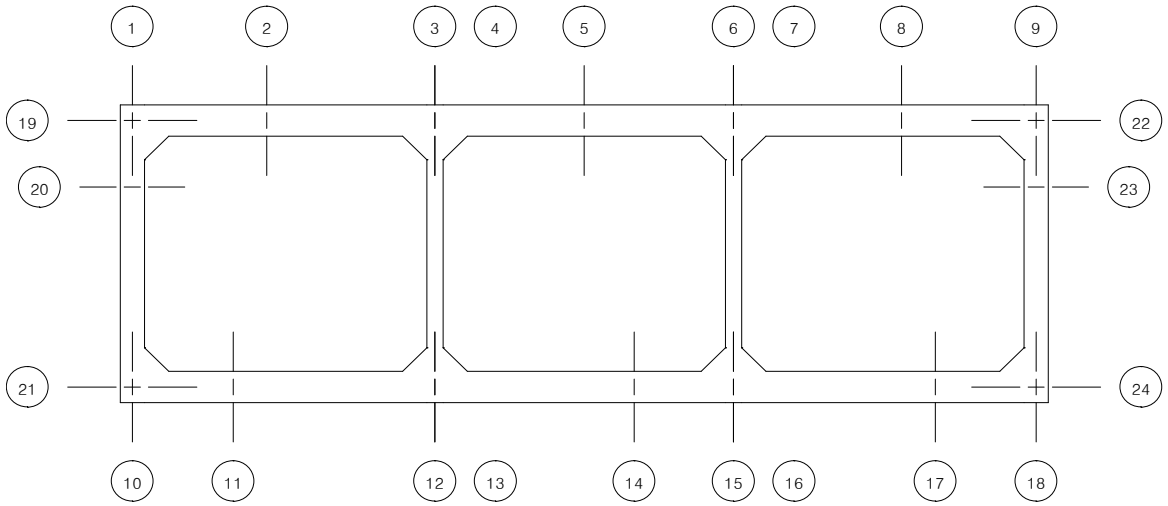
목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 부력검토
5. 해석모델 및 단면제원(상시)
6. 해석모델 및 단면제원(지진시)
7. 지반반력계수(상시)
8. 지반반력계수(지진시)
9. 하중계산(상시)
10. 하중계산(지진시)
11. 하중재하도(상시)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리(상시)
15. 단면력정리(붕괴방지)
16. 단면검토 및 철근량 산정
17. 수평철근검토
18. 내측벽체
19. 절점부 검토
20. 사용성 검토
21. 기초 지지력 검토
22. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	43.386	730.115	243.372	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	322	318.5	0.989	N.G

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	450	69.91	148.17	616.37	D16 - 6.7EA	1324.00	2.12
		중앙부	2	1000	350	146.94	114.41	1717.23	D16 - 6.7EA	1324.00	0.78
		우측	3	1000	450	115.94	148.17	1030.23	D16 - 6.7EA	1324.00	1.28
	2경간	좌측	4	1000	450	137.89	148.17	1229.91	D16 - 6.7EA	1324.00	1.07
		중앙부	5	1000	350	131.07	114.41	1524.35	D16 - 6.7EA	1324.00	0.87
		우측	6	1000	450	137.93	148.17	1230.28	D16 - 6.7EA	1324.00	1.07
	3경간	좌측	7	1000	450	115.95	148.17	1030.24	D16 - 6.7EA	1324.00	1.28
		중앙부	8	1000	350	146.97	114.41	1717.60	D16 - 6.7EA	1324.00	0.78
		우측	9	1000	450	70.30	148.17	619.79	D16 - 6.7EA	1324.00	2.11
하부슬래브	1경간	좌측	10	1000	450	129.83	148.17	1156.41	D16 - 6.7EA	1324.00	1.14
		중앙부	11	1000	350	99.68	114.41	1148.49	D16 - 6.7EA	1324.00	1.15
		우측	12	1000	450	97.56	148.17	864.11	D16 - 6.7EA	1324.00	1.52
	2경간	좌측	13	1000	450	101.36	148.17	898.40	D16 - 6.7EA	1324.00	1.46
		중앙부	14	1000	350	63.49	114.41	723.91	D16 - 6.7EA	1324.00	1.80
		우측	15	1000	450	101.40	148.17	898.72	D16 - 6.7EA	1324.00	1.46
	3경간	좌측	16	1000	450	97.55	148.17	864.06	D16 - 6.7EA	1324.00	1.52
		중앙부	17	1000	350	99.72	114.41	1149.01	D16 - 6.7EA	1324.00	1.15
		우측	18	1000	450	129.87	148.17	1156.76	D16 - 6.7EA	1324.00	1.14
좌측벽체	1층	상부	19	1000	350	69.91	114.41	798.67	D16 - 6.7EA	1324.00	1.64
		중앙부	20	1000	250	39.82	80.65	638.28	D16 - 6.7EA	1324.00	2.03
		하부	21	1000	350	129.83	114.41	1509.41	D16 - 6.7EA	1324.00	0.88
우측벽체	1층	상부	22	1000	350	70.30	114.41	803.14	D16 - 6.7EA	1324.00	1.63
		중앙부	23	1000	250	39.84	80.65	638.61	D16 - 6.7EA	1324.00	2.02
		하부	24	1000	350	129.87	114.41	1509.87	D16 - 6.7EA	1324.00	0.88

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			주철근 20%		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		중앙부	2	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		우측	3	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
	2 경간	좌측	4	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		중앙부	5	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		우측	6	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
	3 경간	좌측	7	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		중앙부	8	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		우측	9	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	10	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		중앙부	11	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		우측	12	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
	2 경간	좌측	13	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		중앙부	14	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		우측	15	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
	3 경간	좌측	16	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		중앙부	17	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		우측	18	800.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	19	750.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		중앙부	20	750.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		하부	21	750.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
우측 벽체	1 층	상부	22	750.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		중앙부	23	750.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K
		하부	24	750.0	845.1	O.K	264.8	421.9	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	200.5	153.8	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	2	200.5	104.1	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		우측	3	200.5	180.7	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
	2경간	좌측	4	200.5	185.0	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	5	200.5	116.1	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		우측	6	200.5	185.0	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
	3경간	좌측	7	200.5	180.7	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	8	200.5	104.1	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		우측	9	200.5	153.8	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	10	200.5	128.2	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	11	200.5	129.3	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		우측	12	200.5	111.2	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
	2경간	좌측	13	200.5	95.1	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	14	200.5	99.5	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		우측	15	200.5	95.2	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
	3경간	좌측	16	200.5	111.3	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	17	200.5	129.3	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		우측	18	200.5	128.2	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
좌측벽체	1층	상부	19	143.2	59.8	182.80	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	20	143.2	77.5	182.80	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		하부	21	143.2	109.7	182.80	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
우측벽체	1층	상부	22	143.2	60.2	182.80	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	23	143.2	78.0	182.80	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		하부	24	143.2	109.8	182.80	1.67	-	D13	300	211.17	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 150 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근간격 (mm)	최대간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	450	D16 - 6.7EA	150	1377.538	O.K	9.184
		중앙부	2	350	D16 - 6.7EA	150	312.672	O.K	2.084
		우측	3	450	D16 - 6.7EA	150	523.862	O.K	3.492
	2경간	좌측	4	450	D16 - 6.7EA	150	479.295	O.K	3.195
		중앙부	5	350	D16 - 6.7EA	150	403.478	O.K	2.690
		우측	6	450	D16 - 6.7EA	150	479.137	O.K	3.194
	3경간	좌측	7	450	D16 - 6.7EA	150	523.858	O.K	3.492
		중앙부	8	350	D16 - 6.7EA	150	312.582	O.K	2.084
		우측	9	450	D16 - 6.7EA	150	1377.538	O.K	9.184
하부슬래브	1경간	좌측	10	450	D16 - 6.7EA	150	417.856	O.K	2.786
		중앙부	11	350	D16 - 6.7EA	150	498.788	O.K	3.325
		우측	12	450	D16 - 6.7EA	150	608.352	O.K	4.056
	2경간	좌측	13	450	D16 - 6.7EA	150	582.470	O.K	3.883
		중앙부	14	350	D16 - 6.7EA	150	792.648	O.K	5.284
		우측	15	450	D16 - 6.7EA	150	582.268	O.K	3.882
	3경간	좌측	16	450	D16 - 6.7EA	150	608.387	O.K	4.056
		중앙부	17	350	D16 - 6.7EA	150	498.554	O.K	3.324
		우측	18	450	D16 - 6.7EA	150	417.718	O.K	2.785
좌측벽체	1층	상부	19	350	D16 - 6.7EA	150	1063.138	O.K	7.088
		중앙부	20	250	D16 - 6.7EA	150	703.022	O.K	4.687
		하부	21	350	D16 - 6.7EA	150	298.523	O.K	1.990
우측벽체	1층	상부	22	350	D16 - 6.7EA	150	1063.138	O.K	7.088
		중앙부	23	250	D16 - 6.7EA	150	702.721	O.K	4.685
		하부	24	350	D16 - 6.7EA	150	298.417	O.K	1.989

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 3 련 수로암거 (내공 : 3@(3.5M × 3.0M), 사각 : 90°)

2) 지하수위 - GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 21 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26950 MPa
- 철근(SD300) (fy) = 300 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 : I 등급 (위험도 계수 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Se
- 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 및 60급수 탱크하중 적용) = 연행하중 재하 (∵ 토피 : 0.000 m)

탱크하중과 탱크 트레일러 하중은 1차선 재하를 원칙으로 한다.

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

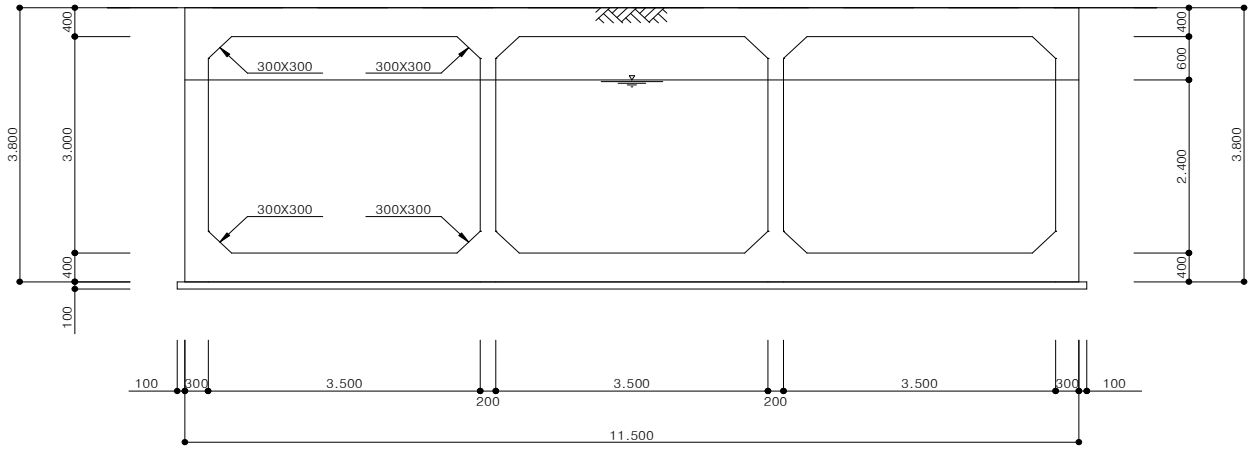
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교 설계기준 : 국토교통부(2010)
- 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트학회(2012)
- 구조물기초 설계기준 : 국토교통부(2014)
- 방호공학(군용 교량의 급수) : 청문각

3. 단 면 가 정


400
3.000
400
100
3.800
300X300
300X300
300X300
300X300
400
600
2.400
400
3.800
100
300
3.500
3.500
3.500
300
100
200
200
11.500

4. 부 력 검 토

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.2 (R/B)
부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 상재하중만을 고려
(최소토피 H = 0.000 m 에 대하여 검토)

1) 구체자중

- 상부슬래브	:	11.500 × 0.400 × 25.0	=	115.000	kN/m
- 하부슬래브	:	11.500 × 0.400 × 25.0	=	115.000	kN/m
- 좌측외벽	:	0.300 × 3.000 × 25.0	=	22.500	kN/m
- 우측외벽	:	0.300 × 3.000 × 25.0	=	22.500	kN/m
- 중간벽체 1	:	0.200 × 3.000 × 25.0	=	15.000	kN/m
- 중간벽체 2	:	0.200 × 3.000 × 25.0	=	15.000	kN/m
- 헌치 1	:	0.300 × 0.300 × 1/2 × 12EA × 25.0	=	13.500	kN/m
		∴ Σ	=	318.500	kN/m

3) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=구조물높이+토피고-지하수위)
= 11.500 × 2.800 × 10.000
= 322.000 kN/m

4) 안정검토

R = 318.500 kN/m
Fs = R / U
= 318.500 / 322.000
= 0.989 ≤ 1.200 ∴N.G

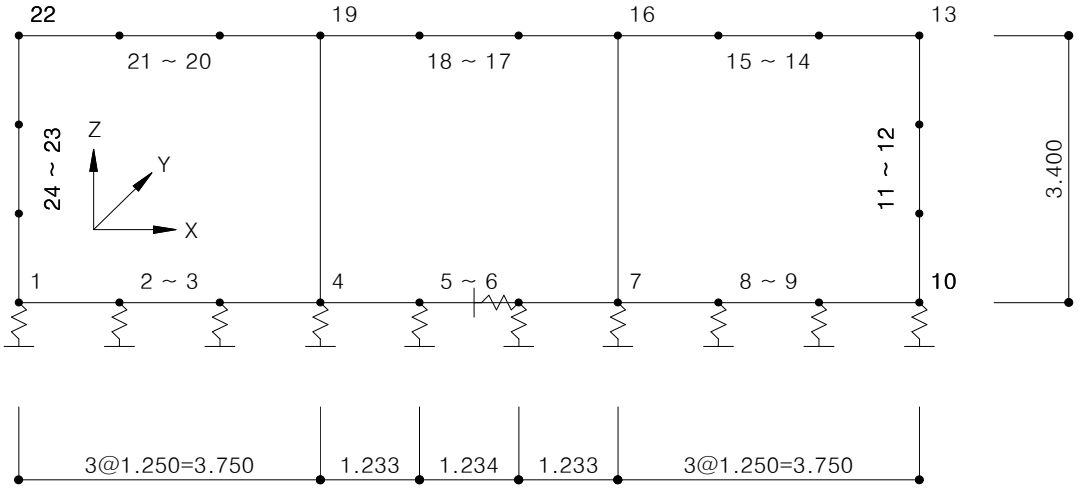
5. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

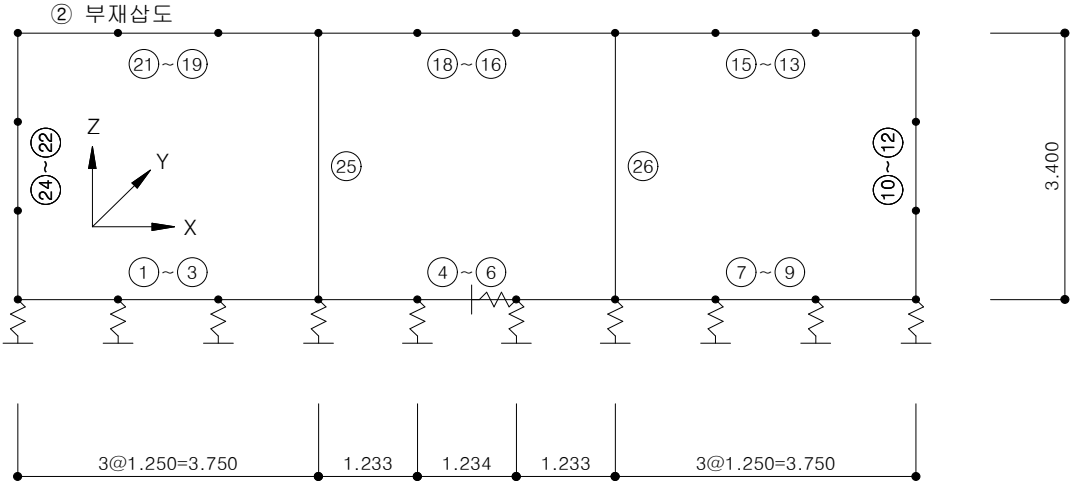
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.400 × 1.000	= 0.400	0.00533	1~9,13~21
2	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	10~12,22~24
3	0.200 × 1.000	= 0.200	0.00067	25~26

