00	=	14.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
			∴ Total W_{D5} =			**44.575**	kN/m^2

② 상부슬래브 : 도로부

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.550	×	19.00	=	10.450	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	6.950	×	10.00	=	69.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
			∴ Total W_{D5} =			**91.375**	kN/m^2

6.5 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.00 × 19.00 + (2.50 + 0.90 / 2) × 19.0]
= **28.025** kN/m^2

· W_{h2} = 28.025 + 0.500 × [5.700 x 19.0] = **82.175** kN/m^2

· W_{h3} = 82.175 + 0.500 × [7.240 x 19.0] = **150.955** kN/m^2

6.6토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [1.00 × 19.00 + (1.50 + 0.90 / 2) × 10.0]
= **19.250** kN/m^2

· W_{h2} = 19.250 + 0.500 × [5.700 x 10.0] = **47.750** kN/m^2

· W_{h3} = 47.750 + 0.500 × [7.240 x 10.0] = **83.950** kN/m^2

6.7 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 상부슬래브 : 본선

· W_{w1} = (1.50 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **15.000** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· W_{w2} = (7.00 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **70.000** kN/m^2

② 본선(화단부), 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{w2}) : 양수압

· W_{w3} = (2.50 + 6.650 - 1.00) × 10.0 = **81.500** kN/m^2

④ 램프(도로부), 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{w2}) : 양수압

· W_{w4} = (8.00 + 8.540 - 1.00) × 10.0 = **155.400** kN/m^2

6.8 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

- W_{w1} = (2.50 − 1.00 + 0.90 / 2) × 10.0 = **19.500** kN/m²
- W_{w2} = 19.500 + (5.700) x 10.0 = **76.500** kN/m²
- W_{w3} = 76.500 + (7.240) x 10.0 = **148.900** kN/m²

6.9 건조수축 : − 15℃ (상부슬래브만 재하) ····· LC14

건조수축률 ε = 0.00015

온도선팽창계수 α = 0.00001

6.10 부등침하 : ····· LC15

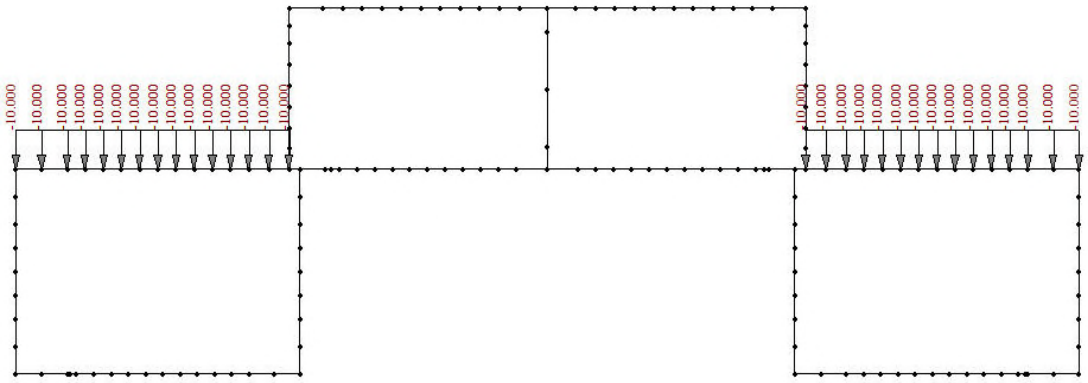
부등 침하량 차이 δ = 3.47mm 지반조사보고서 참조

7. 하중재하도

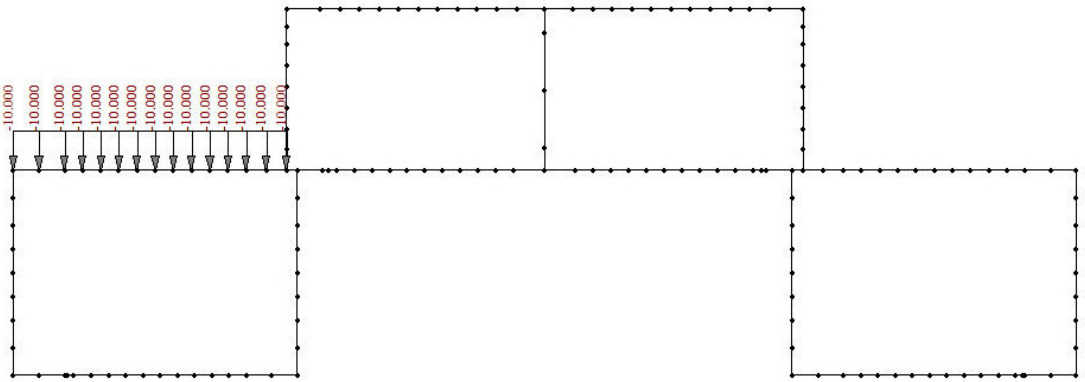
LC1. 고정하중(자중)

프로그램내에서 자동 계산

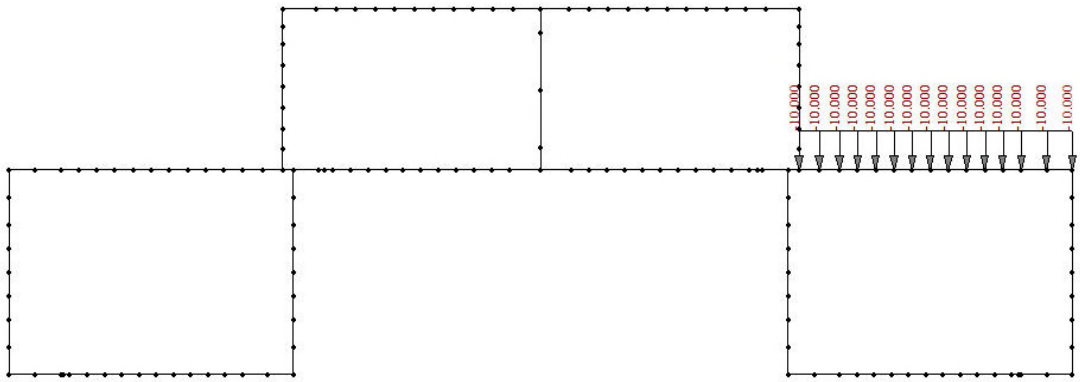
LC2. 활하중(연직하중 만재하시)



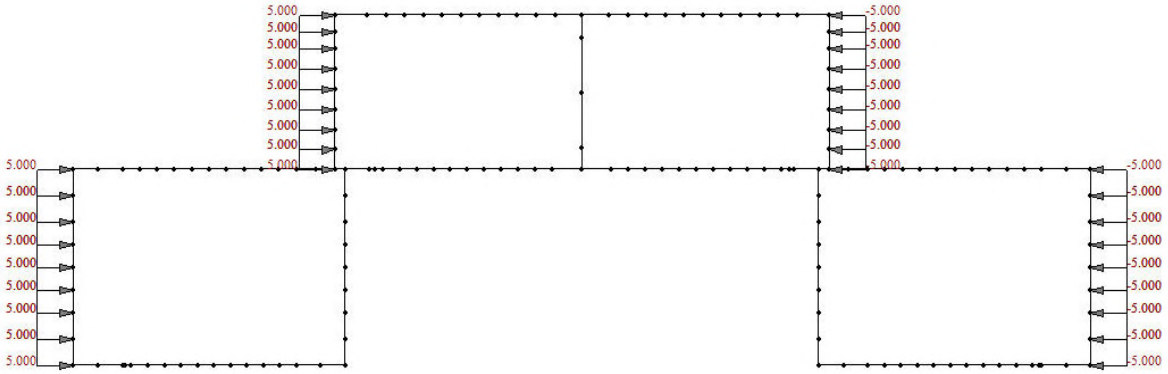
LC3. 활하중(연직하중 좌측편재하시)



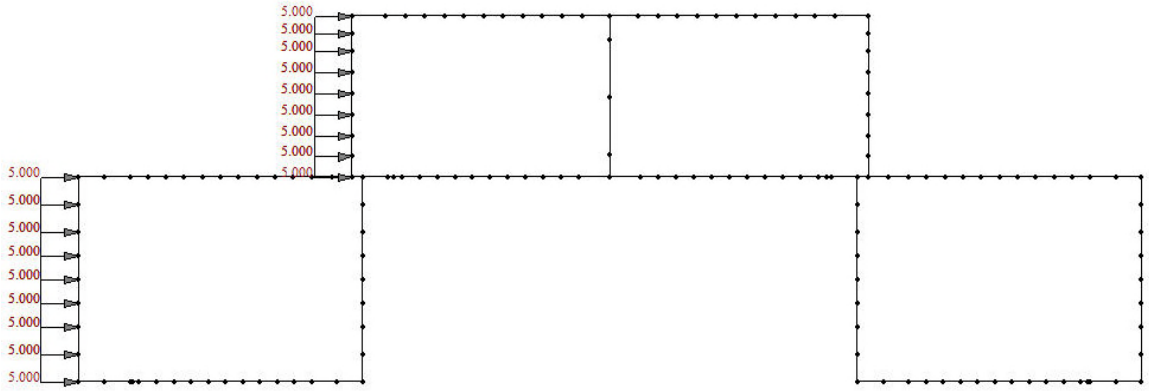
LC4. 활하중(연직하중 우측편재하시)