3) 단면좌표

(단위 : m)

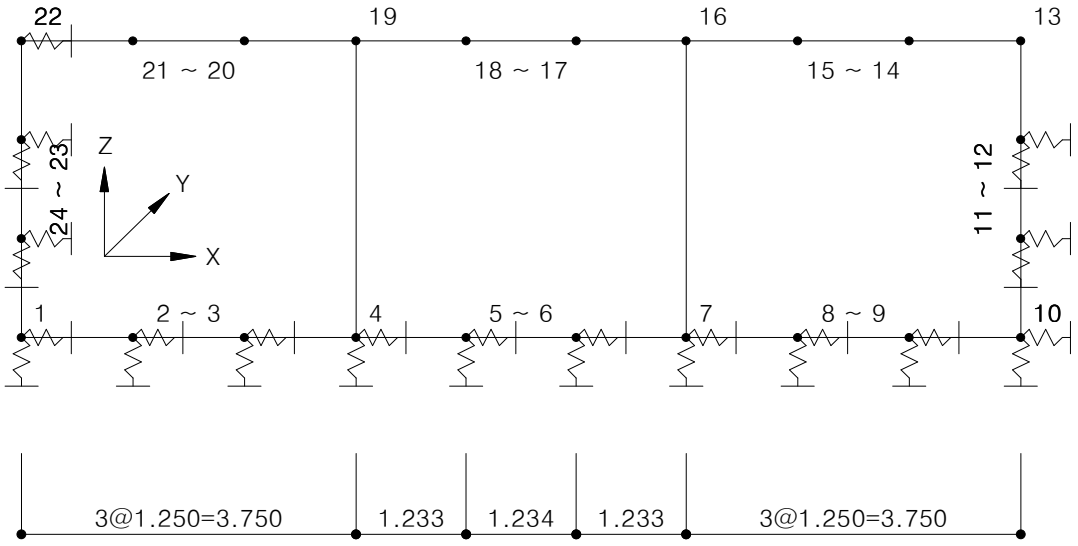
절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	13	11.200	3.400
2	1.250	0.000	14	9.950	3.400
3	2.500	0.000	15	8.700	3.400
4	3.750	0.000	16	7.450	3.400
5	4.983	0.000	17	6.217	3.400
6	6.217	0.000	18	4.983	3.400
7	7.450	0.000	19	3.750	3.400
8	8.700	0.000	20	2.500	3.400
9	9.950	0.000	21	1.250	3.400
10	11.200	0.000	22	0.000	3.400
11	11.200	1.133	23	0.000	2.267
12	11.200	2.267	24	0.000	1.133

6. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

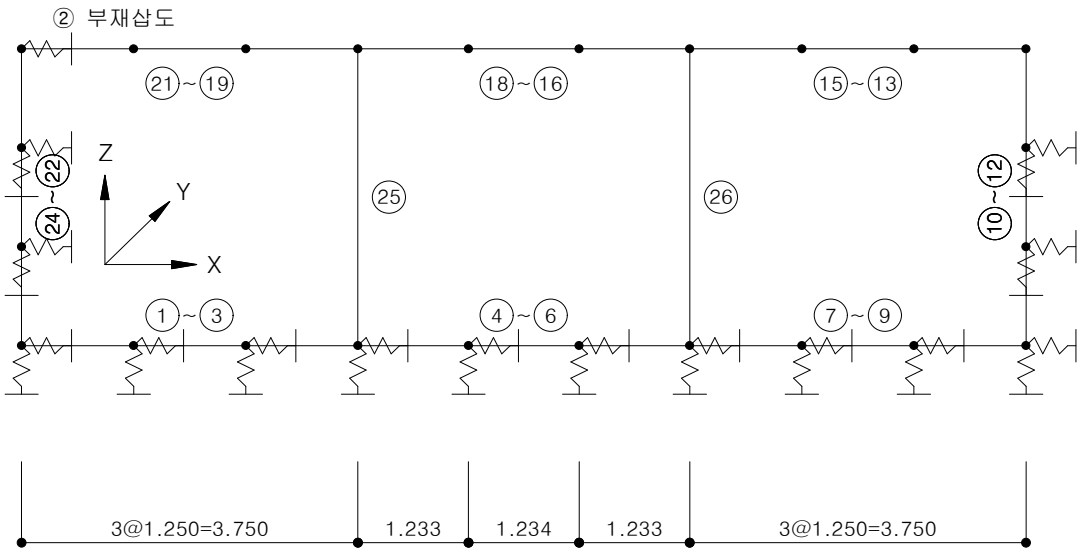
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.400 × 1.000	= 0.400	0.00533	1~9,13~21
2	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	10~12,22~24
3	0.200 × 1.000	= 0.200	0.00067	25~26

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	13	11.200	3.400
2	1.250	0.000	14	9.950	3.400
3	2.500	0.000	15	8.700	3.400
4	3.750	0.000	16	7.450	3.400
5	4.983	0.000	17	6.217	3.400
6	6.217	0.000	18	4.983	3.400
7	7.450	0.000	19	3.750	3.400
8	8.700	0.000	20	2.500	3.400
9	9.950	0.000	21	1.250	3.400
10	11.200	0.000	22	0.000	3.400
11	11.200	1.133	23	0.000	2.267
12	11.200	2.267	24	0.000	1.133

7. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수
Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1
Eo = 2800 x N = 2800 x 15 = 42000.000 kN/m²

Bv = √(B × L) = √(11.500 × 6.300) = 8.51 m (L < B)
Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 42000 = 140000.00 kN/m³
Kv = 140000.000 × (8.512 / 0.3)^(-3 / 4) = 11388.19 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.300/2 + 1.250/2) = 8826 kN/m	1,10
Kv2	Kv x (1.250/2 + 1.250/2) = 14235 kN/m	2~3,8,9
Kv3	Kv x (1.250/2 + 1.233/2) = 14138 kN/m	4,7
Kv4	Kv x (1.233/2 + 1.233/2) = 14042 kN/m	5,6
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

8. 지반반력계수 (붕괴방지)

1) 지반탄성계수의 산정

※ 매립토 (심도 : 53.400 ~ 51.400m)

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 10^(1/3) = 172.4 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) =0.5 × Vo = 0.5 × 172.4 = 86.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18 / 9.810 × 86.2^2 = 13634.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 13634.0 = 39538.6 kN/m^2

※ 풍화토 (심도 : 51.400 ~ 48.400m)

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 15^(1/3) = 197.3 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) =0.5 × Vo = 0.5 × 197.3 = 98.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 19 / 9.810 × 98.7^2 = 18868.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 18868.0 = 54717.2 kN/m^2

2) 지반반력계수의 산정

(1) 하부슬래브 : 제2토층 , 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(11.500 × 6.300) = 8.512 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 54717.2 = 364781.33 kN/m^3

Kv = 364781.330 × (8.512 / 0.3)^(-3 / 4) = 29672.84 kN/m^3

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 29672.840 = 9890.95 kN/m^3

(2) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(3.800 × 3.800) = 3.800 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 39538.6 = 263590.67 kN/m^3

Kh = 263590.670 × (3.800 / 0.3)^(-3 / 4) = 39258.46 kN/m^3

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 39258.460 = 13086.15 kN/m^3

(3) 측벽 : 제2토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(3.800 × 3.800) = 3.800 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 54717.2 = 364781.33 kN/m^3

Kh = 364781.330 × (3.800 / 0.3)^(-3 / 4) = 54329.52 kN/m^3

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 54329.520 = 18109.84 kN/m^3

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.133/2 + 0.400/2) = 41644 kN/m	1,10
Kh2	Kh x (1.133/2 + 1.133/2) = 61555 kN/m	11,24
Kss2	Kss x (1.133/2 + 1.133/2) = 20518 kN/m	
Kh3	Kh x (1.133/2 + 1.133/2) = 44480 kN/m	12,23
Kss3	Kss x (1.133/2 + 1.133/2) = 14827 kN/m	
Kh4	Kh x (1.133/2 + 0.400/2) = 30092 kN/m	13,22

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.300/2 + 1.250/2) = 22996 kN/m	1,10
Kv2	Kv x (1.250/2 + 1.250/2) = 37091 kN/m	2~3,8,9
Ksb2	Ksb x (1.250/2 + 1.250/2) = 12364 kN/m	
Kv3	Kv x (1.250/2 + 1.233/2) = 36839 kN/m	4,7
Ksb3	Ksb x (1.250/2 + 1.233/2) = 12280 kN/m	
Kv4	Kv x (1.233/2 + 1.233/2) = 36587 kN/m	5,6

3) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능기준 / 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
설계지진	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.22 = 0.308

9. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 상부슬래브에 작용하는 활하중 (주철근이 차량진행방향에 평행인 경우)

① 차량하중 (DB-24 하중 재하시)

- 설계유효 지간장 : 3.750 m
- 유효폭 산정

E = 1.2 + 0.06 × L = 1.2 + 0.06 × 3.750 = 1.425 < 2.100

∴ E = 1.425 m

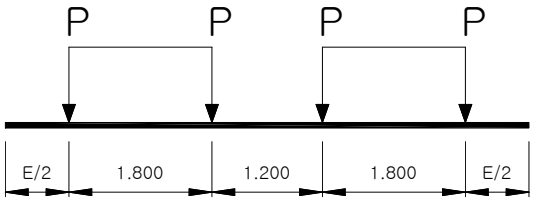
- 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 3.750) = 0.343 > 0.300

∴ i = 0.300

6.0 ≤ Wci < 9.1 ===> 2차선 재하

- 차선수에 따른 활하중 산정



(1) 1차선 재하시

Pn = 2 × P × (1 + i)

Pr = 2 × 96.0 × (1 + 0.300) / 3.225 = 77.395 kN/m

Pf = 2 × 24.0 × (1 + 0.300) / 3.225 = 19.349 kN/m

(2) 2차선 재하시

Pn = 4 × P × (1 + i)

Pr = 4 × 96.0 × (1 + 0.300) / 6.225 = 80.193 kN/m

Pf = 4 × 24.0 × (1 + 0.300) / 6.225 = 20.048 kN/m

(단위 : kN/m)

구분	1차선 재하	2차선 재하	비고
Pr	77.395	80.193	DB-24
Pf	19.349	20.048	DB-24

∴ 2차선 재하시가 가장 불리하므로 2차선을 재하한다.

② 차량하중 (DL-24하중 재하시)

Wl = 12.700 × (1 + 0.300) × 1 / 3.00 = 5.503 kN/m²

Pm = 108.000 × (1 + 0.300) × 1 / 3.00 = 46.800 kN/m²

Ps = 156.000 × (1 + 0.300) × 1 / 3.00 = 67.600 kN/m²

3) 탱크하중 및 특수중차량

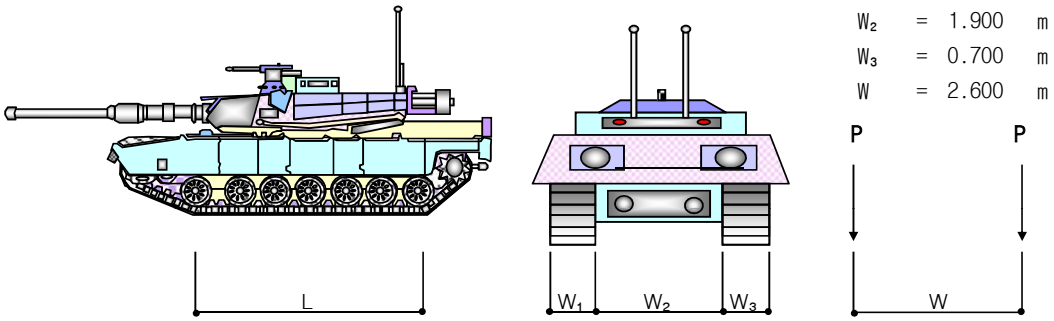
- 충격계수 i는 일률적으로 0.150를 적용한다. (∴ 군사구조물 P12)

- 탱크하중과 탱크 트레일러 하중은 1차선 재하를 원칙으로 한다.
  ① 본 박스는 군용하중 급수에 대하여 정상적인 통과를 할 수 있도록 설계해야 한다.
  여기서 정상적인 통과란 차량간격 30m를 유지하고, 시속 40km로 운행함을 말한다.

  ② 설계급수 (60급수)
  급수 표지 방법은 연합군과의 협동작전을 고려하여 NATO 급수 표지 방법을 사용하는것이
  군사 구조물의 원칙이다. 따라서 미군이 사용하는 short ton의 개념을 우리가 사용하는 개념의
  metric ton으로 환산하여 적용한다. (방호공학 P42)

- 탱크 하중 산정

  ① 설계하중 : W = 544.200 kN



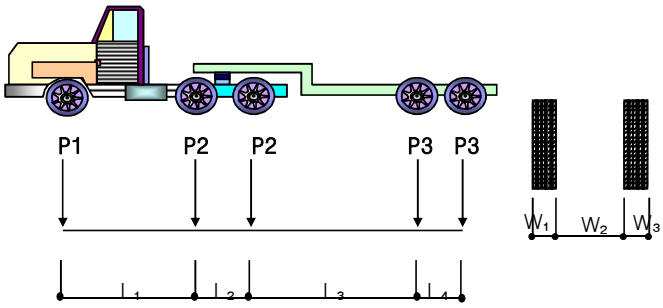
$L = 4.500$ m
$W_1 = 0.700$ m
$W_2 = 1.900$ m
$W_3 = 0.700$ m
$W = 2.600$ m

$P = (W / 2) / 4.500 = (544.200 / 2) / 4.500 = 60.467$ kN/m

$Ptk = P \times (1 + i) \times 2EA / (2.600 + E)$
$= 60.467 \times (1 + 0.150) \times 2EA / (2.600 + 1.425)$
$= 34.552$ kN

- 탱크 트레일러 하중 산정

① 설계하중 : W = 643.970 kN



L_1 = 3.600 m
L_2 = 1.500 m
L_3 = 4.500 m
L_4 = 1.200 m
W_1 = 0.700 m
W_2 = 1.250 m
W_3 = 0.975 m
W = 2.225 m

- P1 = 40.815 × 1 = 40.815 kN
- P2 = 81.630 × 1 = 81.630 kN
- P3 = 58.955 × 1 = 58.955 kN

- 하중산정

Ptr1 = P1 x (1 + i) x 2EA / (2.225 + E)
= 40.815 x (1 + 0.150) x 2EA / (2.225 + 1.425)
= 25.719 kN

Ptr2 = P2 x (1 + i) x 2EA / (2.225 + E)
= 81.630 x (1 + 0.150) x 2EA / (2.225 + 1.425)
= 51.438 kN

Ptr3 = P3 x (1 + i) x 2EA / (2.225 + E)
= 58.955 x (1 + 0.150) x 2EA / (2.225 + 1.425)
= 37.150 kN

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.200 × 19.000) × 0.500 = 1.900 kN/m²

Wh2 = 1.900 + 1.133 × 19.000 × 0.500 = 12.666 kN/m²

Wh3 = 12.666 + 1.133 × 19.000 × 0.500 = 23.434 kN/m²

Wh4 = 23.434 + 1.133 × 19.000 × 0.500 = 34.200 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.200 × 19.000) × 0.500 = 1.900 kN/m²

Wh2 = 1.900 + 0.800 × 19.000 × 0.500 = 9.500 kN/m²

Wh3 = 12.666 + 0.333 × 10.000 × 0.500 = 11.167 kN/m²

Wh4 = 11.167 + 1.133 × 10.000 × 0.500 = 16.833 kN/m²

Wh5 = 11.167 + 1.133 × 10.000 × 0.500 = 22.500 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.0 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1 = 0.333 × 10.000 = 3.333 kN/m²

Ww2 = 3.333 + 1.133 × 10.000 = 14.667 kN/m²

Ww3 = 14.667 + 1.133 × 10.000 = 26.000 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww4 = (0.000 + 3.800 - 1.000) × 10.000 = 28.000 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

10. 하 중 계 산 (붕괴방지)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)	ɣ(kN/m³)	Tg'(sec)
매립토	2.000	172.400	18.000	0.046
풍화토	3.000	197.300	19.000	0.061
풍화암	25.000	248.600	20.000	0.402
계				0.509

Tg = 1.25 Tg' = 1.25 × 0.509 = 0.636 sec

2) 통제주기(Ts)

Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.370 / (2.5 × 0.220) = 0.673 sec
To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.673 = 0.135 sec

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$ = 0.667

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

- 0 ≤ Tg < To 일때
Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd

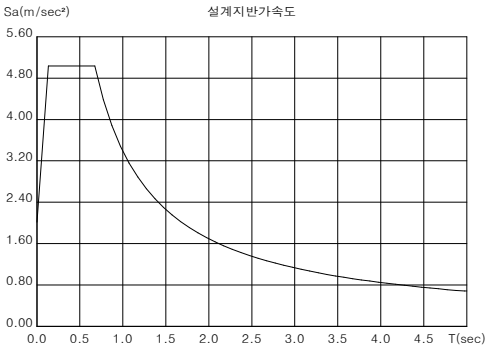
- To ≤ Tg < Ts 일때
Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd
= 5.038 m/s²

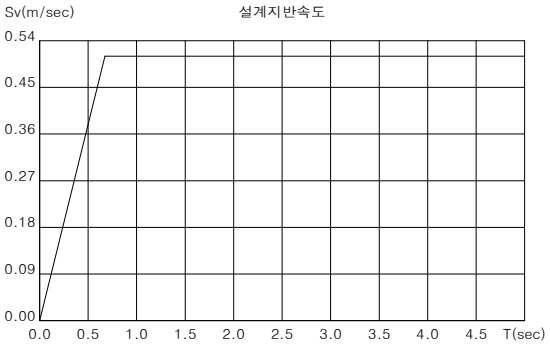
- Tg ≥ Ts 일때
Sa = Cv×g×I×Cd/Tg

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

Sv = Tg/2π × Sa = 0.636 / 2π × 5.038 = 0.510 m/s

6) 설계응답 응답스펙트럼





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 0.200 m
- 하부슬래브 심도 = 3.600 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

U(Zu) = 2 / π² × 0.510 × 0.636 × cos(π × 0.200 / (2 × 30.000)) = 0.065725

U(Zb) = 2 / π² × 0.510 × 0.636 × cos(π × 3.600 / (2 × 30.000)) = 0.064565

Po = Ksb,top × (U(Zu) - U(Zb))

= 7147.190 × (0.065725 - 0.064565) = 8.291 kN/m²

8) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
0.200	39258.460	0.065725	0.001160	45.540
1.333	39258.460	0.065569	0.001004	39.415
2.467	54329.520	0.065181	0.000616	33.467
3.600	54329.520	0.064565	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

Vu = Gd × Uh1 = 13634.000 × 0.000036 = 0.490 kN/m²

Vb = Gd × Uh2 = 18868.000 × 0.000645 = 12.170 kN/m²

Vs = (Vu + Vb) / 2 = (0.490 + 12.170) / 2 = 6.330 kN/m²

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

fu = 0.400 × 25.000 × 0.308 × (1 - 0.015 × 0.200) = 3.071 kN/m²

② 하부슬래브

fb = 0.400 × 25.000 × 0.308 × (1 - 0.015 × 3.600) = 2.914 kN/m²

③ 중간벽체

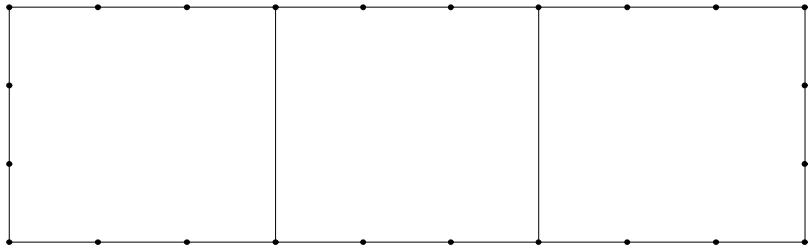
fu1 = 0.200 × 25.000 × 0.308 × (1 - 0.015 × 0.200) = 1.535 kN/m²
fb1 = 0.200 × 25.000 × 0.308 × (1 - 0.015 × 3.600) = 1.457 kN/m²
fu2 = 0.200 × 25.000 × 0.308 × (1 - 0.015 × 0.200) = 1.535 kN/m²
fb2 = 0.200 × 25.000 × 0.308 × (1 - 0.015 × 3.600) = 1.457 kN/m²

④ 측벽

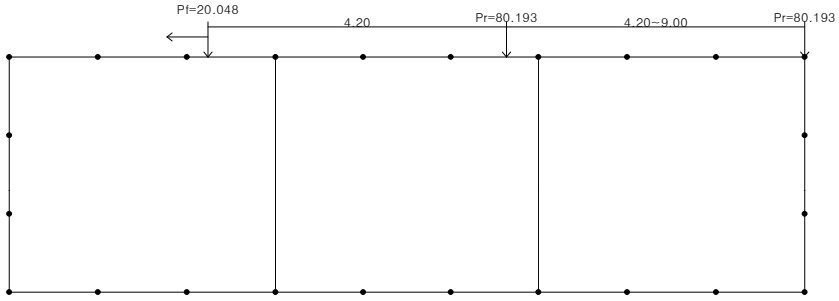
f1 = 0.300 × 25.000 × 0.308 × (1 - 0.015 × 0.200) = 2.303 kN/m²
f2 = 0.300 × 25.000 × 0.308 × (1 - 0.015 × 1.333) = 2.264 kN/m²
f3 = 0.300 × 25.000 × 0.308 × (1 - 0.015 × 2.467) = 2.225 kN/m²
f4 = 0.300 × 25.000 × 0.308 × (1 - 0.015 × 3.600) = 2.185 kN/m²

11. 하 중 재 하 (상시)

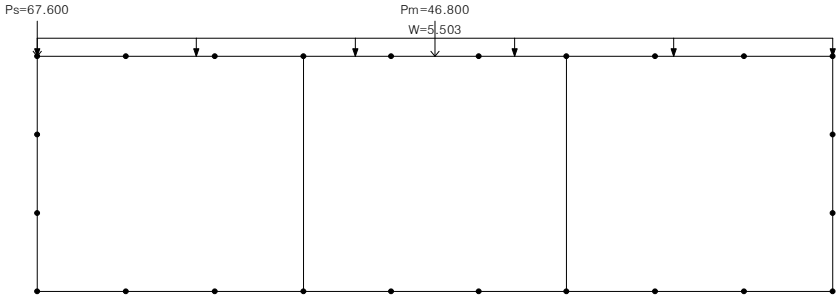
1) CASE1 - 구체자중(SW)



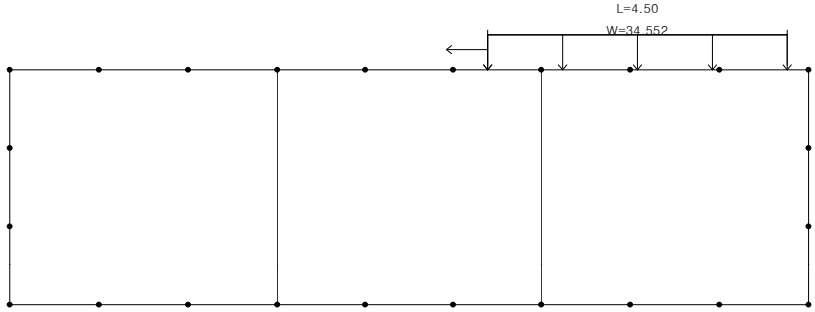
2) CASE2 - 차량하중 (DB-24 재하시)



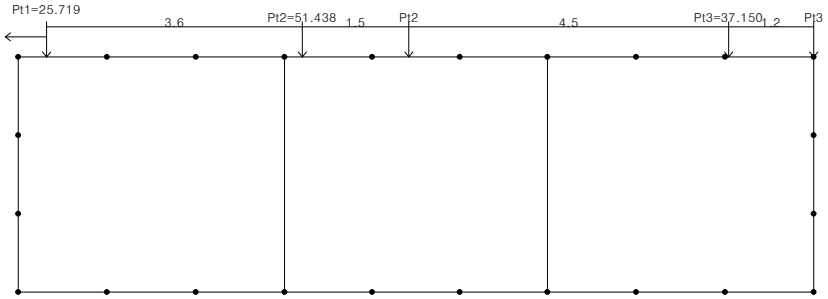
3) CASE3 - 차량하중 (DL-24 재하시)



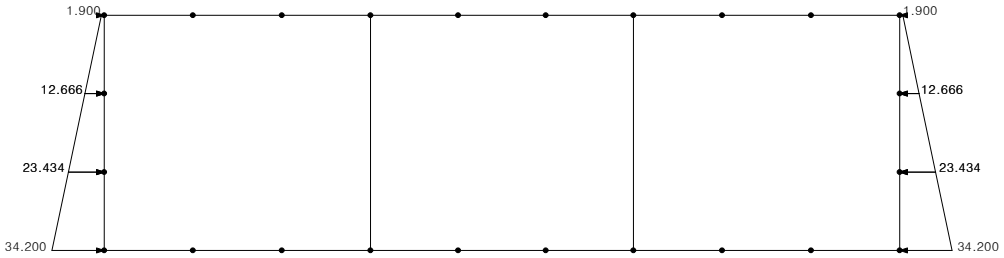
4) CASE4 - 탱크하중 (60급수)



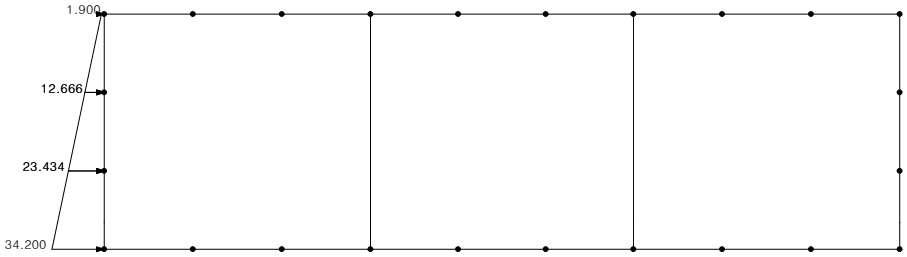
5) CASE5 - 트레일러 하중 (60급수)



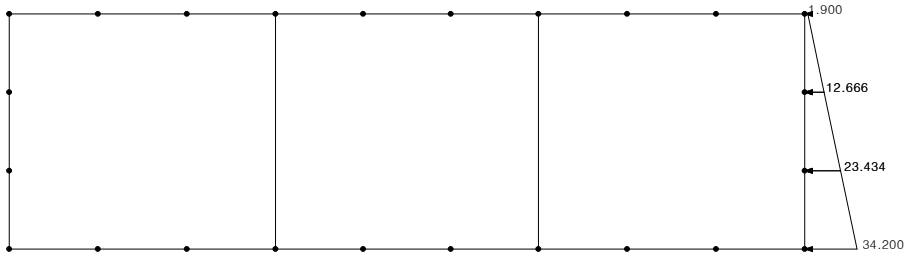
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILBO)



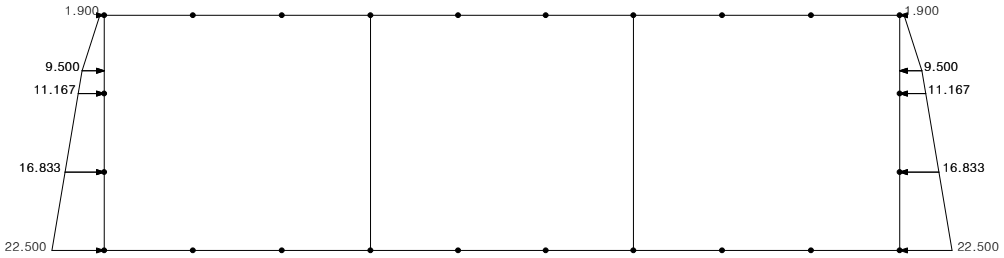
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILLE)



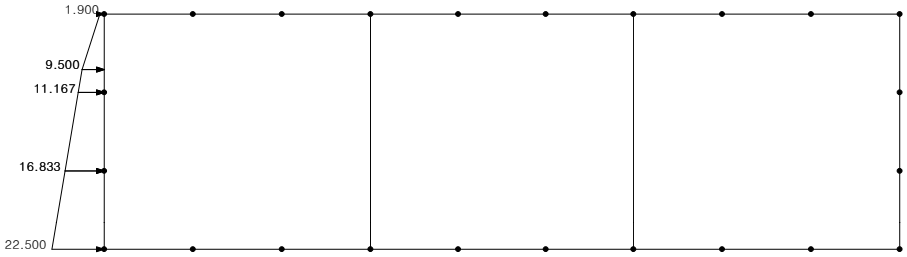
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILRI)



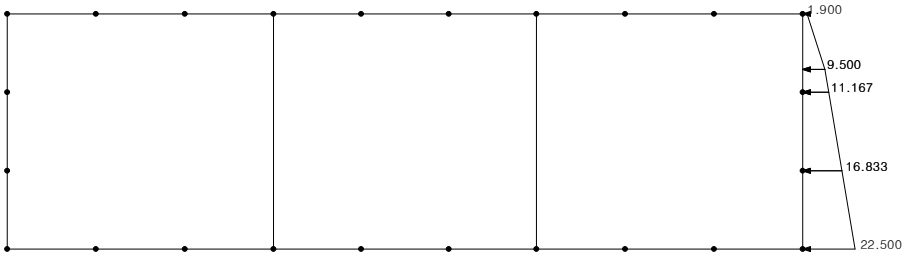
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBOW)



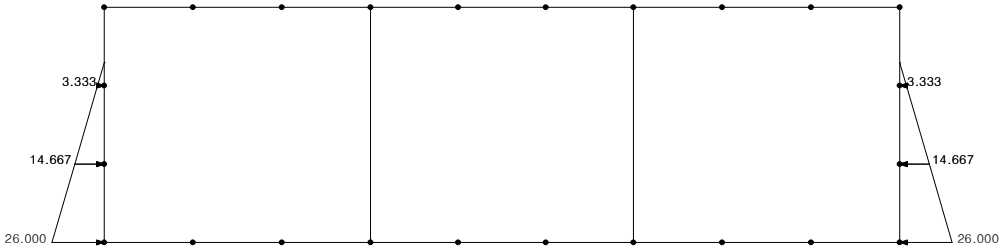
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLEW)