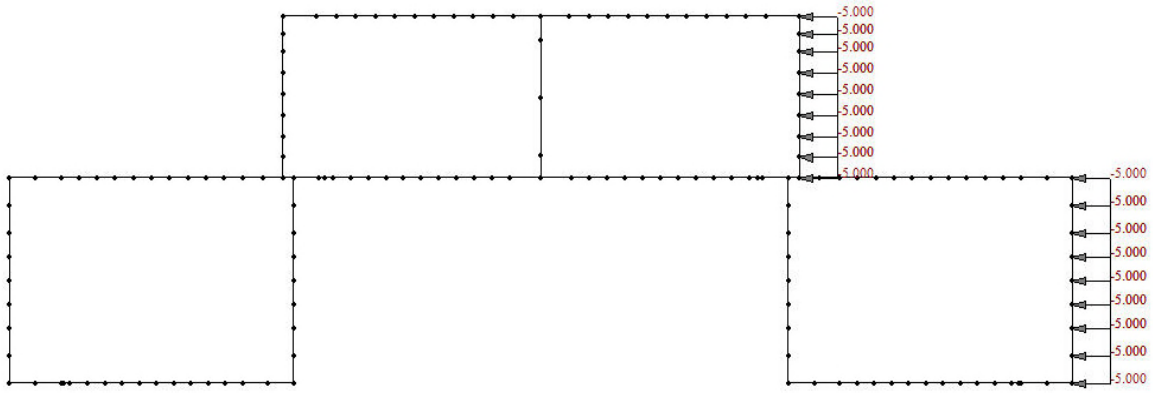
LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



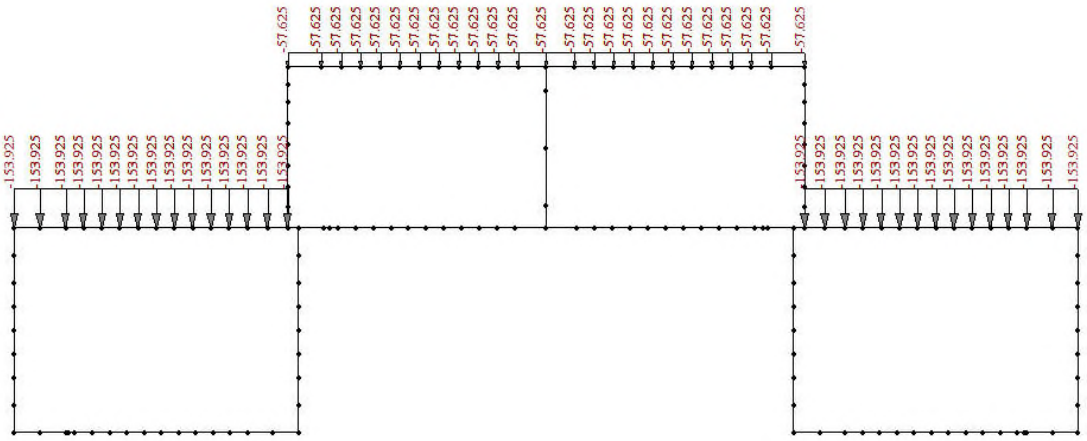
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



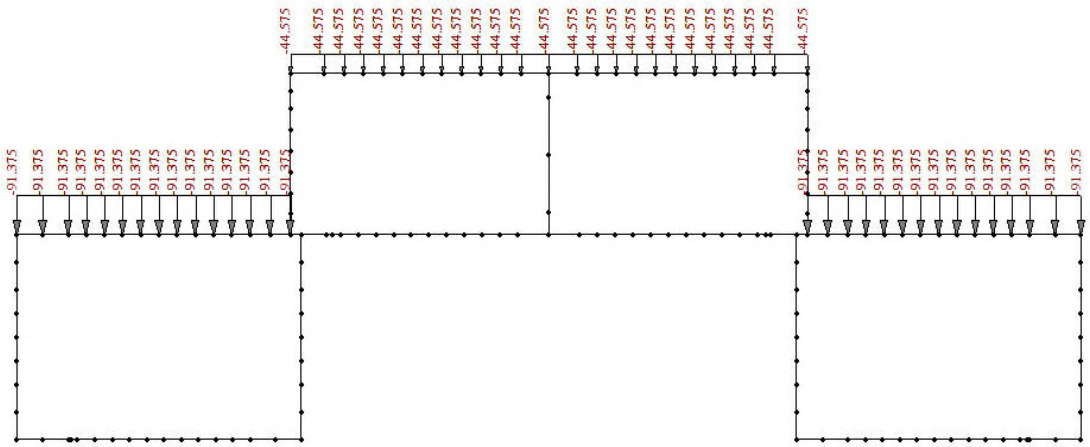
LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



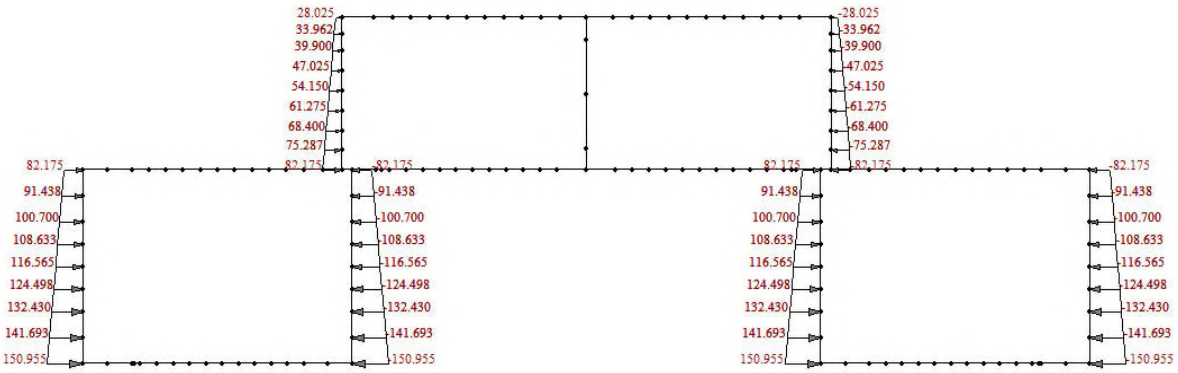
LC8. 토압(연직하중 지하수無)



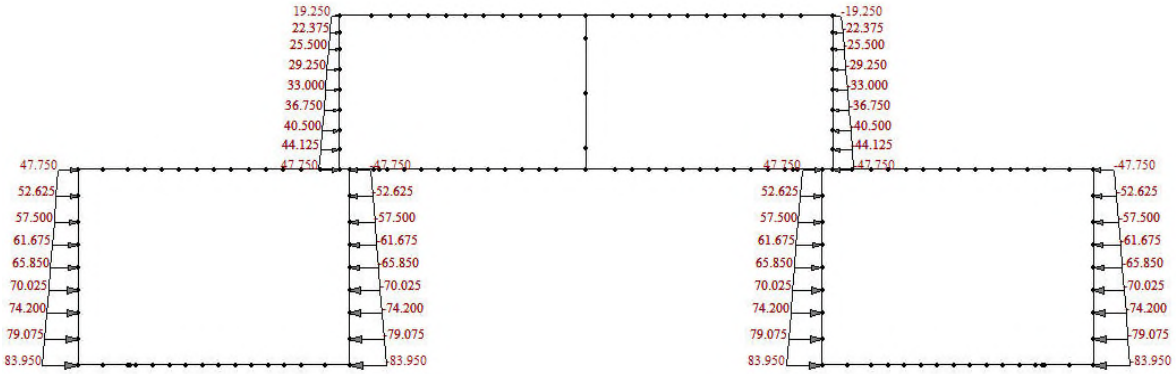
LC9. 토압(연직하중 지하수有)



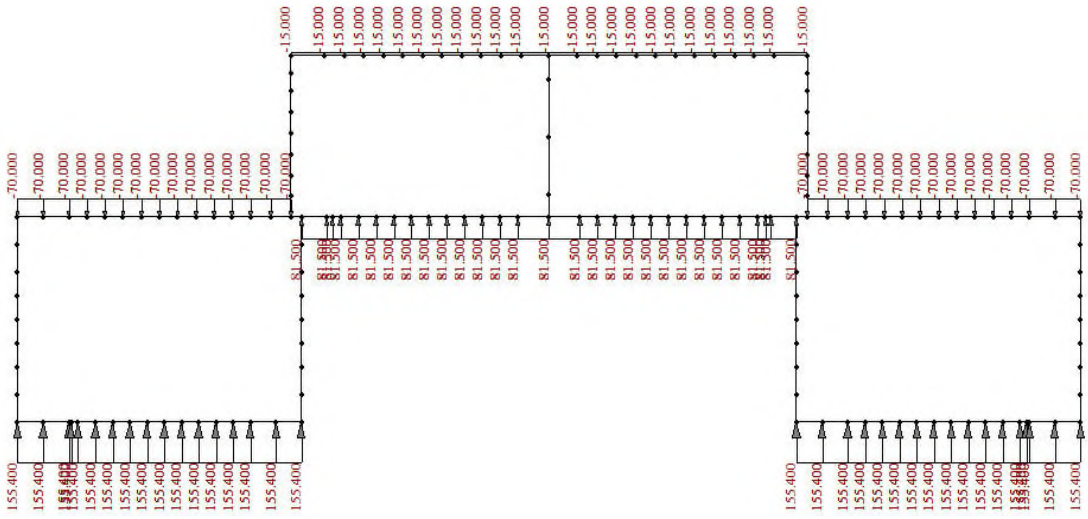
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