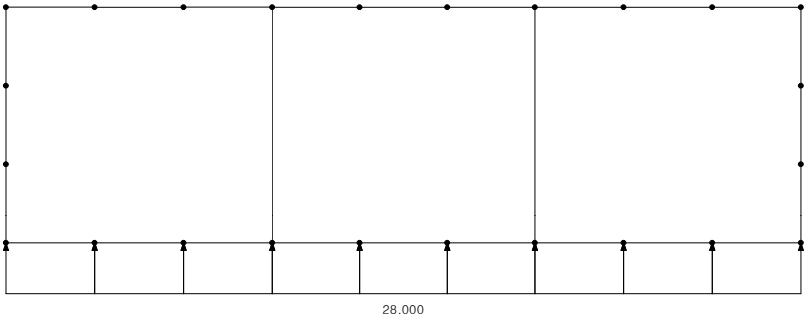
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRIW)



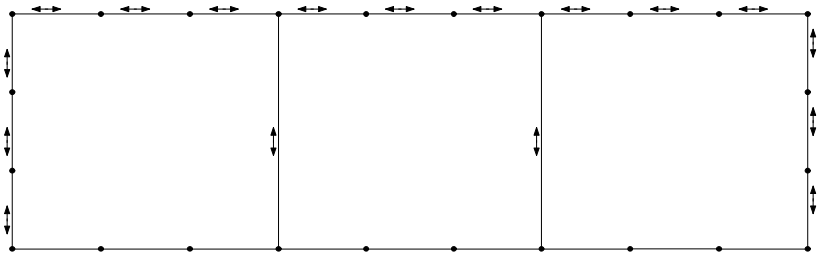
12) CASE12 - 수평수압(WATERH)



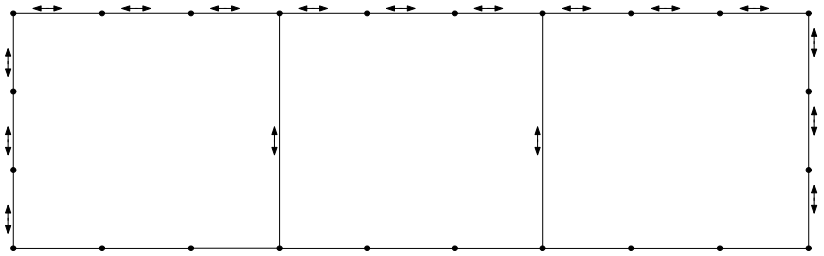
13) CASE13 - 부력(BUOYANCY)



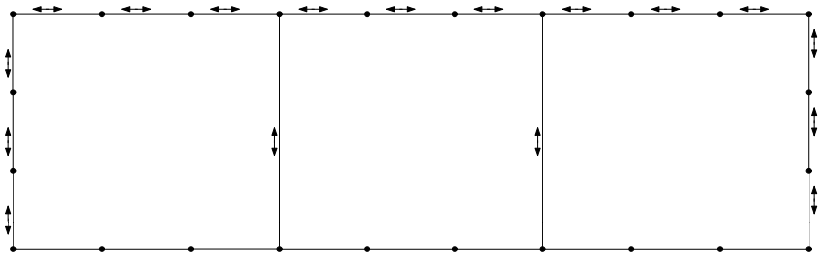
14) CASE14 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



15) CASE15 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)



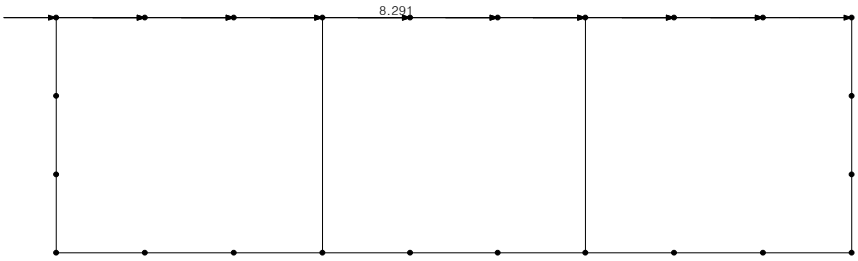
16) CASE16 - 건조수축 -15° C(SHRINK)



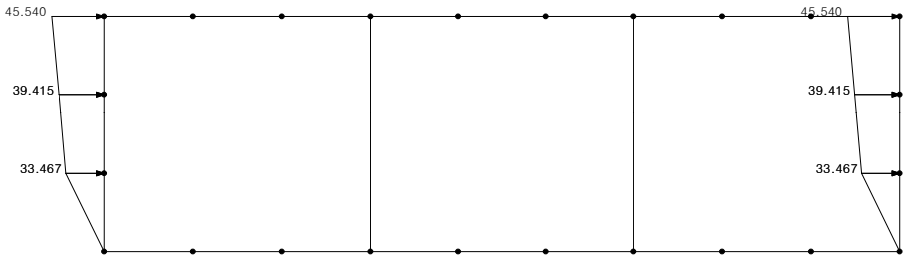
12. 하중 재하 (붕괴방지)

- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

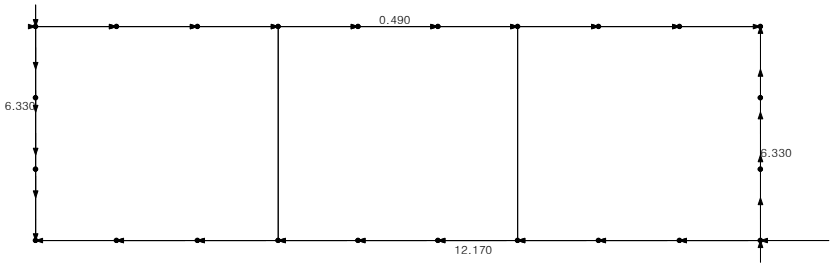
1) CASE1 - 상부 슬래브에 작용하는 지반변위하중(COLSLAB)



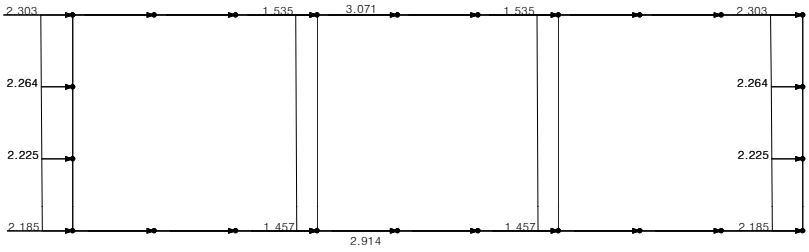
2) CASE2 - 측벽에 작용하는 지반변위하중(COLWALL)



3) CASE3 - 주면전단력(COLMS)

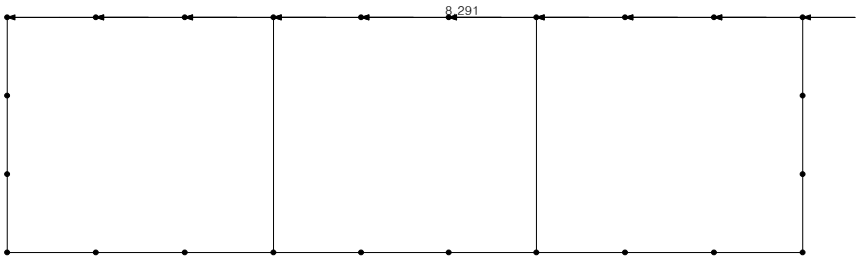


4) CASE4 - 관성력 (COLINER)

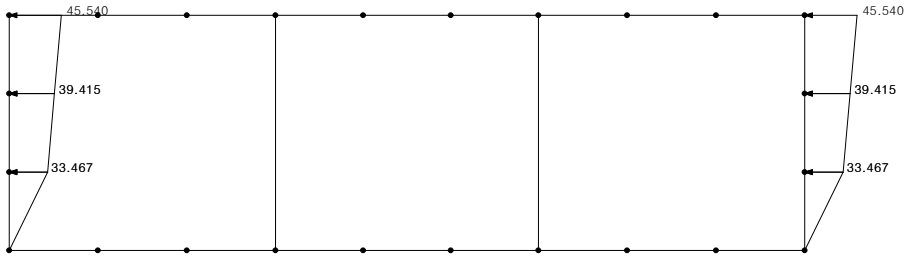


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

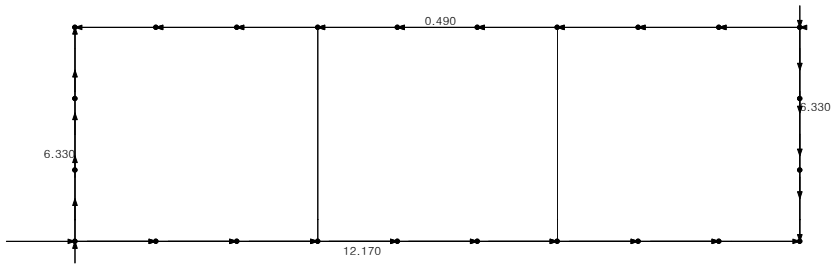
5) CASE5 - 상부 슬래브에 작용하는 지반변위하중(COLSLAB2)



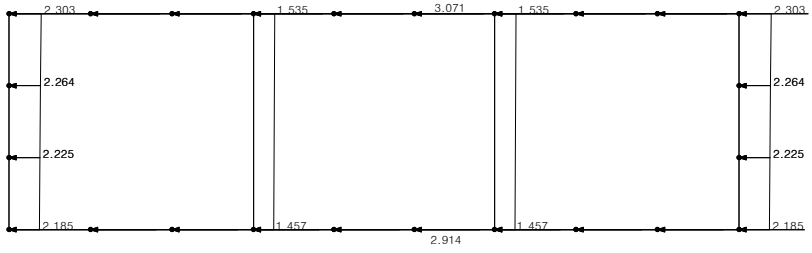
6) CASE6 - 측벽에 작용하는 지반변위하중(COLWALL2)



7) CASE7 - 주면전단력(COLMS2)



8) CASE8 - 관성력 (COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = 0.000 m

1) 계수하중

구 분	D	L	H	G	Q	지하수 고려	중차량 하중
LC1	1.300	2.150	1.700				
LC2	1.300		1.700				
LC3	1.500	1.300	1.700				
LC4	1.300	1.300	1.700	1.300			
LC5	1.250		1.650	1.250			
LC6	1.250	1.250	1.650	1.250			
LC7	1.200		1.550				
LC8	1.300	1.300	1.700				●
LC9	1.300	2.150	1.700		1.300	●	
LC10	1.300		1.700		1.300	●	
LC11	1.500	1.300	1.700		1.300	●	
LC12	1.300	1.300	1.700	1.300	1.300	●	
LC13	1.250		1.650	1.250	1.250	●	
LC14	1.250	1.250	1.650	1.250	1.250	●	
LC15	1.200		1.550		1.200	●	
LC16	1.300	1.300	1.700		1.300	●	●
LC17	1.300	2.150	0.650				
LC18	1.300		0.650				
LC19	1.500	1.300	0.650				
LC20	1.300	1.300	0.650	1.300			
LC21	1.250		0.650	1.250			
LC22	1.250	1.250	0.650	1.250			
LC23	1.200		0.800				
LC24	1.300	1.300	0.650				●
LC25	1.300	2.150	0.650		1.300	●	
LC26	1.300		0.650		1.300	●	
LC27	1.500	1.300	0.650		1.300	●	
LC28	1.300	1.300	0.650	1.300	1.300	●	
LC29	1.250		0.650	1.250	1.250	●	
LC30	1.250	1.250	0.650	1.250	1.250	●	
LC31	1.200		0.800		1.200	●	
LC32	1.300	1.300	0.650		1.300	●	●

2) 계수하중 편심최대

구 분	D	L	H	G	Q	지하수 고려	중차량 하중
LC1	1.000	2.150	1.700				
LC2	1.000		1.700				
LC3	1.000	1.300	1.700				
LC4	1.000	1.300	1.700	1.300			
LC5	0.950		1.650	1.250			
LC6	0.950	1.250	1.650	1.250			
LC7	0.900		1.550				
LC8	1.000	1.300	1.700				●
LC9	1.000	2.150	1.700		1.300	●	
LC10	1.000		1.700		1.300	●	
LC11	1.000	1.300	1.700		1.300	●	
LC12	1.000	1.300	1.700	1.300	1.300	●	
LC13	0.950	2.150	0.650			●	
LC14	0.950	1.250	1.650	1.250	1.250	●	
LC15	0.900		1.550		1.200	●	
LC16	1.000	1.300	1.700		1.300	●	●
LC17	1.000	1.300	0.650				
LC18	1.000		0.650				
LC19	1.000	1.300	0.650				
LC20	1.000		0.650	1.250			
LC21	0.950	2.150	0.650	1.300			
LC22	0.950	1.250	0.650	1.250			
LC23	0.900		0.800				
LC24	1.000	1.300	0.650	1.300			●
LC25	1.000	1.300	0.650		1.300	●	
LC26	1.000		0.650		1.300	●	
LC27	1.000	1.300	0.650		1.300	●	
LC28	1.000	1.300	0.650	1.300	1.300	●	
LC29	0.950		0.650	1.250	1.250	●	
LC30	0.950	1.250	0.650	1.250	1.250	●	
LC31	0.900		0.800		1.200	●	
LC32	1.000	1.300	0.650		1.300	●	●

3) 사용하중

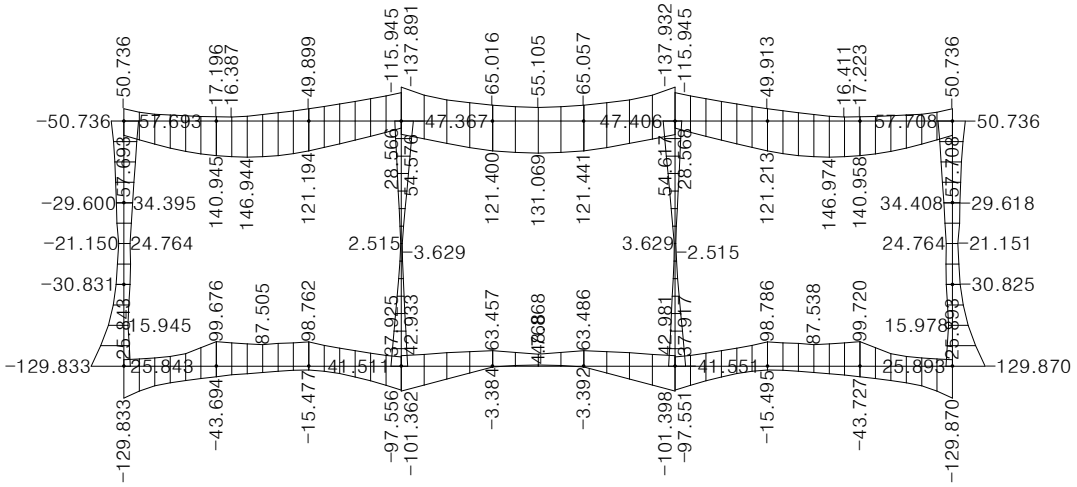
구 분	D	L	H	G	Q	지하수 고려	중차량 하중
LC1	1.000	1.000	1.000				
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	1.000			
LC4	1.000		1.000	1.000			
LC5	1.000		1.000				
LC6	1.000	1.000	1.000				●
LC7	1.000	1.000	1.000		1.000	●	
LC8	1.000		1.000		1.000	●	
LC9	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●	
LC10	1.000		1.000	1.000	1.000	●	
LC11	1.000		1.000		1.000	●	
LC12	1.000	1.000	1.000		1.000	●	●
LC13	1.000	1.000	0.500				
LC14	1.000		0.500				
LC15	1.000	1.000	0.500	1.000			
LC16	1.000		0.500	1.000			
LC17	1.000		0.500				
LC18	1.000	1.000	0.500				●
LC19	1.000	1.000	0.500		1.000	●	
LC20	1.000		0.500		1.000	●	
LC21	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●	
LC22	1.000		0.500	1.000	1.000	●	
LC23	1.000		0.500		1.000	●	
LC24	1.000	1.000	0.500		1.000	●	●