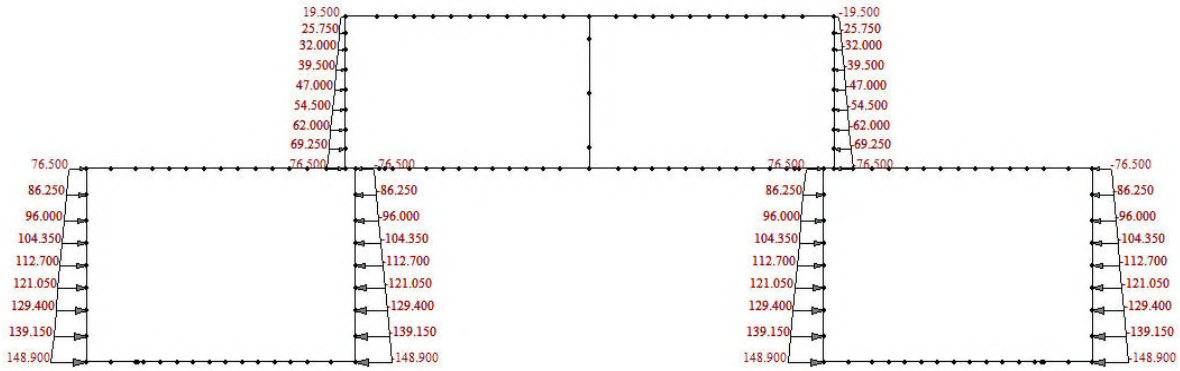
LC11. 토압(수평하중 지하수有)



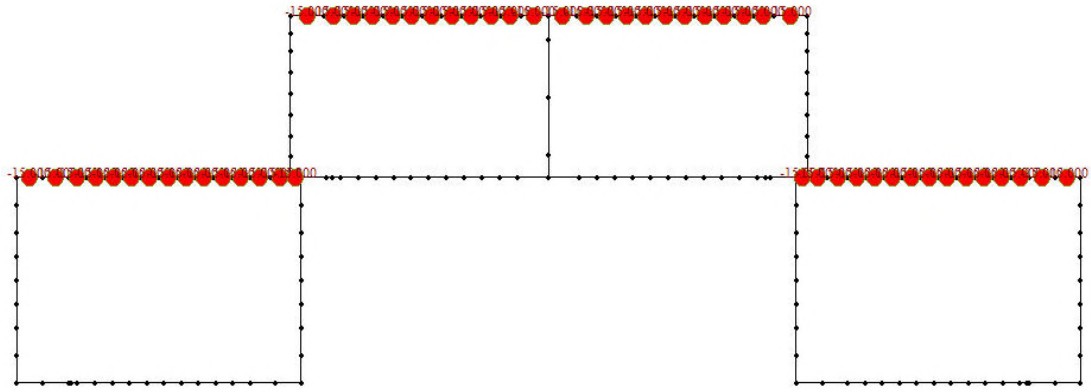
LC12. 수압(연직하중)



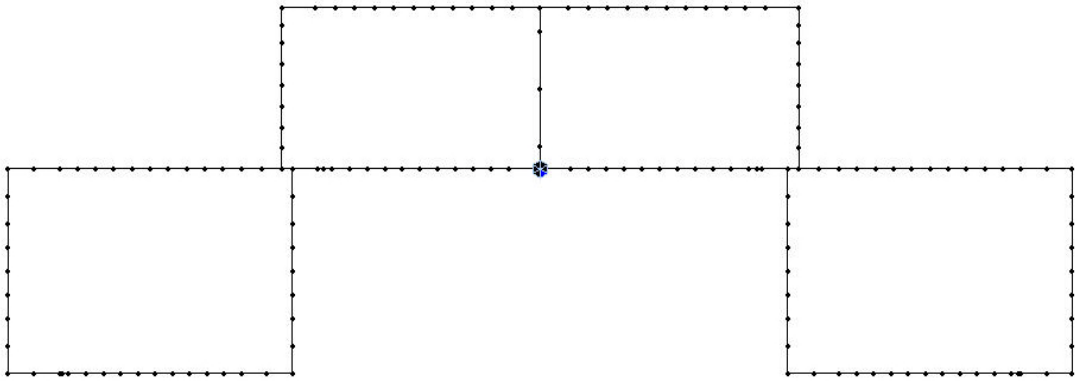
LC13. 수압(수평하중)



LC14. 건조수축하중



LC15. 부등침하



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

h > 2.0 m 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$

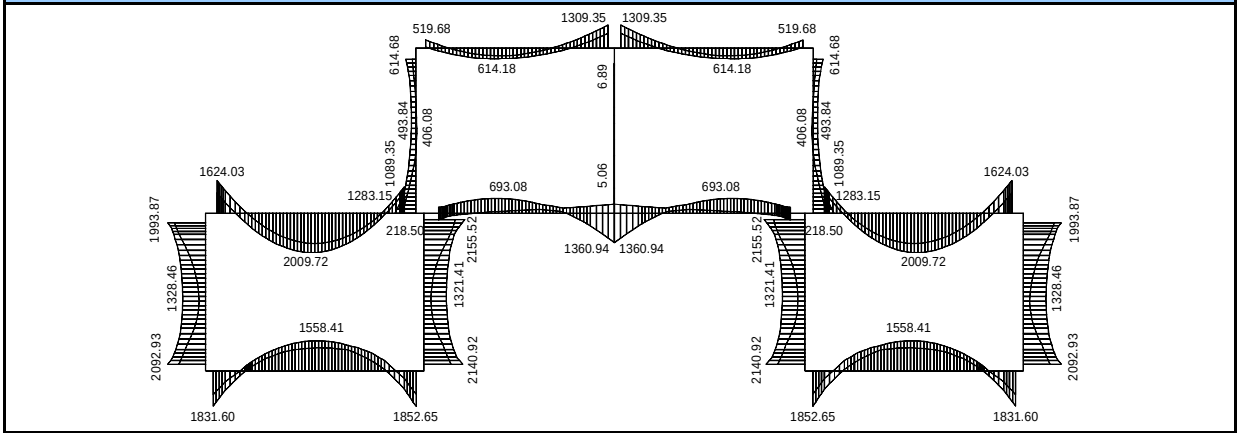
적용토피 = 3.000 m $\alpha_H = 1.05 - 0.025 \times 3.00$

$= 0.975 \geq 0.875 \quad \therefore \alpha_H = 0.975$

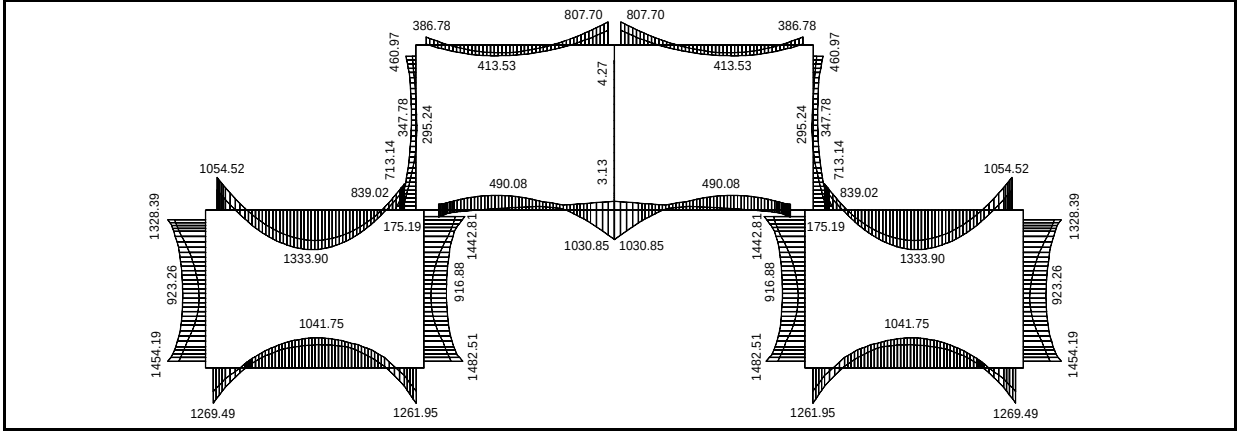
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	부등침하	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC15	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			