4) 지진시(붕괴방지수준)

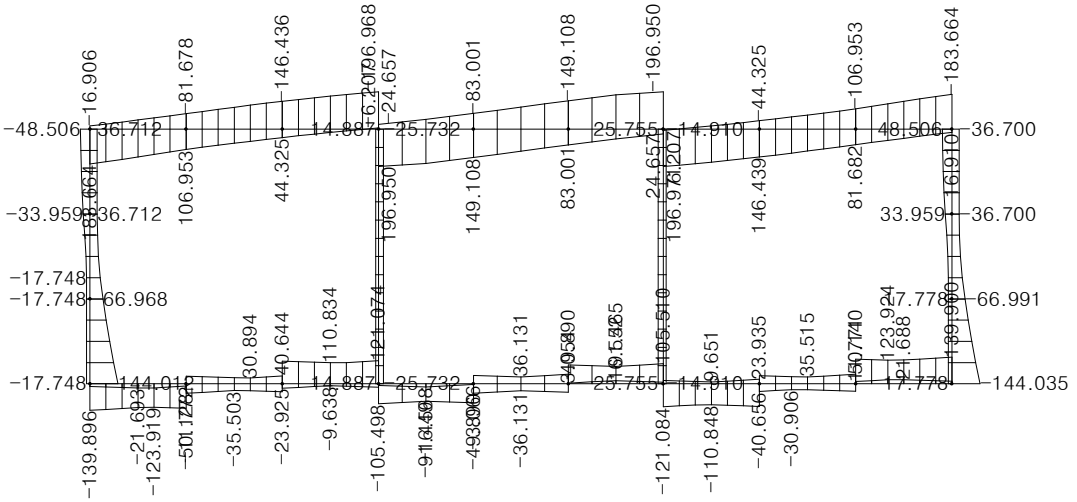
구 분	D	L	H	G	Q	E	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.000	1.000	1.000		1.000	1.000	●

14. 단면력정리(상시)

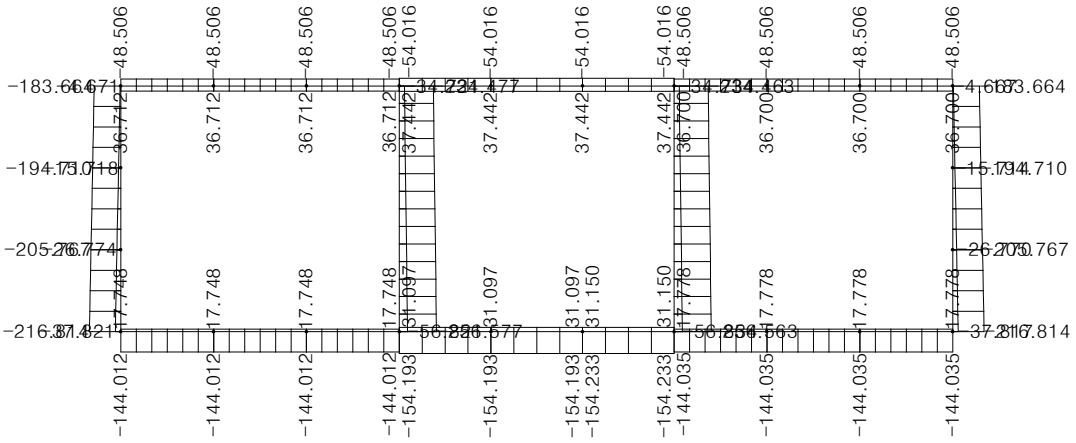
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



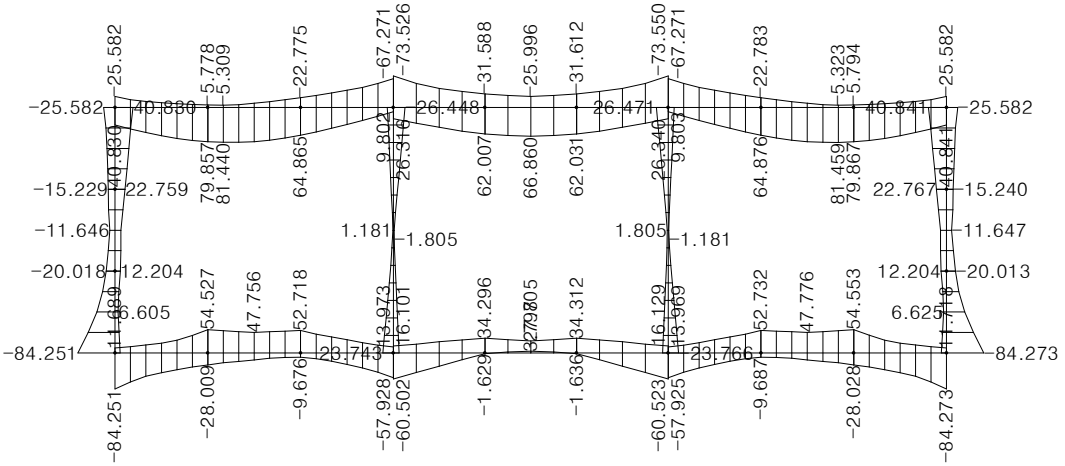
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

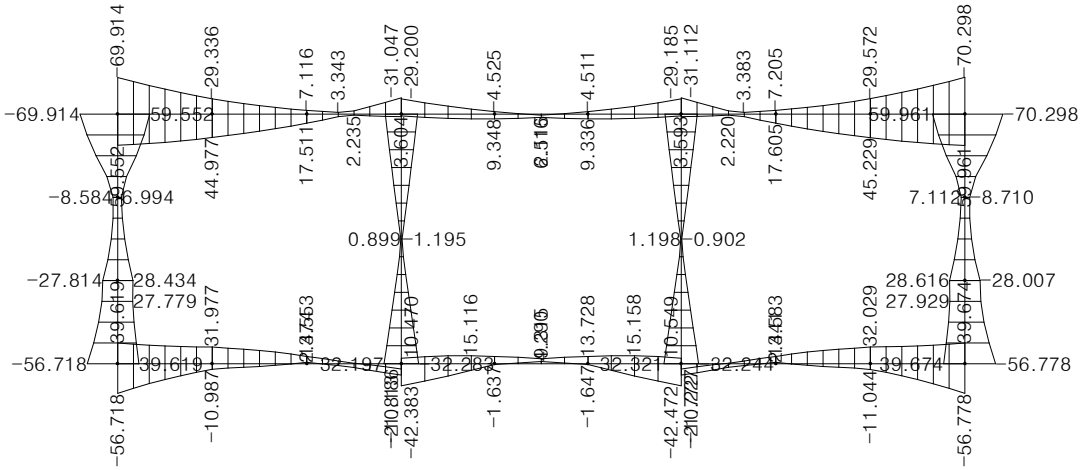


5) 단면력 정리

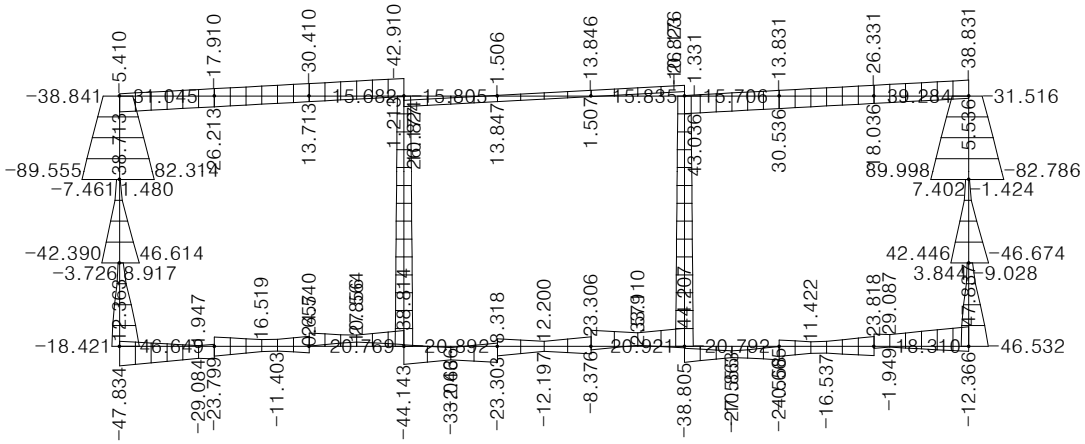
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	50.74	153.80	48.51	25.58	1000.00	500.00	
		중앙부	2	146.94	104.13	48.51	81.40	1000.00	400.00	
		우측	3	115.95	180.70	48.51	67.27	1000.00	500.00	
	2 경간	좌측	4	137.89	184.95	54.02	73.53	1000.00	500.00	
		중앙부	5	131.07	116.06	54.02	66.86	1000.00	400.00	
		우측	6	137.93	184.95	54.02	73.55	1000.00	500.00	
	3 경간	좌측	7	115.95	180.71	48.51	67.27	1000.00	500.00	
		중앙부	8	146.97	104.13	48.51	81.41	1000.00	400.00	
		우측	9	50.74	153.80	48.51	25.58	1000.00	500.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	10	129.83	128.20	144.01	84.25	1000.00	500.00	
		중앙부	11	99.68	129.34	144.01	54.53	1000.00	400.00	
		우측	12	97.56	111.25	144.01	57.93	1000.00	500.00	
	2 경간	좌측	13	101.36	95.14	154.19	60.50	1000.00	500.00	
		중앙부	14	63.49	99.48	154.19	34.31	1000.00	400.00	
		우측	15	101.40	95.16	154.23	60.52	1000.00	500.00	
	3 경간	좌측	16	97.55	111.26	144.04	57.93	1000.00	500.00	
		중앙부	17	99.72	129.34	144.04	54.55	1000.00	400.00	
		우측	18	129.87	128.20	144.04	84.27	1000.00	500.00	
좌측 벽체	1 층	상부	19	50.74	45.26	183.66	25.58	1000.00	400.00	
		중앙부	20	39.82	39.92	191.95	27.31	1000.00	300.00	
		하부	21	129.83	109.75	216.81	84.25	1000.00	400.00	
우측 벽체	1 층	상부	22	50.74	45.26	183.66	25.58	1000.00	400.00	
		중앙부	23	39.84	39.92	191.95	27.32	1000.00	300.00	
		하부	24	129.87	109.77	216.81	84.27	1000.00	400.00	
중간 벽체	1 련	상부	25	47.37	25.73	234.48	26.45	1000.00	200.00	
		중앙부	26	22.76	25.73	251.84	13.13	1000.00	200.00	
		하부	27	25.19	25.73	256.58	12.84	1000.00	200.00	
		상부	28	26.40	25.76	234.46	13.85	1000.00	200.00	
		중앙부	29	28.18	25.76	239.20	15.63	1000.00	200.00	
		하부	30	41.55	25.76	256.56	23.77	1000.00	200.00	

15. 단면력정리(붕괴방지)

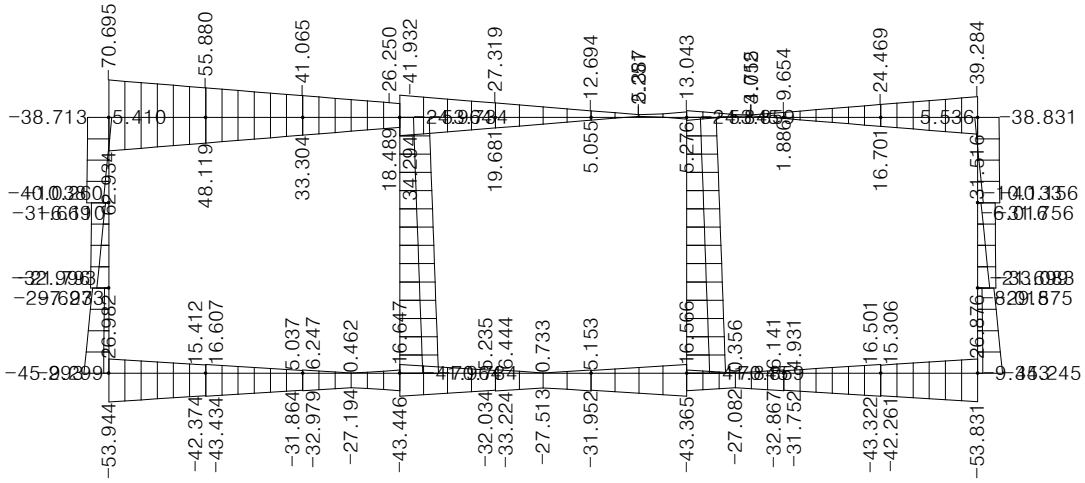
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	69.91	33.71	70.70	1000.00	500.00	
		중앙부	2	37.23	22.08	50.94	1000.00	400.00	
		우측	3	31.05	38.41	26.25	1000.00	500.00	
	2 경간	좌측	4	29.20	21.68	41.93	1000.00	500.00	
		중앙부	5	6.52	7.68	20.01	1000.00	400.00	
		우측	6	29.19	21.68	10.55	1000.00	500.00	
	3 경간	좌측	7	31.11	38.54	13.04	1000.00	500.00	
		중앙부	8	37.43	22.20	19.53	1000.00	400.00	
		우측	9	70.30	33.83	39.28	1000.00	500.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	10	56.72	38.83	53.94	1000.00	500.00	
		중앙부	11	31.98	30.38	42.37	1000.00	400.00	
		우측	12	21.81	30.71	32.70	1000.00	500.00	
	2 경간	좌측	13	42.38	36.04	43.45	1000.00	500.00	
		중앙부	14	13.73	39.13	33.14	1000.00	400.00	
		우측	15	42.47	36.11	43.37	1000.00	500.00	
	3 경간	좌측	16	21.77	30.71	32.80	1000.00	500.00	
		중앙부	17	32.03	30.38	43.32	1000.00	400.00	
		우측	18	56.78	38.84	53.83	1000.00	500.00	
좌측 벽체	1 층	상부	19	69.91	59.76	38.71	1000.00	400.00	
		중앙부	20	16.46	77.53	39.71	1000.00	300.00	
		하부	21	56.72	31.80	45.29	1000.00	400.00	
우측 벽체	1 층	상부	22	70.30	60.20	38.83	1000.00	400.00	
		중앙부	23	16.46	77.97	39.83	1000.00	300.00	
		하부	24	56.78	31.68	45.25	1000.00	400.00	
중간 벽체	1 련	상부	25	30.26	16.49	53.73	1000.00	200.00	
		중앙부	26	17.36	19.82	67.09	1000.00	200.00	
		하부	27	32.28	20.23	70.73	1000.00	200.00	
		상부	28	29.80	16.37	53.86	1000.00	200.00	
		중앙부	29	18.37	16.95	57.50	1000.00	200.00	
		하부	30	32.24	20.41	70.86	1000.00	200.00	

16. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	450	69.91	148.17	616.37	D16 - 6.7EA	1324.00	2.12
		중앙부	2	1000	350	146.94	114.41	1717.23	D16 - 6.7EA	1324.00	0.78
		우측	3	1000	450	115.94	148.17	1030.23	D16 - 6.7EA	1324.00	1.28
	2경간	좌측	4	1000	450	137.89	148.17	1229.91	D16 - 6.7EA	1324.00	1.07
		중앙부	5	1000	350	131.07	114.41	1524.35	D16 - 6.7EA	1324.00	0.87
		우측	6	1000	450	137.93	148.17	1230.28	D16 - 6.7EA	1324.00	1.07
	3경간	좌측	7	1000	450	115.95	148.17	1030.24	D16 - 6.7EA	1324.00	1.28
		중앙부	8	1000	350	146.97	114.41	1717.60	D16 - 6.7EA	1324.00	0.78
		우측	9	1000	450	70.30	148.17	619.79	D16 - 6.7EA	1324.00	2.11
하부슬래브	1경간	좌측	10	1000	450	129.83	148.17	1156.41	D16 - 6.7EA	1324.00	1.14
		중앙부	11	1000	350	99.68	114.41	1148.49	D16 - 6.7EA	1324.00	1.15
		우측	12	1000	450	97.56	148.17	864.11	D16 - 6.7EA	1324.00	1.52
	2경간	좌측	13	1000	450	101.36	148.17	898.40	D16 - 6.7EA	1324.00	1.46
		중앙부	14	1000	350	63.49	114.41	723.91	D16 - 6.7EA	1324.00	1.80
		우측	15	1000	450	101.40	148.17	898.72	D16 - 6.7EA	1324.00	1.46
	3경간	좌측	16	1000	450	97.55	148.17	864.06	D16 - 6.7EA	1324.00	1.52
		중앙부	17	1000	350	99.72	114.41	1149.01	D16 - 6.7EA	1324.00	1.15
		우측	18	1000	450	129.87	148.17	1156.76	D16 - 6.7EA	1324.00	1.14
좌측벽체	1층	상부	19	1000	350	69.91	114.41	798.67	D16 - 6.7EA	1324.00	1.64
		중앙부	20	1000	250	39.82	80.65	638.28	D16 - 6.7EA	1324.00	2.03
		하부	21	1000	350	129.83	114.41	1509.41	D16 - 6.7EA	1324.00	0.88
우측벽체	1층	상부	22	1000	350	70.30	114.41	803.14	D16 - 6.7EA	1324.00	1.63
		중앙부	23	1000	250	39.84	80.65	638.61	D16 - 6.7EA	1324.00	2.02
		하부	24	1000	350	129.87	114.41	1509.87	D16 - 6.7EA	1324.00	0.88

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	200.5	153.8	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	2	200.5	104.1	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		우측	3	200.5	180.7	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
	2경간	좌측	4	200.5	185.0	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	5	200.5	116.1	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		우측	6	200.5	185.0	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
	3경간	좌측	7	200.5	180.7	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	8	200.5	104.1	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		우측	9	200.5	153.8	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	10	200.5	128.2	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	11	200.5	129.3	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		우측	12	200.5	111.2	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
	2경간	좌측	13	200.5	95.1	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	14	200.5	99.5	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		우측	15	200.5	95.2	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
	3경간	좌측	16	200.5	111.3	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	17	200.5	129.3	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		우측	18	200.5	128.2	255.92	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
좌측벽체	1층	상부	19	143.2	59.8	182.80	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	20	143.2	77.5	182.80	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		하부	21	143.2	109.7	182.80	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
우측벽체	1층	상부	22	143.2	60.2	182.80	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		중앙부	23	143.2	78.0	182.80	1.67	-	D13	300	211.17	O.K
		하부	24	143.2	109.8	182.80	1.67	-	D13	300	211.17	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	450.0	50.0	69.9	153.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (450.00 - 26.179) / 26.179 = 0.04857

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 616.368 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 2.148]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (450.00 - a/2) = 148.173 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 69.914 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.119]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 153.797 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	400.0	350.0	50.0	146.9	104.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 26.179) / 26.179 = 0.03711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1717.233 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 0.771]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00378

ρuse < ρmin → 사용철근비가 최소철근비보다 부족합니다. ∴ N.G

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (350.00 - a/2) = 114.411 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

< Mu (= 146.944 kN.m) ∴ N.G [안전률 0.779]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 104.125 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	450.0	50.0	115.9	180.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (450.00 - 26.179) / 26.179 = 0.04857

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1030.231 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 1.285]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00294

ρuse < ρmin → 사용철근비가 최소철근비보다 부족합니다. ∴ N.G

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (450.00 - a/2) = 148.173 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 115.945 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.278]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 180.703 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	450.0	50.0	137.9	185.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (450.00 - 26.179) / 26.179 = 0.04857

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1229.909 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 1.077]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00294

ρuse < ρmin → 사용철근비가 최소철근비보다 부족합니다. ∴ N.G

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (450.00 - a/2) = 148.173 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 137.891 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.075]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 184.954 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	400.0	350.0	50.0	131.1	116.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 26.179) / 26.179 = 0.03711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1524.353 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 0.869]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00378

ρuse < ρmin → 사용철근비가 최소철근비보다 부족합니다. ∴ N.G

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (350.00 - a/2) = 114.411 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

< Mu (= 131.069 kN.m) ∴ N.G [안전률 0.873]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 116.055 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	450.0	50.0	137.9	185.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (450.00 - 26.179) / 26.179 = 0.04857

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1230.284 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 1.076]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00294

ρuse < ρmin → 사용철근비가 최소철근비보다 부족합니다. ∴ N.G

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (450.00 - a/2) = 148.173 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 137.932 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.074]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 184.954 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	450.0	50.0	115.9	180.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (450.00 - 26.179) / 26.179 = 0.04857

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1030.236 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 1.285]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00294

ρuse < ρmin → 사용철근비가 최소철근비보다 부족합니다. ∴ N.G

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (450.00 - a/2) = 148.173 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 115.945 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.278]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 180.707 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	400.0	350.0	50.0	147.0	104.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 26.179) / 26.179 = 0.03711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1717.596 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 0.771]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00378

ρuse < ρmin → 사용철근비가 최소철근비보다 부족합니다. ∴ N.G

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (350.00 - a/2) = 114.411 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

< Mu (= 146.974 kN.m) ∴ N.G [안전률 0.778]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 104.129 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	450.0	50.0	70.3	153.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (450.00 - 26.179) / 26.179 = 0.04857

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 619.790 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 2.136]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (450.00 - a/2) = 148.173 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 70.298 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.108]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 153.797 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	450.0	50.0	129.8	128.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (450.00 - 26.179) / 26.179 = 0.04857

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1156.414 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 1.145]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00294

ρuse < ρmin → 사용철근비가 최소철근비보다 부족합니다. ∴ N.G

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (450.00 - a/2) = 148.173 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 129.833 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.141]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 128.196 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	400.0	350.0	50.0	99.7	129.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 26.179) / 26.179 = 0.03711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1148.489 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 1.153]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00378

ρuse < ρmin → 사용철근비가 최소철근비보다 부족합니다. ∴ N.G

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (350.00 - a/2) = 114.411 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 99.676 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.148]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 129.336 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	450.0	50.0	97.6	111.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (450.00 - 26.179) / 26.179 = 0.04857

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 864.107 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 1.532]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (450.00 - a/2) = 148.173 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 97.556 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.519]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 111.246 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	450.0	50.0	101.4	95.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (450.00 - 26.179) / 26.179 = 0.04857

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 898.399 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 1.474]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (450.00 - a/2) = 148.173 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 101.362 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.462]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 95.142 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	400.0	350.0	50.0	63.5	99.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 26.179) / 26.179 = 0.03711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 723.906 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 1.829]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00378

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (350.00 - a/2) = 114.411 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 63.486 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.802]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 99.479 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	450.0	50.0	101.4	95.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (450.00 - 26.179) / 26.179 = 0.04857

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 898.722 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 1.473]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (450.00 - a/2) = 148.173 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 101.398 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.461]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 95.155 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	450.0	50.0	97.6	111.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (450.00 - 26.179) / 26.179 = 0.04857

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 864.056 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 1.532]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (450.00 - a/2) = 148.173 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 97.551 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.519]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 111.257 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	400.0	350.0	50.0	99.7	129.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 26.179) / 26.179 = 0.03711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1149.006 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 1.152]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00378

ρuse < ρmin → 사용철근비가 최소철근비보다 부족합니다. ∴ N.G

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (350.00 - a/2) = 114.411 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 99.720 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.147]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 129.341 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	450.0	50.0	129.9	128.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (450.00 - 26.179) / 26.179 = 0.04857

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1156.756 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 1.145]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00294

ρuse < ρmin → 사용철근비가 최소철근비보다 부족합니다. ∴ N.G

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (450.00 - a/2) = 148.173 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 129.870 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.141]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 350.00 = 200.488 kN

≥ Vu (= 128.200 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	400.0	350.0	50.0	69.9	59.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 26.179) / 26.179 = 0.03711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 798.667 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm) , [사용률 = 1.658]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00378

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (350.00 - a/2) = 114.411 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 69.914 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.636]

* 전단에 대한 검토 (d = 250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 250.00 = 143.205 kN

≥ Vu (= 59.761 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	300.0	250.0	50.0	39.8	77.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (250.00 - 26.179) / 26.179 = 0.02565

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 638.280 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 2.074]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00530

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (250.00 - a/2) = 80.649 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 39.817 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.025]

* 전단에 대한 검토 (d = 250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 250.00 = 143.205 kN

≥ Vu (= 77.532 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	400.0	350.0	50.0	129.8	109.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 26.179) / 26.179 = 0.03711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1509.411 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 0.877]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00378

ρuse < ρmin → 사용철근비가 최소철근비보다 부족합니다. ∴ N.G

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (350.00 - a/2) = 114.411 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

< Mu (= 129.833 kN.m) ∴ N.G [안전률 0.881]

* 전단에 대한 검토 (d = 250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 250.00 = 143.205 kN

≥ Vu (= 109.749 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	400.0	350.0	50.0	70.3	60.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 26.179) / 26.179 = 0.03711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 803.137 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 1.649]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00378

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (350.00 - a/2) = 114.411 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 70.298 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.628]

* 전단에 대한 검토 (d = 250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 250.00 = 143.205 kN

≥ Vu (= 60.203 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	300.0	250.0	50.0	39.8	78.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (250.00 - 26.179) / 26.179 = 0.02565

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 638.606 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 2.073]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00530

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (250.00 - a/2) = 80.649 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

≥ Mu (= 39.837 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.024]

* 전단에 대한 검토 (d = 250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 250.00 = 143.205 kN

≥ Vu (= 77.974 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 21 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	400.0	350.0	50.0	129.9	109.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 300.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 21.00 x a x 1000.000 = 17850.000 x a

T = C 이므로, a = 22.252 mm, c = 22.252 / β1 = 22.252 / 0.85 = 26.179 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 26.179) / 26.179 = 0.03711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1509.865 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm), [사용률 = 0.877]

1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02168

ρuse = As / bd = 0.00378

ρuse < ρmin → 사용철근비가 최소철근비보다 부족합니다. ∴ N.G

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 300 x (350.00 - a/2) = 114.411 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.252 mm

< Mu (= 129.870 kN.m) ∴ N.G [안전률 0.881]

* 전단에 대한 검토 (d = 250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √21 x 1000.00 x 250.00 = 143.205 kN

≥ Vu (= 109.772 kN) , 전단보강 불필요.

17. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

7) 상부슬래브 : 3경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

8) 상부슬래브 : 3경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

9) 상부슬래브 : 3경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

13) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

14) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

15) 하부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

16) 하부슬래브 : 3경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

17) 하부슬래브 : 3경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

18) 하부슬래브 : 3경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

19) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 300 × 0.0025 = 750.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 750.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

20) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 300 × 0.0025 = 750.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 750.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

21) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 300 × 0.0025 = 750.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 750.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

22) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 300 × 0.0025 = 750.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 750.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

23) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 300 × 0.0025 = 750.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 750.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

24) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 300 × 0.0025 = 750.00 ㎟

∴ Used As = D13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 750.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1324.000 × 0.20 = 264.80 ㎟

∴ Used As = D13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 264.800 ∴ O.K

18. 내측벽체 검토

(단위 : kN,m)

부재	폭	두께	높이	CTC	축력	모멘트	축력×CTC	모멘트×CTC	해석모델	조합
W1	1.00	0.20	2.40	-	256.58	47.37	256.58	47.37	상시	232
					217.31	47.37	217.31	47.37	상시	4
W2	1.00	0.20	2.40	-	256.56	41.55	256.56	41.55	상시	232
					34.73	47.41	34.73	47.41	상시	231

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 200 \times 21$

$= 1680000\ N = 1680.00\ kN \geq 256.58\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

* 벽체와 기둥의 판별 (W2)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 200 \times 21$

$= 1680000\ N = 1680.00\ kN \geq 256.56\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

(1) 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=21MPa, fy=300MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	200.000	50.000	150.000	256.577	47.367	184.611

* 철근비 검토

As = 662.000 mm² (인장중심 = 50.00 mm), 1단 : D16- 3.3EA, d1 = 50.00 mm

Asf = 662.000 mm² (압축중심 = 50.00 mm), 1단 : D16- 3.3EA, d1 = 50.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 100.000 mm, ab = k1 x cb = 85.000 mm

Cc = 0.85 x 21.0 x 85000.000 = 1517.250 kN, ∑Csi = 186.783 kN, ∑Tsi = 198.600 kN

Pb = 1517.250 + 186.783 - 198.600 = 1505.433 kN

Mb = Cc x 57.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 106.511 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 70.751 mm, e = Mu/Pu = 184.611 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 39.511 mm, a = k1 x c = 33.584 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 21.0 x 33584.118 = 599.477 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 304.048 kN

Pn = 599.477 + 0.000 - 304.048 = 295.428 kN

Mn = Cc x 83.208 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 54.539 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=184.609)| = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 200.00 - 50.00 = 150.000 mm

c = 39.511 mm, a = k1 x c = 33.584 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (150.00-39.51) / 39.51 = 0.00839

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 3154.853 kN ≥ Pn = 295.428 kN

ΦPn = 0.85 x 295.428 = 251.114 kN < Pu = 256.577 kN ∴ N.G

ΦMn = ΦPn x 0.185 = 46.358 kN.m < Mu = 47.367 kN.m ∴ N.G

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √21.0 x 1000.00 x 150.00 = 93.797 kN

≥ Vu (= 25.732 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=21MPa, fy=300MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	200.000	50.000	150.000	217.307	47.367	217.972

* 철근비 검토

As = 662.000 mm² (인장중심 = 50.00 mm), 1단 : D16- 3.3EA, d1 = 50.00 mm

Asf = 662.000 mm² (압축중심 = 50.00 mm), 1단 : D16- 3.3EA, d1 = 50.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 100.000 mm, ab = k1 x cb = 85.000 mm

Cc = 0.85 x 21.0 x 85000.000 = 1517.250 kN, ∑Csi = 186.783 kN, ∑Tsi = 198.600 kN

Pb = 1517.250 + 186.783 - 198.600 = 1505.433 kN

Mb = Cc x 57.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 106.511 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 70.751 mm, e = Mu/Pu = 217.972 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 37.343 mm, a = k1 x c = 31.741 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 21.0 x 31741.369 = 566.583 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 333.230 kN

Pn = 566.583 + 0.000 - 333.230 = 233.354 kN

Mn = Cc x 84.129 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 50.865 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=217.973)| = 0.0011 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 200.00 - 50.00 = 150.000 mm

c = 37.343 mm, a = k1 x c = 31.741 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (150.00-37.34) / 37.34 = 0.00905

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 3154.853 kN ≥ Pn = 233.354 kN