9. 단면력도

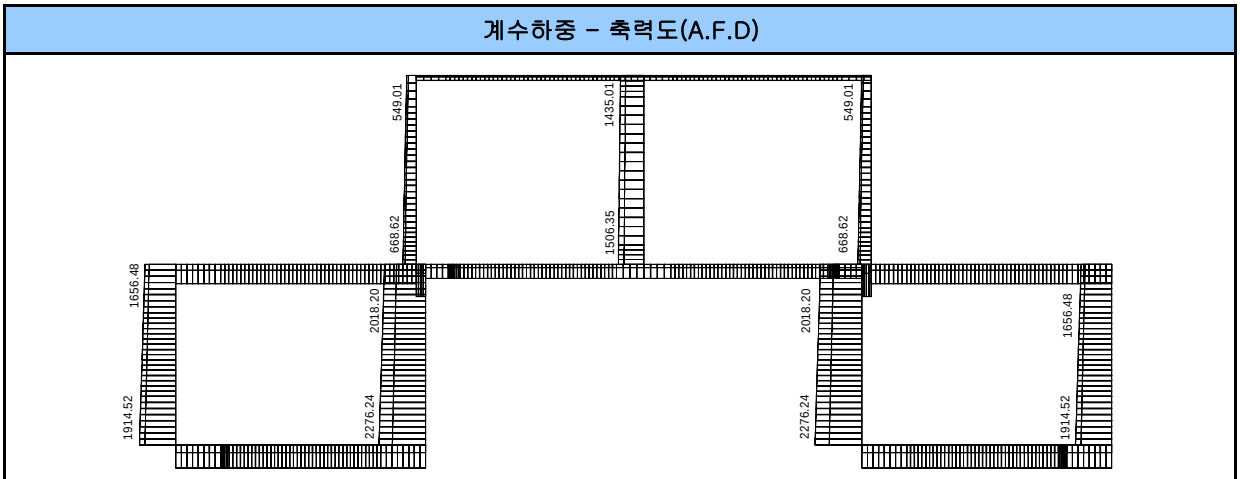
계수하중 – 모멘트도(B.M.D)



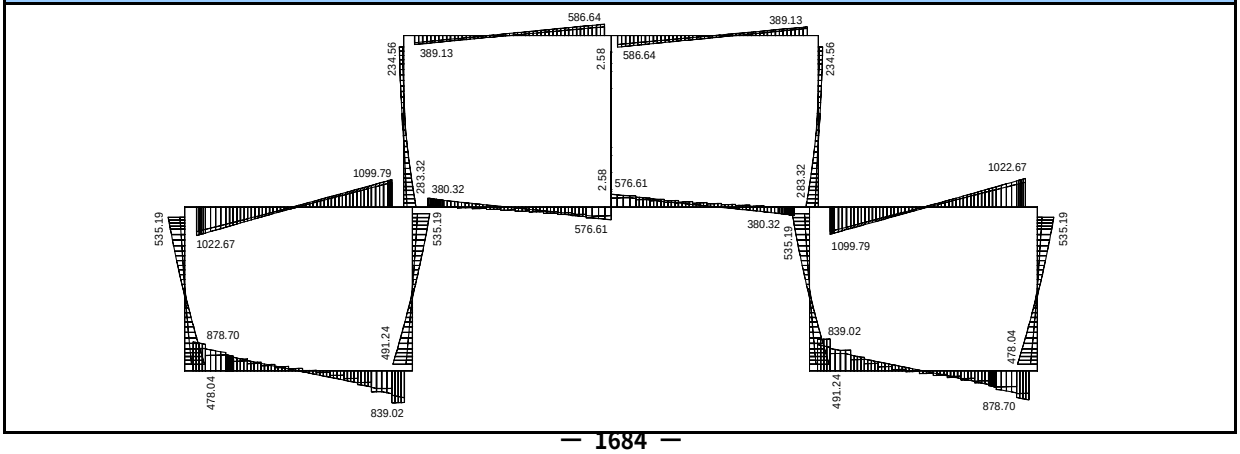
사용하중 – 모멘트도(B.M.D)



계수하중 – 축력도(A.F.D)



계수하중 – 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	램프벽체부	1624.030		1022.670	1054.520	2013.680		970.890	2013.680	-	1022.670	1054.520	지진시	상시
	램프중앙부	2009.720		0.000	1333.900	1609.410		0.000	2009.720	-	0.000	1333.900	상시	상시
	램프접합부	1283.150		1099.790	839.020	1626.880		1002.840	1626.880	-	1099.790	839.020	지진시	상시
	본선접합부	519.680		389.130	386.780	737.050		401.080	737.050	-	401.080	386.780	지진시	지진시
	본선중앙부	614.180		0.000	413.530	525.620		0.000	614.180	-	0.000	413.530	상시	상시
	중앙벽체부	1309.350		586.640	807.700	1073.980		473.970	1309.350	-	586.640	807.700	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1831.600	-	878.700	1269.490	1868.840	-	802.680	1868.840	-	878.700	1269.490	지진시	상시
	램프중앙부	1558.410	-	0.000	1041.750	1395.550	-	0.000	1558.410	-	0.000	1041.750	상시	상시
	램프접합부	1852.650	-	839.020	1261.950	1998.280	-	798.970	1998.280	-	839.020	1261.950	지진시	상시
	본선접합부	218.500	-	380.320	175.190	555.480	-	387.060	555.480	-	387.060	175.190	지진시	지진시
	본선중앙부	693.080	-	0.000	490.080	694.200	-	0.000	694.200	-	0.000	490.080	지진시	상시
	중앙벽체부	1360.940	-	576.610	1030.850	1218.180	-	497.270	1360.940	-	576.610	1030.850	상시	상시
	램프측구	514.180	-	829.140	321.250	973.690	-	757.790	973.690	-	829.140	321.250	지진시	상시
	본선측구	381.360	-	350.500	321.400	630.220	-	360.190	630.220	-	360.190	321.400	지진시	지진시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	1993.870	1506.470	535.190	1328.390	2419.590	729.640	533.210	2419.590	729.640	535.190	1328.390	지진시	상시
		Pmax	1570.680	1656.480	535.190	1328.390	362.850	1441.030	533.210	1570.680	1656.480	535.190	1328.390	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1328.460	1706.970	0.000	923.260	1315.170	973.770	0.000	1328.460	1706.970	0.000	923.260	상시	상시
		Pmax	553.170	1799.810	0.000	923.260	95.210	1519.030	0.000	553.170	1799.810	0.000	923.260	상시	상시
	하단부	Mmax	2092.930	1914.020	478.040	1454.190	2146.280	1058.240	529.480	2146.280	1058.240	529.480	1454.190	지진시	지진시
		Pmax	2092.730	1914.520	478.040	1454.190	2117.610	1648.170	529.480	2092.730	1914.520	529.480	1454.190	상시	지진시
내측 벽체	상단부	Mmax	2155.520	1557.340	535.190	1442.810	2547.350	1617.420	547.990	2547.350	1617.420	547.990	1442.810	지진시	지진시
		Pmax	1540.900	2018.200	535.190	1442.810	2122.780	1652.370	547.990	1540.900	2018.200	547.990	1442.810	상시	지진시
	중앙부(-)	Mmax	1321.410	2161.530	0.000	916.880	1393.740	1846.030	0.000	1393.740	1846.030	0.000	916.880	지진시	상시
		Pmax	1321.410	2161.530	0.000	916.880	1393.740	1846.030	0.000	1321.410	2161.530	0.000	916.880	상시	상시
	하단부	Mmax	2140.920	2031.010	491.240	1482.510	2325.800	2032.570	547.480	2325.800	2032.570	547.480	1482.510	지진시	지진시
		Pmax	1884.170	2276.240	491.240	1482.510	2325.800	2032.570	547.480	1884.170	2276.240	547.480	1482.510	상시	지진시