ΦPn = 0.85 x 233.354 = 198.351 kN < Pu = 217.307 kN ∴ N.G

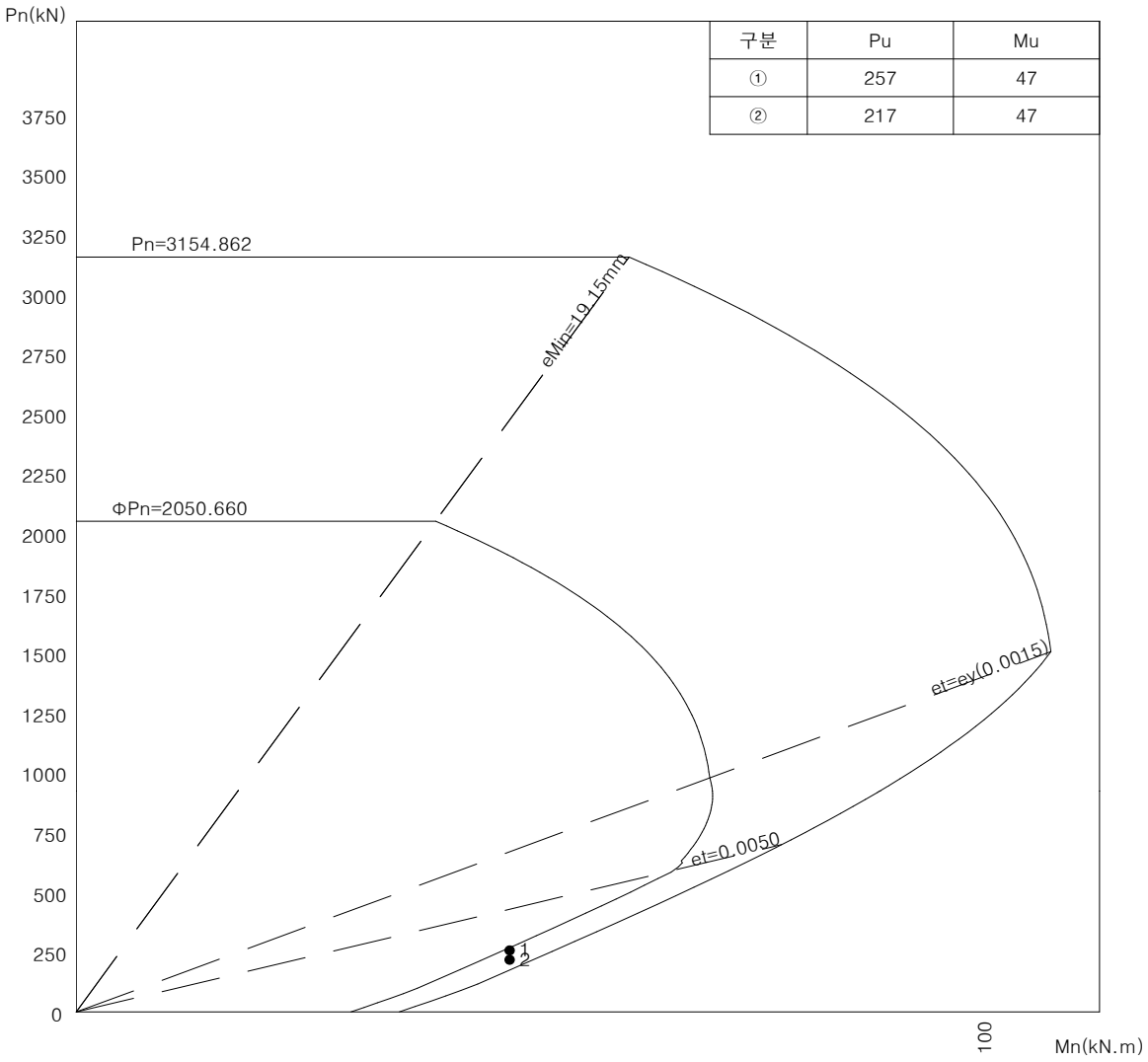
ΦMn = ΦPn x 0.218 = 43.235 kN.m < Mu = 47.367 kN.m ∴ N.G

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √21.0 x 1000.00 x 150.00 = 92.592 kN

≥ Vu (= 25.732 kN) , 전단보강 불필요.

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	257	47
②	217	47

(3) 벽체 2

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=21MPa, fy=300MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	200.000	50.000	150.000	256.563	41.551	161.951

* 철근비 검토

As = 662.000 mm² (인장중심 = 50.00 mm), 1단 : D16- 3.3EA, d1 = 50.00 mm

Asf = 662.000 mm² (압축중심 = 50.00 mm), 1단 : D16- 3.3EA, d1 = 50.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 100.000 mm, ab = k1 x cb = 85.000 mm

Cc = 0.85 x 21.0 x 85000.000 = 1517.250 kN, ∑Csi = 186.783 kN, ∑Tsi = 198.600 kN

Pb = 1517.250 + 186.783 - 198.600 = 1505.433 kN

Mb = Cc x 57.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 106.511 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 70.751 mm, e = Mu/Pu = 161.951 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 41.894 mm, a = k1 x c = 35.610 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 21.0 x 35609.865 = 635.636 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 275.454 kN

Pn = 635.636 + 0.000 - 275.454 = 360.182 kN

Mn = Cc x 82.195 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 58.333 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=161.955)| = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 200.00 - 50.00 = 150.000 mm

c = 41.894 mm, a = k1 x c = 35.610 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (150.00-41.89) / 41.89 = 0.00774

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 3154.853 kN ≥ Pn = 360.182 kN

ΦPn = 0.85 x 360.182 = 306.155 kN ≥ Pu = 256.563 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.162 = 49.582 kN.m ≥ Mu = 41.551 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √21.0 x 1000.00 x 150.00 = 93.796 kN

≥ Vu (= 25.755 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=21MPa, fy=300MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	200.000	50.000	150.000	34.734	47.406	1364.830

* 철근비 검토

As = 662.000 mm² (인장중심 = 50.00 mm), 1단 : D16- 3.3EA, d1 = 50.00 mm

Asf = 662.000 mm² (압축중심 = 50.00 mm), 1단 : D16- 3.3EA, d1 = 50.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 100.000 mm, ab = k1 x cb = 85.000 mm

Cc = 0.85 x 21.0 x 85000.000 = 1517.250 kN, ∑Csi = 186.783 kN, ∑Tsi = 198.600 kN

Pb = 1517.250 + 186.783 - 198.600 = 1505.433 kN

Mb = Cc x 57.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 106.511 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 70.751 mm, e = Mu/Pu = 1364.830 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 27.986 mm, a = k1 x c = 23.788 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 21.0 x 23787.708 = 424.611 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 397.200 kN

Pn = 424.611 + 0.000 - 397.200 = 27.411 kN

Mn = Cc x 88.106 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 37.411 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1364.830)| = 0.0002 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 200.00 - 50.00 = 150.000 mm

c = 27.986 mm, a = k1 x c = 23.788 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (150.00-27.99) / 27.99 = 0.01308

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 3154.853 kN ≥ Pn = 27.411 kN

ΦPn = 0.85 x 27.411 = 23.299 kN < Pu = 34.734 kN ∴ N.G

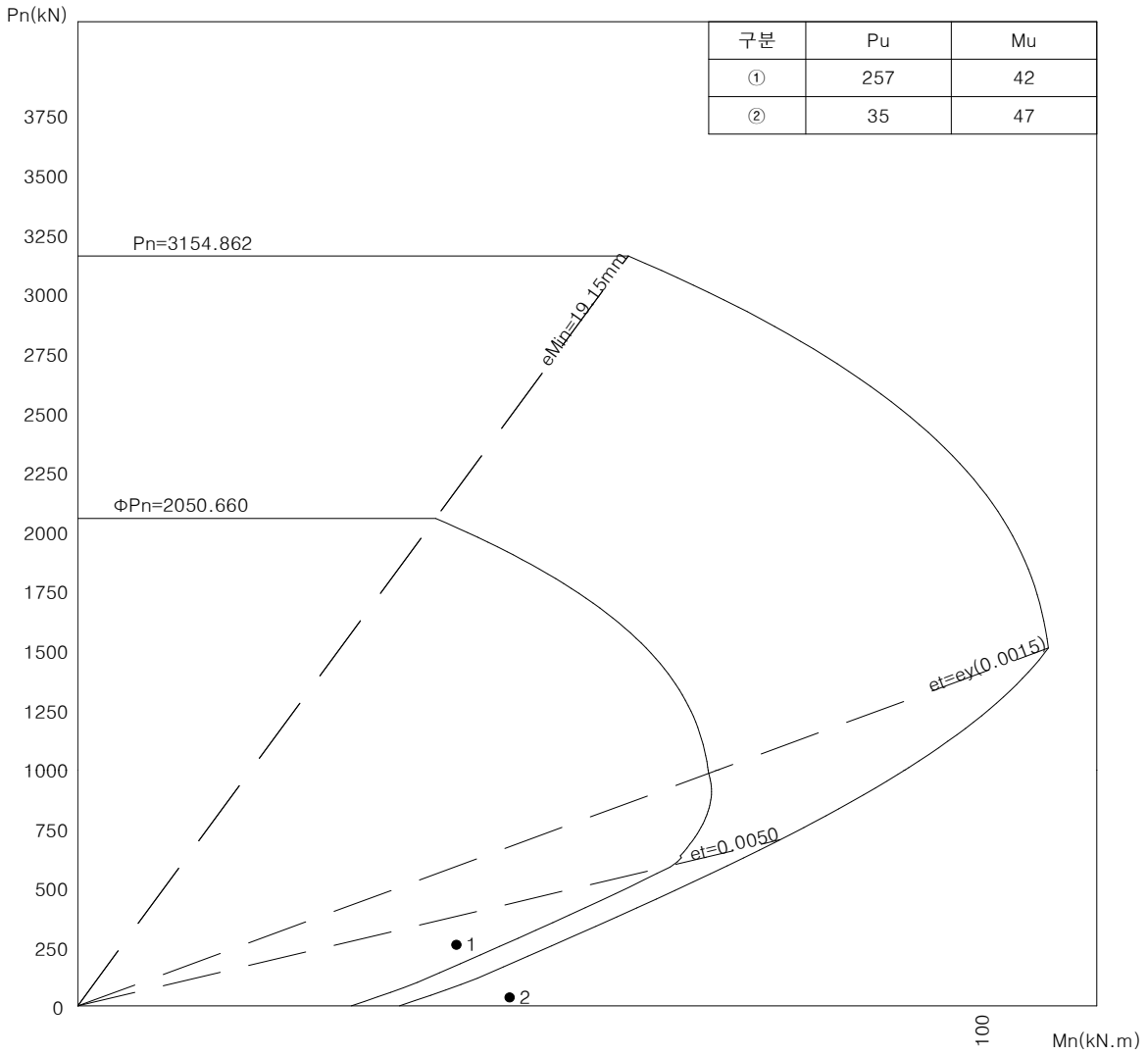
ΦMn = ΦPn x 1.365 = 31.799 kN.m < Mu = 47.406 kN.m ∴ N.G

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √21.0 x 1000.00 x 150.00 = 86.989 kN

≥ Vu (= 25.755 kN) , 전단보강 불필요.

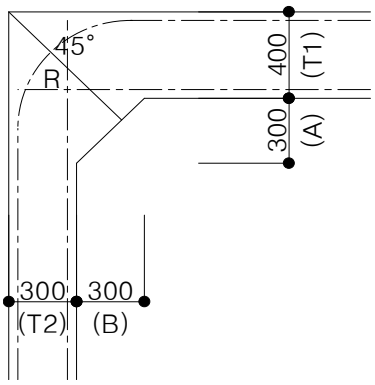
4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	257	42
②	35	47

19. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 21 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 300 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 25.582 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 25.582 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 707.107 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 25.58 \times 10^{6}}{707.107^2 \times 1000} = 0.256 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.596)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 662 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0014711 + √(2 x 0.0103 + (0.0103)²) = 0.134

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.134 /3 = 0.955

fs = Mo / (As x d x j) = 0.004 / (0.001 x 0.450 x 0.955)

= 14.345 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 14.345 x 0.001 = 9496.165 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 662 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0018914 + √(2 x 0.0132 + (0.0132)²) = 0.150

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.150 /3 = 0.950

fs = Mo / (As x d x j) = 0.004 / (0.001 x 0.350 x 0.950)

= 18.550 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 18.550 x 0.001 = 12279.792 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As` T : 대각선 방향의 인장력

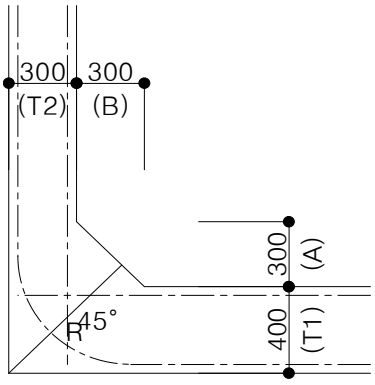
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As` = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(9496.165² + 12279.792²) / 1500.0

As` = 10.349 ㎟

사용철근량 : D13 @ 300, 2단 = 844.667 ㎟ ∴ O.K

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 21 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 300 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 84.251 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 84.251 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 707.107 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 84.25 \times 10^{6}}{707.107^2 \times 1000} = 0.843 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.596)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 84.25 \times 10^{6}}{707.107 \times 150} = 1588.644 \text{ mm}^2$$

Asb = 0.000 mm²

Req'd As = As - Asb
= 1588.644 mm² - 0.000 mm²
= 1588.644 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = D16 - 6.7EA

∴ Total As = 1324.000 mm² < Req'd As (= 1588.644 mm²) -----> N.G !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 662 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0014711 + √(2 x 0.0103 + (0.0103)²) = 0.134

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.134 /3 = 0.955

  fs = Mo / (As x d x j) = 0.001 / (0.001 x 0.450 x 0.955)

  = 4.107 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 4.107 x 0.001 = 2718.530 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 662 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0018914 + √(2 x 0.0132 + (0.0132)²) = 0.150

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.150 /3 = 0.950

  fs = Mo / (As x d x j) = 0.001 / (0.001 x 0.350 x 0.950)

  = 5.310 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 5.310 x 0.001 = 3515.417 N

- 보강철근량 산정

  T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As` T : 대각선 방향의 인장력

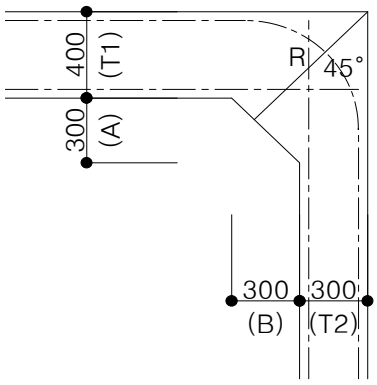
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As` = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(2718.530² + 3515.417²) / 1500.0

  As` = 2.963 ㎟

  사용철근량 : D13 @ 300, 2단 = 844.667 ㎟ ∴ O.K

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 21 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 300 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 25.582 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 25.582 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 707.107 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 25.58 \times 10\text{^}6}{707.107^2 \times 1000} = 0.256 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.596)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 662 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0014711 + √(2 x 0.0103 + (0.0103)²) = 0.134

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.134 /3 = 0.955

fs = Mo / (As x d x j) = 0.004 / (0.001 x 0.450 x 0.955)

= 14.349 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 14.349 x 0.001 = 9498.835 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 662 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0018914 + √(2 x 0.0132 + (0.0132)²) = 0.150

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.150 /3 = 0.950

fs = Mo / (As x d x j) = 0.004 / (0.001 x 0.350 x 0.950)

= 18.555 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 18.555 x 0.001 = 12283.245 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As` T : 대각선 방향의 인장력

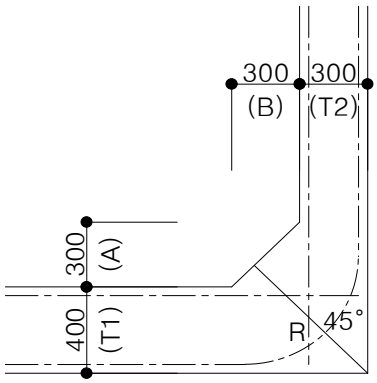
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As` = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(9498.835² + 12283.245²) / 1500.0

As` = 10.352 ㎟

사용철근량 : D13 @ 300, 2단 = 844.667 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 21 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 300 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 84.273 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 84.273 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 707.107 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 84.27 \times 10^{6}}{707.107^2 \times 1000} = 0.843 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.596)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 84.27 \times 10^{6}}{707.107 \times 150} = 1589.061 \text{ mm}^2$$

Asb = 0.000 mm²

Req'd As = As - Asb
= 1589.061 mm² - 0.000 mm²
= 1589.061 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = D16 - 6.7EA

∴ Total As = 1324.000 mm² < Req'd As (= 1589.061 mm²) ------> N.G !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 662 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0014711 + √(2 x 0.0103 + (0.0103)²) = 0.134

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.134 /3 = 0.955

  fs = Mo / (As x d x j) = 0.001 / (0.001 x 0.450 x 0.955)

  = 4.117 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 4.117 x 0.001 = 2725.359 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 662 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0018914 + √(2 x 0.0132 + (0.0132)²) = 0.150

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.150 /3 = 0.950

  fs = Mo / (As x d x j) = 0.001 / (0.001 x 0.350 x 0.950)

  = 5.324 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 5.324 x 0.001 = 3524.248 N

- 보강철근량 산정

  T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As` T : 대각선 방향의 인장력

  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As` = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(2725.359² + 3524.248²) / 1500.0

  As` = 2.970 ㎟

  사용철근량 : D13 @ 300, 2단 = 844.667 ㎟ ∴ O.K

20. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 150 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근간격 (mm)	최대간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	450	D16 - 6.7EA	150	1377.538	O.K	9.184
		중앙부	2	350	D16 - 6.7EA	150	312.672	O.K	2.084
		우측	3	450	D16 - 6.7EA	150	523.862	O.K	3.492
	2경간	좌측	4	450	D16 - 6.7EA	150	479.295	O.K	3.195
		중앙부	5	350	D16 - 6.7EA	150	403.478	O.K	2.690
		우측	6	450	D16 - 6.7EA	150	479.137	O.K	3.194
	3경간	좌측	7	450	D16 - 6.7EA	150	523.858	O.K	3.492
		중앙부	8	350	D16 - 6.7EA	150	312.582	O.K	2.084
		우측	9	450	D16 - 6.7EA	150	1377.538	O.K	9.184
하부슬래브	1경간	좌측	10	450	D16 - 6.7EA	150	417.856	O.K	2.786
		중앙부	11	350	D16 - 6.7EA	150	498.788	O.K	3.325
		우측	12	450	D16 - 6.7EA	150	608.352	O.K	4.056
	2경간	좌측	13	450	D16 - 6.7EA	150	582.470	O.K	3.883
		중앙부	14	350	D16 - 6.7EA	150	792.648	O.K	5.284
		우측	15	450	D16 - 6.7EA	150	582.268	O.K	3.882
	3경간	좌측	16	450	D16 - 6.7EA	150	608.387	O.K	4.056
		중앙부	17	350	D16 - 6.7EA	150	498.554	O.K	3.324
		우측	18	450	D16 - 6.7EA	150	417.718	O.K	2.785
좌측벽체	1층	상부	19	350	D16 - 6.7EA	150	1063.138	O.K	7.088
		중앙부	20	250	D16 - 6.7EA	150	703.022	O.K	4.687
		하부	21	350	D16 - 6.7EA	150	298.523	O.K	1.990
우측벽체	1층	상부	22	350	D16 - 6.7EA	150	1063.138	O.K	7.088
		중앙부	23	250	D16 - 6.7EA	150	702.721	O.K	4.685
		하부	24	350	D16 - 6.7EA	150	298.417	O.K	1.989

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 25.582 x 1000000 / [1324.000 x (450.000 - 82.531/3)]
= 45.734 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x1324.000)]
= 82.531 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 45.73) - 2.5 x 42.00 = 1616.92 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 45.73) = 1377.54 mm
Sa는 작은 값인 1377.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 1377.54 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 81.396 x 1000000 / [1324.000 x (350.000 - 71.809/3)]
= 188.545 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1324.000)]
= 71.809 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 188.55) - 2.5 x 42.00 = 312.67 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 188.55) = 334.14 mm
Sa는 작은 값인 312.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 312.67 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 67.271 x 1000000 / [1324.000 x (450.000 - 82.531/3)]
= 120.261 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x1324.000)]
= 82.531 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 120.26) - 2.5 x 42.00 = 549.83 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 120.26) = 523.86 mm
Sa는 작은 값인 523.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 523.86 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 73.526 x 1000000 / [1324.000 x (450.000 - 82.531/3)]
= 131.443 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x1324.000)]
= 82.531 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 131.44) - 2.5 x 42.00 = 494.12 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 131.44) = 479.29 mm
Sa는 작은 값인 479.29 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 479.29 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 66.860 x 1000000 / [1324.000 x (350.000 - 71.809/3)]
= 154.874 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1324.000)]
= 71.809 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.87) - 2.5 x 42.00 = 403.48 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 154.87) = 406.78 mm
Sa는 작은 값인 403.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 403.48 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 73.550 x 1000000 / [1324.000 x (450.000 - 82.531/3)]
= 131.486 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x1324.000)]
= 82.531 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 131.49) - 2.5 x 42.00 = 493.92 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 131.49) = 479.14 mm
Sa는 작은 값인 479.14 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 479.14 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 3경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 67.271 x 1000000 / [1324.000 x (450.000 - 82.531/3)]
= 120.262 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x1324.000)]
= 82.531 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 120.26) - 2.5 x 42.00 = 549.82 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 120.26) = 523.86 mm
Sa는 작은 값인 523.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 523.86 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 3경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 81.414 x 1000000 / [1324.000 x (350.000 - 71.809/3)]
= 188.586 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1324.000)]
= 71.809 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 188.59) - 2.5 x 42.00 = 312.58 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 188.59) = 334.07 mm
Sa는 작은 값인 312.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 312.58 mm) ∴ O.K

9) 상부슬래브 3경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 25.582 x 1000000 / [1324.000 x (450.000 - 82.531/3)]
= 45.734 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x1324.000)]
= 82.531 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 45.73) - 2.5 x 42.00 = 1616.92 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 45.73) = 1377.54 mm
Sa는 작은 값인 1377.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 1377.54 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 84.251 x 1000000 / [1324.000 x (450.000 - 82.531/3)]
= 150.615 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x1324.000)]
= 82.531 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 150.62) - 2.5 x 42.00 = 417.86 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 150.62) = 418.28 mm
Sa는 작은 값인 417.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 417.86 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 54.527 x 1000000 / [1324.000 x (350.000 - 71.809/3)]
= 126.306 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1324.000)]
= 71.809 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 126.31) - 2.5 x 42.00 = 518.49 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 126.31) = 498.79 mm
Sa는 작은 값인 498.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 498.79 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 57.928 x 1000000 / [1324.000 x (450.000 - 82.531/3)]
= 103.558 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x1324.000)]
= 82.531 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.56) - 2.5 x 42.00 = 655.44 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.56) = 608.35 mm
Sa는 작은 값인 608.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 608.35 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 60.502 x 1000000 / [1324.000 x (450.000 - 82.531/3)]
= 108.160 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x1324.000)]
= 82.531 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 108.16) - 2.5 x 42.00 = 623.09 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 108.16) = 582.47 mm
Sa는 작은 값인 582.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 582.47 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 34.312 x 1000000 / [1324.000 x (350.000 - 71.809/3)]
= 79.480 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1324.000)]
= 71.809 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.48) - 2.5 x 42.00 = 885.81 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 79.48) = 792.65 mm
Sa는 작은 값인 792.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 792.65 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 60.523 x 1000000 / [1324.000 x (450.000 - 82.531/3)]
= 108.198 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x1324.000)]
= 82.531 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 108.20) - 2.5 x 42.00 = 622.83 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 108.20) = 582.27 mm
Sa는 작은 값인 582.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 582.27 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 3경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 57.925 x 1000000 / [1324.000 x (450.000 - 82.531/3)]
= 103.553 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x1324.000)]
= 82.531 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.55) - 2.5 x 42.00 = 655.48 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.55) = 608.39 mm
Sa는 작은 값인 608.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 608.39 mm) ∴ O.K

17) 하부슬래브 3경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 54.553 x 1000000 / [1324.000 x (350.000 - 71.809/3)]
= 126.366 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1324.000)]
= 71.809 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 126.37) - 2.5 x 42.00 = 518.19 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 126.37) = 498.55 mm
Sa는 작은 값인 498.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 498.55 mm) ∴ O.K

18) 하부슬래브 3경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 84.273 x 1000000 / [1324.000 x (450.000 - 82.531/3)]
= 150.655 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x1324.000)]
= 82.531 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 150.65) - 2.5 x 42.00 = 417.72 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 150.65) = 418.17 mm
Sa는 작은 값인 417.72 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 417.72 mm) ∴ O.K

19) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 25.582 x 1000000 / [1324.000 x (350.000 - 71.809/3)]
= 59.259 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1324.000)]
= 71.809 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 59.26) - 2.5 x 42.00 = 1223.92 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 59.26) = 1063.14 mm
Sa는 작은 값인 1063.14 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 1063.14 mm) ∴ O.K

20) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 27.311 x 1000000 / [1324.000 x (250.000 - 59.433/3)]
= 89.613 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x250.0/(7x1324.000)]
= 59.433 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 89.61) - 2.5 x 42.00 = 773.78 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 89.61) = 703.02 mm
Sa는 작은 값인 703.02 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 703.02 mm) ∴ O.K

21) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 84.251 x 1000000 / [1324.000 x (350.000 - 71.809/3)]
= 195.156 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1324.000)]
= 71.809 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 195.16) - 2.5 x 42.00 = 298.52 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 195.16) = 322.82 mm
Sa는 작은 값인 298.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 298.52 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 25.582 x 1000000 / [1324.000 x (350.000 - 71.809/3)]
= 59.259 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1324.000)]
= 71.809 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 59.26) - 2.5 x 42.00 = 1223.92 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 59.26) = 1063.14 mm
Sa는 작은 값인 1063.14 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 1063.14 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 27.323 x 1000000 / [1324.000 x (250.000 - 59.433/3)]
= 89.652 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x250.0/(7x1324.000)]
= 59.433 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 89.65) - 2.5 x 42.00 = 773.40 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 89.65) = 702.72 mm
Sa는 작은 값인 702.72 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 702.72 mm) ∴ O.K

24) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 84.273 x 1000000 / [1324.000 x (350.000 - 71.809/3)]
= 195.207 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1324.000/1000.0 + 7x1324.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1324.000)]
= 71.809 mm

사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : D16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 16/2 = 42.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 195.21) - 2.5 x 42.00 = 298.42 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 195.21) = 322.73 mm
Sa는 작은 값인 298.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 6.67 Ea = 150.00 ≤ Sa (= 298.42 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 3.750 m
- fy = 300 MPa
- 부재두께(T) = 0.40 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28 × (0.43 + fy / 700)

T = 3.750 / 28 × (0.43 + 300 / 700)

T = 0.115 m < 0.400 m ----------> O.K

21. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 318.500 / 11.500 = 27.696 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = (20.048 + 2 × 80.193) / 11.50 15.690 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 27.70 + 15.69

= 43.386 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : Hansen식 사용

Qu = c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br

ϕ=0 일때, Qu = [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력 (kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m²)

q : 상재하중 (kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량 (kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B : 기초의 폭(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=26.635, Nq=15.411, Nr=11.696)

sc,sq,sr,sc : 기초의 형상계수

ic,iq,ir,ic : 기초의 근입깊이계수

gc,gq,gr,gc : 하중의 경사계수

bc,bq,br,bc : 지반계수

註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.

si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

c = 0.000 kN/m² r1 = 10.000 kN/m³ r2 = 10.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 11.500 m q = 10.000 kN/m²

L = 11.500 m

Φ = 15 + √12N = 28.416 , N = 15

Nq = e^(πtanΦ) tan² (45+Φ/2)

Nc = (Nq-1) cotΦ

Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ

sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.317

sc' = 0.2 B/L = 0.110

sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.296

sr = 1 - 0.4 B/L = 0.781

dc = 1 + 0.4k = 1.035, D/B > 1 : k=tan-1(D/B) , D/B ≤ 1 : k=D/B (rad)

dc' = 0.4k = 0.035

$dq = 1 + 2\tan\Phi(1-\sin\Phi)^2 \quad k = 1.026$

$dr = 1$

$gc = 1 - \beta/147 = 1.000$

$gc' = \beta/147 = 0.000$

$gq = (1-0.5\tan\beta)*(1-0.5\tan\beta)^4 = 1.000$

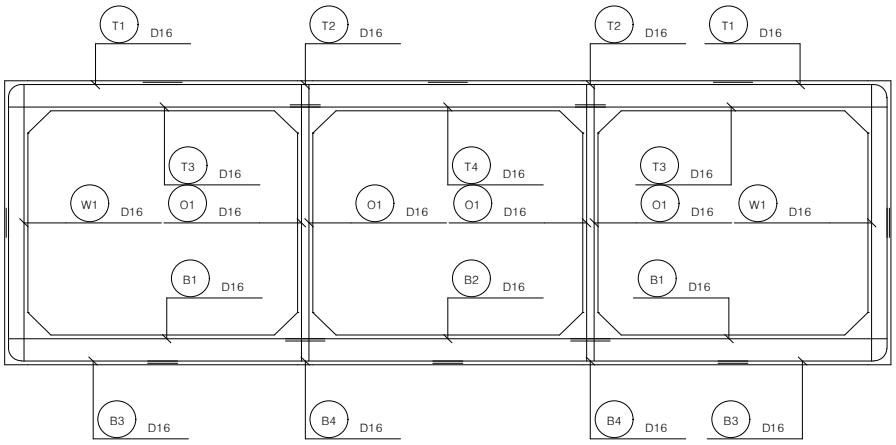
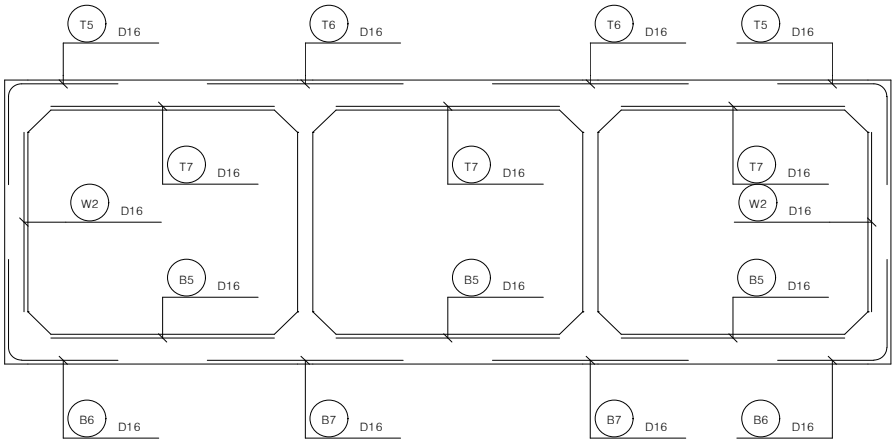
$gr = (1-0.5\tan\beta)*(1-0.5\tan\beta)^4 = 1.000$

$Qu = 0.000 \times 26.635 \times 1.317 \times 1.035 \times 1.000 +$
$10.000 \times 15.411 \times 1.296 \times 1.026 \times 1.000 +$
$0.5 \times 10.000 \times 11.500 \times 11.696 \times 0.781 \times 1.000 \times 1.000 = 730.115 \text{ kN/m}^2$

$Qa = Qu / 3 = 730.115 / 3 = 243.372 \text{ kN/m}^2 < 600.000 \text{ kN/m}^2$

22. 주철근 조립도

CYCLE-1(@300)



CYCLE-2(@300)