※ 벽체 : 본 선

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	붕괴방지수준			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	614.680	533.100	234.560	460.970	829.400	214.140	243.040	829.400	214.140	243.040	460.970	지진시	지진시
		Pmax	578.160	545.510	234.560	460.970	34.280	549.010	243.040	34.280	549.010	243.040	460.970	지진시	지진시
	중앙부(+)	Mmax	406.080	560.830	0.000	295.240	484.800	273.310	0.000	484.800	273.310	0.000	295.240	지진시	상시
		Pmax	238.480	590.510	0.000	295.240	85.950	595.790	0.000	85.950	595.790	0.000	295.240	지진시	상시
	중앙부(-)	Mmax	493.840	579.210	0.000	347.780	373.530	317.720	0.000	493.840	579.210	0.000	347.780	상시	상시
		Pmax	300.850	610.360	0.000	347.780	37.110	612.350	0.000	37.110	612.350	0.000	347.780	지진시	상시
	하단부	Mmax	1089.350	665.510	283.320	713.140	992.230	382.480	318.060	1089.350	665.510	318.060	713.140	상시	지진시
		Pmax	995.200	668.620	283.320	713.140	208.390	661.040	318.060	995.200	668.620	318.060	713.140	상시	지진시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	6.890	1306.250	2.580	4.270	227.470	701.140	95.720	227.470	701.140	95.720	4.270	지진시	지진시
		Pmax	0.010	1435.010	2.580	4.270	213.120	1091.360	95.720	0.010	1435.010	95.720	4.270	상시	지진시
	중앙부(+)	Mmax	6.500	1318.750	0.000	4.030	213.140	710.520	0.000	213.140	710.520	0.000	4.030	지진시	상시
		Pmax	0.001	1465.020	0.000	4.030	12.440	1121.370	0.000	0.001	1465.020	0.000	4.030	상시	상시
	하단부	Mmax	5.060	1390.090	2.580	3.130	241.000	1162.700	107.110	241.000	1162.700	107.110	3.130	지진시	지진시
		Pmax	0.010	1506.350	2.580	3.130	241.000	1162.700	107.110	0.010	1506.350	107.110	3.130	상시	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
상부슬래브	램프 벽체부	1624.03	1054.52	-	2013.68	2013.68	1022.67	2309.76	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.15	274.98	125.00
	램프 중앙부	2009.72	1333.90	-	1609.41	2009.72		2515.86		1.00	1.300 1.220	0.080	H32@250 + H32@250		1.25	402.16	125.00
	램프 접합부	1283.15	839.02	-	1626.88	1626.88	1099.79	2309.76	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.42	400.51	125.00
	본선 접합부	519.68	386.78	-	737.05	737.05	401.08	989.40		1.00	1.067 0.967	0.100	H22@250 + H22@250		1.34	348.29	125.00
	본선 중앙부	614.18	413.53	-	525.62	614.18		834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.36	428.21	125.00
	중앙 벽체부	1309.35	807.70	-	1073.98	1309.35	586.64	1610.83	1155.14	1.00	1.067 0.967	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.23	232.17	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1831.60	1269.49		1868.84	1868.84	878.70	2472.66	1732.70	1.00	1.300 1.200	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.32	225.48	125.00
	램프 중앙부	1558.41	1041.75		1395.55	1558.41		2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		1.32	422.88	125.00
	램프 접합부	1852.65	1261.95		1998.28	1998.28	839.02	2472.66	1732.70	1.00	1.300 1.200	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.24	228.08	125.00
	본선 접합부	218.50	175.19		555.48	555.48	387.06	919.21		1.00	1.000 0.900	0.100	H22@250 + H22@250		1.65	1248.74	125.00
	본선 중앙부	693.08	490.08		694.20	694.20		1219.28		1.00	1.000 0.920	0.080	H25@250 + H25@250		1.76	571.82	125.00
	중앙 벽체부	1360.94	1030.85		1218.18	1360.94	576.61	1824.59		1.00	1.000 0.900	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.34	187.69	125.00
	램프측구	514.18	321.25		973.69	973.69	829.14	1932.60	1371.72	1.00	1.030 0.950	0.080	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.98	1440.04	125.00
	본선측구	381.36	321.40		630.22	630.22	360.19	729.68		1.00	0.800 0.720	0.080	H22@250 + H22@250		1.16	503.21	125.00

12. 단면설계

12.1 상부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
2013.680	1022.670	1054.520	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 77.742 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 2013680000 = 0

∴ Required As = 4460.467 ㎟ [p = 0.00326]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5947.290 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 91.462 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 91.462) / 91.462

= 0.0418

· ε_t = 0.0418 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2309.759 kN.m > Mu = 2013.680 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 1022.670 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 1022.670 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 101.353 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 101.353 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 1022.670 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00376

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 279.659 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.922 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 161.131 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 161.131 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 274.984 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 390.987 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 274.984 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
2009.720	0.000	1333.900	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 87.589 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 2009720000 = 0

∴ Required As = 5025.433 ㎟ [p = 0.00412]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6700.577 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 103.046 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 103.046) / 103.046

= 0.0325

· ε_t = 0.0325 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2515.864 kN.m > Mu = 2009.720 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00521

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.236

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 287.936 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.243 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 186.779 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 186.779 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 402.161 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 449.728 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 402.161 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1626.880	1099.790	839.020	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 62.449 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1626880000 = 0

∴ Required As = 3583.040 ㎟ [p = 0.00262]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4777.386 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 73.470 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 73.470) / 73.470

= 0.0528

· ε_t = 0.0528 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2309.759 kN.m > Mu = 1626.880 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 1099.790 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 1099.790 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 133.486 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 133.486 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 1099.790 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00376

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 279.659 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.712 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 128.202 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 128.202 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 400.513 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 491.411 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 400.513 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
737.050	401.080	386.780	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 39.910 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 737050000 = 0

∴ Required As = 2289.814 ㎟ [p = 0.00237]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3053.085 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 46.952 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 46.952) / 46.952

= 0.0588

· ε_t = 0.0588 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 989.4 kN.m > Mu = 737.050 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 401.080 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 401.080 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00320

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.191

· j = 1 - k / 3 = 0.936

· x = k·d = 184.186 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.639 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 137.966 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 137.966 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 348.293 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 456.634 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 348.293 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
614.180	0.000	413.530	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 39.339 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 614180000 = 0

∴ Required As = 2257.082 ㎟ [p = 0.00275]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3009.443 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 46.281 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 46.281) / 46.281

= 0.0502

· ε_t = 0.0502 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 614.180 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.440 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 174.792 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 174.792 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 428.213 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 480.570 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 428.213 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1309.350	586.640	807.700	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 72.126 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 1309350000 = 0

∴ Required As = 4138.205 ㎟ [p = 0.00428]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5517.606 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 84.854 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 84.854) / 84.854

= 0.0312

· ε_t = 0.0312 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1610.828 kN.m > Mu = 1309.350 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN < Vu = 586.640 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 586.640 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 41.891 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 41.891 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.615 kN + 635.520 kN

= 1155.135 kN > Vu = 586.640 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00532

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 230.192 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.886 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 176.602 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 176.602 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 232.168 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 356.734 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 232.168 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 하부슬래브 단면검토

12.2.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1200.000	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1868.840	878.700	1269.490	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 82.683 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 408000.000 As - 1868840000 = 0

∴ Required As = 4743.924 ㎟ [p = 0.00395]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26370.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3897.114 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6325.232 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 97.274 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1200.000 - 97.274) / 97.274

= 0.0340

· ε_t = 0.0340 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2472.659 kN.m > Mu = 1868.840 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 878.700 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 878.700 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 41.365 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 41.365 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 878.700 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00529

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 285.250 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.056 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 180.834 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 180.834 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 225.483 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 348.386 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 225.483 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1558.410	0.000	1041.750	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 67.340 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1558410000 = 0

∴ Required As = 3863.646 ㎟ [p = 0.00317]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5151.528 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 79.224 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 79.224) / 79.224

= 0.0432

· ε_t = 0.0432 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2053.484 kN.m > Mu = 1558.410 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00421

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 262.474 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.009 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 178.989 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 178.989 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 422.878 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 469.302 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 422.878 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1200.000	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1998.280	839.020	1261.950	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 88.637 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 408000.000 As - 1998280000 = 0

∴ Required As = 5085.566 ㎟ [p = 0.00424]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26370.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3897.114 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6780.755 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 104.279 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1200.000 - 104.279) / 104.279

= 0.0315

· ε_t = 0.0315 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2472.659 kN.m > Mu = 1998.280 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 839.020 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 839.020 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 24.832 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 24.832 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 839.020 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00529

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 285.250 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.008 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 179.760 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 179.760 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 228.084 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 350.468 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 228.084 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
555.480	387.060	175.190	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 32.216 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 555480000 = 0

∴ Required As = 1848.376 ㎟ [p = 0.00205]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2464.501 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 37.901 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 37.901) / 37.901

= 0.0682

· ε_t = 0.0682 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 919.205 kN.m > Mu = 555.480 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN > Vu = 387.060 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 387.060 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00344

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.197

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 177.042 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.353 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 67.268 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 67.268 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1338.424 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1248.739 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1248.739 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
694.200	0.000	490.080	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 39.530 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 694200000 = 0

∴ Required As = 2268.035 ㎟ [p = 0.00247]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3024.047 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 46.506 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 46.506) / 46.506

= 0.0563

· ε_t = 0.0563 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1219.28 kN.m > Mu = 694.200 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00441

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.219

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 201.876 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.694 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 141.784 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 141.784 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 571.816 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 592.453 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 571.816 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1360.940	576.610	1030.850	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 81.178 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 1360940000 = 0

∴ Required As = 4657.566 ㎟ [p = 0.00518]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6210.089 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 95.503 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 95.503) / 95.503

= 0.0253

· ε_t = 0.0253 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1824.592 kN.m > Mu = 1360.940 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN > Vu = 576.610 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 576.610 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00706

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.269

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 241.940 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.400 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 198.018 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 198.018 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 187.691 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 318.153 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 187.691 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1030.000	950.000	950.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
973.690	829.140	321.250	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 54.080 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 323000.000 As - 973690000 = 0

∴ Required As = 3102.837 ㎟ [p = 0.00327]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20876.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3085.216 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4137.115 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 63.623 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (950.000 - 63.623) / 63.623

= 0.0418

· ε_t = 0.0418 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1932.603 kN.m > Mu = 973.690 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 617.043 kN < Vu = 829.140 kN

· 1/2·Øv·Vc = 308.522 kN < Vu = 829.140 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 475 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 111.630 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 111.630 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 617.043 kN + 754.680 kN

= 1371.723 kN > Vu = 829.140 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00669

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.263

· j = 1 - k / 3 = 0.912

· x = k·d = 249.601 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.970 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 58.332 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 58.332 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1640.051 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1440.041 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1440.041 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	800.000	720.000	720.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
630.220	360.190	321.400	80.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 46.363 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 244800.000 As - 630220000 = 0

∴ Required As = 2660.073 ㎟ [p = 0.00369]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 15822.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2520.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2338.269 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2520.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3546.764 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 54.545 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 54.545) / 54.545

= 0.0366

· ε_t = 0.0366 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 729.681 kN.m > Mu = 630.220 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 498.831 kN > Vu = 360.190 kN

· 1/2·Øv·Vc = 249.416 kN < Vu = 360.190 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00430

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.217

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 156.327 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.157 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 155.391 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 155.391 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 503.213 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 540.570 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 503.213 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3 램프-벽체 단면검토

12.3.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2419.590	535.190	729.640	1328.390
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3316.142	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 3982.011 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 729.640 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2419.590 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 872.464 kN > Vu = 535.190 kN
· 1/2·Øv·Vc = 436.232 kN < Vu = 535.190 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00350
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198
· j = 1 - k / 3 = 0.934
· x = k·d = 290.400 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.679 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 188.691 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 188.691 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 203.599 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 333.879 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 203.599 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1570.680	535.190	1656.480	1328.390
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
948.203	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1614.072 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1656.480 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1570.680 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 908.145 kN > Vu = 535.190 kN

· 1/2·Øv·Vc = 454.073 kN < Vu = 535.190 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.679 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 188.691 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 188.691 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 203.599 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 333.879 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 203.599 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.3 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1328.460	0.000	1706.970	923.260
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
778.256	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1361.327 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1706.970 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1328.460 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 917.912 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 458.956 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.619 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 148.541 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 148.541 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 316.407 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 424.125 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 316.407 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.4 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	553.170	0.000	1799.810	923.260
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
307.349	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 890.420 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1799.810 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 553.170 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 921.911 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 460.956 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.619 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 148.541 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 148.541 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 316.407 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 424.125 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 316.407 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.5 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2146.280	529.480	1058.240	1454.190
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2028.160	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 2603.297 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1058.240 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2146.280 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 889.964 kN > Vu = 529.480 kN
· 1/2·Øv·Vc = 444.982 kN < Vu = 529.480 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00489
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230
· j = 1 - k / 3 = 0.923
· x = k·d = 299.000 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.104 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 190.677 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 190.677 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 203.002 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 330.402 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 203.002 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.6 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2092.730	529.480	1914.520	1454.190
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1093.083	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1668.220 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1914.520 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2092.730 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 926.853 kN > Vu = 529.480 kN

· 1/2·Øv·Vc = 463.427 kN < Vu = 529.480 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.104 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 190.677 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 190.677 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 203.002 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 330.402 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 203.002 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.7 내측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2547.350	547.990	1617.420	1442.810
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1574.947	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2240.816 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1617.420 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2547.350 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 906.641 kN > Vu = 547.990 kN

· 1/2·Øv·Vc = 453.321 kN < Vu = 547.990 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.254 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 204.944 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 204.944 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 170.501 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 307.401 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 170.501 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.8 내측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1540.900	547.990	2018.200	1442.810
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
763.502	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1429.371 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2018.200 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1540.900 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 922.070 kN > Vu = 547.990 kN

· 1/2·Øv·Vc = 461.035 kN < Vu = 547.990 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.254 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 204.944 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 204.944 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 170.501 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 307.401 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 170.501 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.9 내측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1393.740	0.000	1846.030	916.880
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
754.993	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1338.064 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1846.030 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1393.740 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 923.902 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 461.951 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.580 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 147.515 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 147.515 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 320.094 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 427.075 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 320.094 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.10 내측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1321.410	0.000	2161.530	916.880
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
611.331	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1194.402 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2161.530 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1321.410 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 937.494 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 468.747 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.580 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 147.515 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 147.515 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 320.094 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 427.075 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 320.094 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.11 내측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2325.800	547.480	2032.570	1482.510
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1144.266	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1719.403 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2032.570 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2325.800 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 931.939 kN > Vu = 547.480 kN

· 1/2·Øv·Vc = 465.970 kN < Vu = 547.480 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.261 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 194.391 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 194.391 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 195.111 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 324.089 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 195.111 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.12 내측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1884.170	547.480	2276.240	1482.510
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
827.755	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1402.892 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2276.240 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1884.170 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 942.436 kN > Vu = 547.480 kN
· 1/2·Øv·Vc = 471.218 kN < Vu = 547.480 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00489
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230
· j = 1 - k / 3 = 0.923
· x = k·d = 299.000 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.261 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 194.391 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 194.391 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 195.111 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 324.089 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 195.111 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4 본선-벽체 단면검토

12.4.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	829.400	243.040	214.140	460.970
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3873.167	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 520.766 mm

· d" = X - H + d = 420.766 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10507.729 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4110.050 kN.m

· eb = Mb / Pb = 391.145 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'
= #NAME? kN
∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####
· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 4293.933 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ ####
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 214.140 kN ∴ ####
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 829.400 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 527.066 kN > Vu = 243.040 kN
· 1/2·Øv·Vc = 263.533 kN > Vu = 243.040 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00320
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.190
· j = 1 - k / 3 = 0.937
· x = k·d = 183.667 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.544 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 164.398 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 164.398 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 256.520 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 383.216 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 256.520 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	34.280	243.040	549.010	460.970
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
62.440	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 520.766 mm

· d" = X - H + d = 420.766 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10507.729 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4110.050 kN.m

· eb = Mb / Pb = 391.145 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 483.206 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 549.010 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 34.280 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 538.718 kN > Vu = 243.040 kN

· 1/2·Øv·Vc = 269.359 kN > Vu = 243.040 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00320

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.190

· j = 1 - k / 3 = 0.937

· x = k·d = 183.667 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.544 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 164.398 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 164.398 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 256.520 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 383.216 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 256.520 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.3 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	493.840	0.000	579.210	347.780
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
852.610	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0047] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 438.192 mm

· d" = X - H + d = 338.192 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8556.979 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2997.915 kN.m

· eb = Mb / Pb = 350.347 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1190.802 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 579.210 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 493.840 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 543.501 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 271.751 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00387

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.207

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 165.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.639 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 150.783 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 150.783 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 299.774 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 417.819 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 299.774 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.4 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	37.110	0.000	612.350	347.780
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
60.603	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0047] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 438.192 mm

· d" = X - H + d = 338.192 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8556.979 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2997.915 kN.m

· eb = Mb / Pb = 350.347 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 398.795 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 612.350 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 37.110 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 544.868 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 272.434 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00387

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.207

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 165.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.639 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 150.783 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 150.783 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 299.774 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 417.819 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 299.774 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.5 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1089.350	318.060	665.510	713.140
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1636.865	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0070] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 426.267 mm

· d" = X - H + d = 326.267 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7740.019 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3366.504 kN.m

· eb = Mb / Pb = 434.948 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1963.132 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 665.510 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1089.350 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 547.060 kN > Vu = 318.060 kN

· 1/2·Øv·Vc = 273.530 kN < Vu = 318.060 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.451 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 189.777 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 189.777 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 201.211 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 331.969 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 201.211 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.6 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	995.200	318.060	668.620	713.140
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1488.439	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0070] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 426.267 mm

· d" = X - H + d = 326.267 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7740.019 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3366.504 kN.m

· eb = Mb / Pb = 434.948 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1814.706 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 668.620 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 995.200 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 547.189 kN > Vu = 318.060 kN

· 1/2·Øv·Vc = 273.595 kN < Vu = 318.060 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.451 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 189.777 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 189.777 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 201.211 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 331.969 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 201.211 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.7 중앙부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	227.470	95.720	701.140	4.270
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
324.429	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mm

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 572.419 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 701.140 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 227.470 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 293.291 kN > Vu = 95.720 kN

· 1/2·Øv·Vc = 146.646 kN > Vu = 95.720 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.149 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 4.868 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 4.868 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 21389.433 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 17255.546 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 17255.546 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.8 중앙부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	0.010	95.720	1435.010	4.270
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
0.007	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mm

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 247.997 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1435.010 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 0.010 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 314.741 kN > Vu = 95.720 kN

· 1/2·Øv·Vc = 157.371 kN > Vu = 95.720 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.149 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 4.868 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 4.868 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 21389.433 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 17255.546 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 17255.546 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.9 중앙부 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	213.140	0.000	710.520	4.030
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
299.977	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 465.119 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 710.520 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 213.140 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 300.488 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 150.244 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.239 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 6.482 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 6.482 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 16018.704 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 12958.963 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 12958.963 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.10 중앙부 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	0.001	0.000	1465.020	4.030
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
0.001	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 165.143 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1465.020 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 0.001 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 329.892 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 164.946 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.239 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 6.482 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 6.482 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 16018.704 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 12958.963 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 12958.963 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.11 중앙부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	241.000	107.110	1162.700	3.130
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
207.276	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 372.418 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1162.700 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 241.000 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 318.110 kN > Vu = 107.110 kN

· 1/2·Øv·Vc = 159.055 kN > Vu = 107.110 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.186 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 5.035 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 5.035 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 20674.022 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 16683.217 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 16683.217 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.12 중앙부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	0.010	107.110	1506.350	3.130
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
0.007	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 165.149 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1506.350 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 0.010 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 331.502 kN > Vu = 107.110 kN

· 1/2·Øv·Vc = 165.751 kN > Vu = 107.110 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.186 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 5.035 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 5.035 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 20674.022 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 16683.217 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 16683.217 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

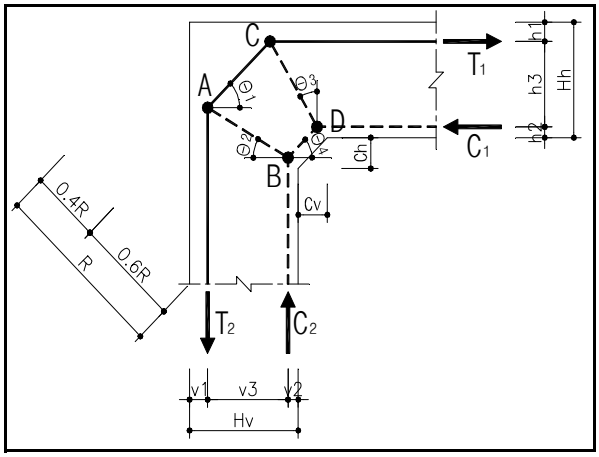
13. 우각부 보강검토

13.1 상부슬래브 (램프 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	2419.590 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 2262.74 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

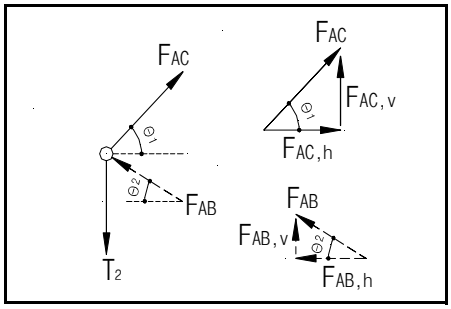
θ_2 = 15.92°

θ_3 = 21.80°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

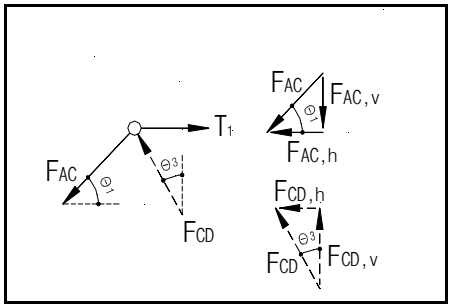
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \Theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \Theta = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3 \Rightarrow$ $F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{2{,}419.590}{1.120} =$ 2,160.348 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{2{,}419.590}{1.220} =$ 1,983.270 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 2,182.281 kN

식 ⑥ 으로부터

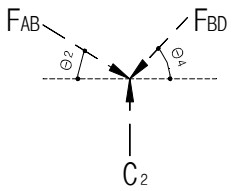
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 2,182.281 kN

따라서 $F_{AC} =$ **2,182.281** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}604.656 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}182.281 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}661.976 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	2,182.281	타이
AB	-1,604.656	스트럿
BD	-2,182.281	스트럿
CD	-1,661.976	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,182.281 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}182{,}281.246}{0.85 \times 400} = 6{,}418.47 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2 (1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2 (2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2 (1 단)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2 (2 단)
				합계	=	**7,708.80**	mm^2

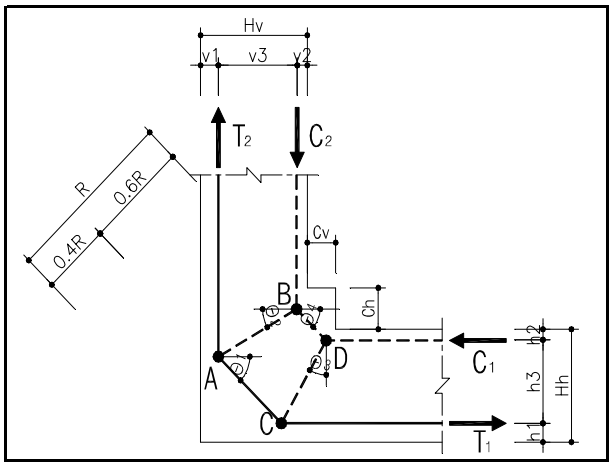
$A_{s,used}$ = 7,708.80 mm^2 > 6,418.47 mm^2 ……O.K

13.2 하부슬래브(램프 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	2325.800 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1910.50 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

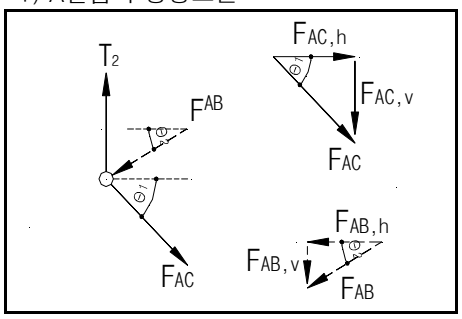
θ_2 = 7.38°

θ_3 = 12.97°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

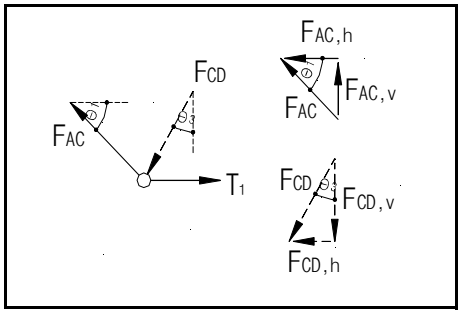
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{2{,}325.800}{1.120} =$ 2,076.607 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{2{,}325.800}{1.220} =$ 1,906.393 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 2,387.018 kN

식 ⑥ 으로부터

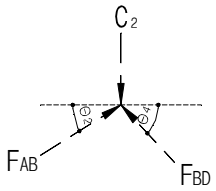
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 2,387.018 kN

따라서 $F_{AC} =$ **2,387.018** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}701.963 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}387.018 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}732.062 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**2,387.018**	타이
AB	**-1,701.963**	스트럿
BD	**-2,387.018**	스트럿
CD	**-1,732.062**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,387.018 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}387{,}018.351}{0.85 \times 400} = 7{,}020.64 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	32	@	250	=	3,176.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 단)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(2 단)
				합계	=	**8,316.00**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 8,316.00 mm^2 > 7,020.64 mm^2 ……O.K

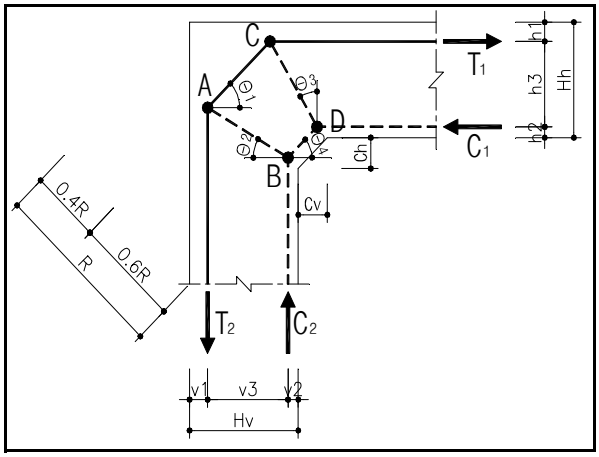
13. 우각부 보강검토

13.3 상부슬래브 (본선 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	829.400 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1626.35 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

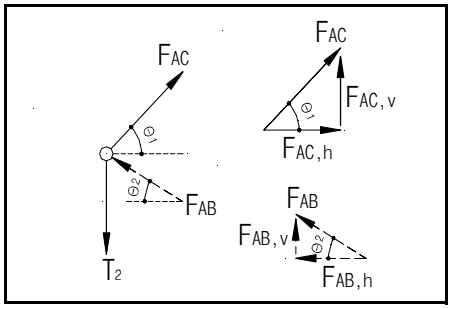
θ_2 = 29.48°

θ_3 = 29.48°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

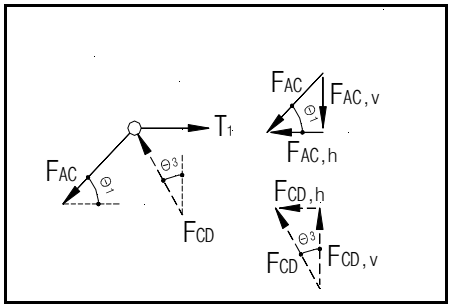
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{829.400}{0.720} =$ 1,151.944 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{829.400}{0.720} =$ 1,151.944 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,040.771 kN

식 ⑥ 으로부터

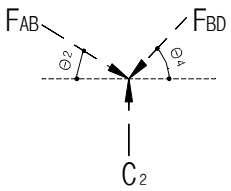
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,040.771 kN

따라서 F_{AC} = **1,040.771** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 845.379 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,040.771 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 845.379 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,040.771	타이
AB	-845.379	스트럿
BD	-1,040.771	스트럿
CD	-845.379	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,040.771 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,040,770.833}{0.85 \times 400} = 3,061.09 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00 mm²	(1 cycle)
	= H	22	@	250	=	1,548.40 mm²	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	19	@	250	=	1,146.00 mm²	(1 단)
	= H	19	@	250	=	1,146.00 mm²	(2 단)
				합계	=	**3,840.40** mm²	

$A_{s,used}$ = 3,840.40 mm^2 > 3,061.09 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 기둥부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.5 램프 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.6 본선-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.7 본선 중앙부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 사용성 검토

부 재	최소두께 또는 높이 t (mm)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
일방향 슬래브	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
보	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

부 재	지간 L (mm)	최소두께 t (mm)	사용두께 t (mm)	평 가
상부 슬래브 : 램프	10150.00	422.92	1300.00	O.K
상부 슬래브 : 본선	9600.00	400.00	900.00	O.K
하부 슬래브 : 램프	10550.00	439.58	1300.00	O.K
하부 슬래브 : 본선	9600.00	400.00	1000.00	O.K

16. 지지력 검토

16.1 하중 산정 : 램프

16.1.1 고정하중

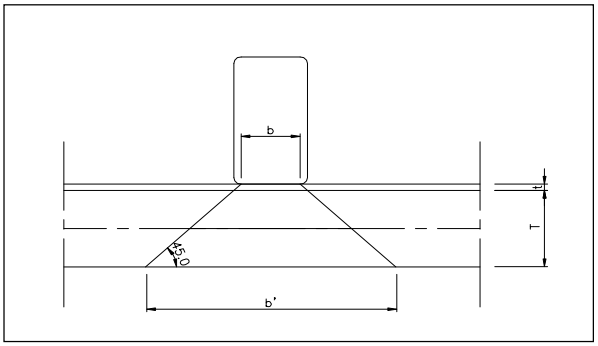
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 2317.21 / 23.900 = 96.954 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 153.925 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

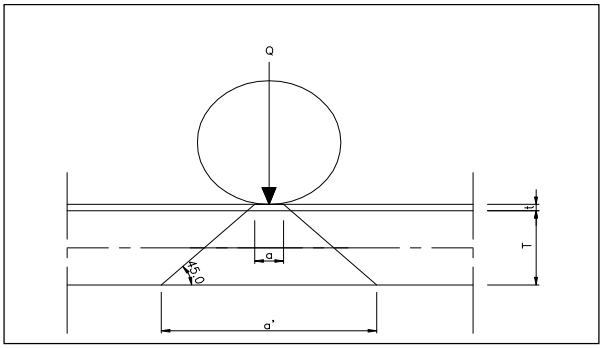


t = 40.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1300.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.300 + 0.040) x cot 45°

= 3.18 m



a' = 0.200 + 2 x (1.300 + 0.040) x cot 45°

= 2.88 m

Qz' = 96.000 / (3.180 x 2.880) = 10.48 kN/m^2

16.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 96.954 + 153.925 + 0.000 + 10.000 + 10.482

= 271.361 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 271.361 kN/m^2 < Qa = 700.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16.3 하중 산정 : 본선

16.3.1 고정하중

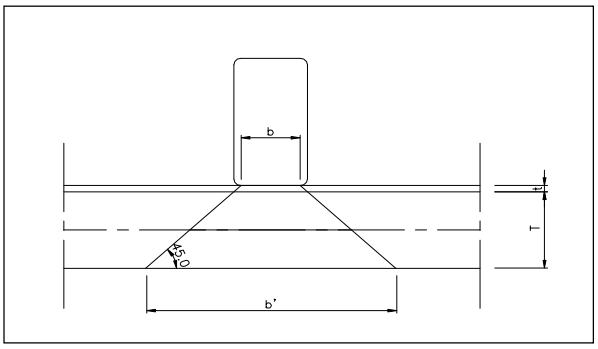
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1176.98 / 17.000 = 69.234 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 57.625 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

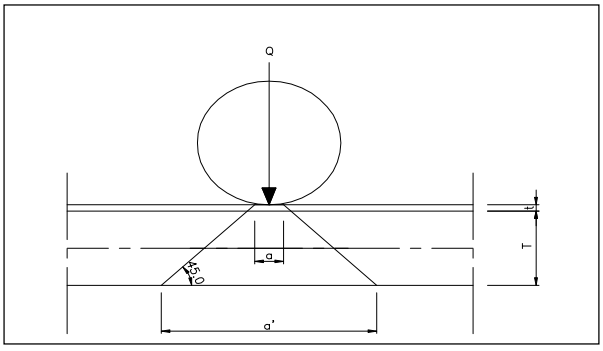


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1000.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.60 m



a' = 0.200 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.30 m

Qz' = 96.000 / (2.600 x 2.300) = 16.05 kN/m^2

16.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 69.234 + 57.625 + 0.000 + 10.000 + 16.054

= 152.913 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

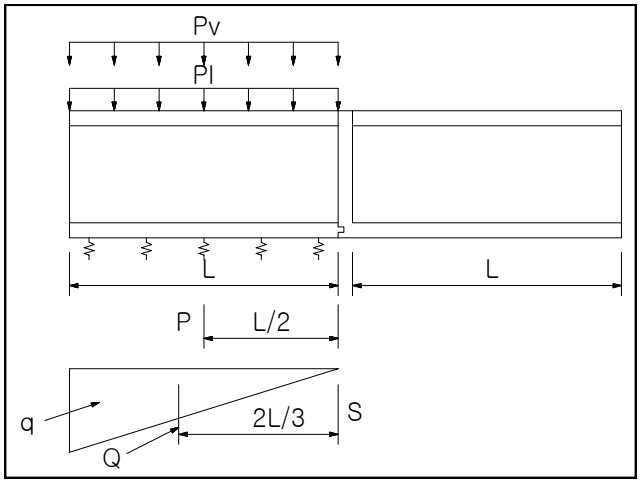
Qmax = 152.913 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

17. 신축이음부 검토

17-1. 램프

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 11.95 \times 8 \times 19.0$

$= 1816.4 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (1816.4 + 153.6) \times 30.0 = 59100.0 \ kN$

$S = P / 4 = 59100 / 4 = 14775.0 \ kN$

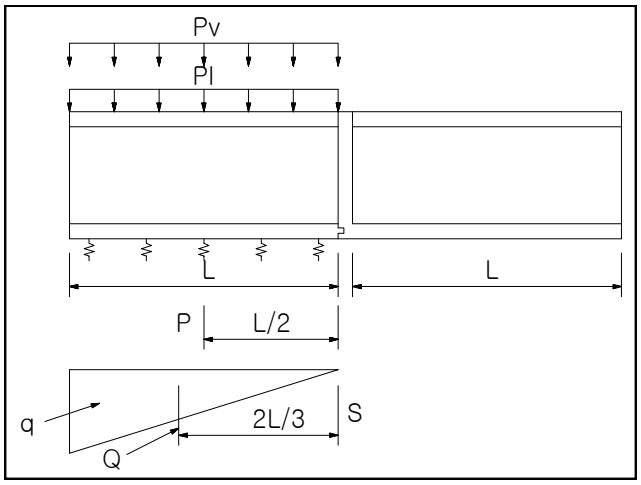
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 14775.0 x 1000 / 80 = 184,688 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 201 EA = 794.2 x 201 = 159,634 mm²

17-2. 본선

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 17 \times 0.6 \times 19.0$

$= 193.8 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (193.8 + 153.6) \times 30.0 = 10422.0 \ kN$

$S = P / 4 = 10422 / 4 = 2605.5 \ kN$

$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 2605.5 x 1000 / 80 = 32,569 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 340 EA = 794.2 x 340 = 270,028 mm²

※ 일체구조로 검토 : 램프x2ea + 본선

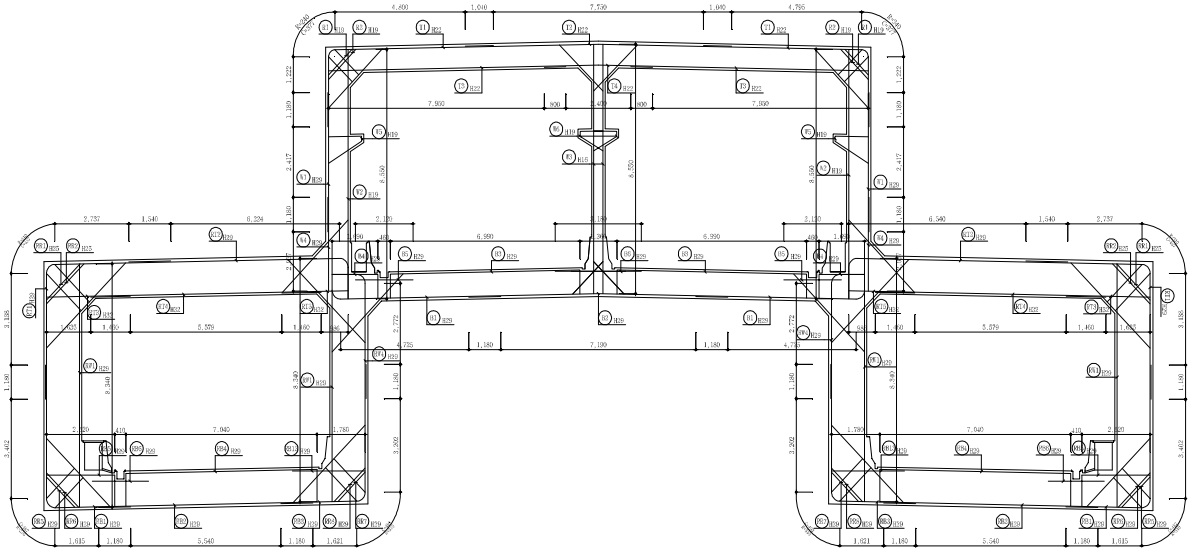
☞ 소요철근량 Areq = 369,375 + 32,569 = 401,944 mm²

☞ 사용철근량 As = 319,268 + 270,028 = 589,296 mm²

∴ O.K

18. 주철근조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)

